

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL-CPGEC

**POROSIDADE E PERMEABILIDADE DO  
CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO  
COM MICROSSÍLICA**

*Rogério Sartori Fornasier*

Dissertação apresentada ao corpo docente  
do Curso de pós-graduação em Engenharia Civil  
como requisito parcial para obtenção do Grau  
de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.

Área de concentração: Construção

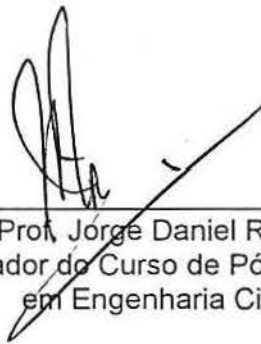
Porto Alegre,  
abril de 1995

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL.



---

Prof. Hélio Adão Greven  
Dr. pela Universidade de Hannover  
Orientador



---

Prof. Jorge Daniel Riera  
Coordenador do Curso de Pós-Graduação  
em Engenharia Civil

**BANCA EXAMINADORA:**

**Prof. Américo Campos Filho**

Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - SP

**Prof. Enio José Pazini Figueiredo**

Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - SP

**Ruy Alberto Cremonini**

Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - SP

*Aos meus pais.*

## AGRADECIMENTOS

Ao professor Ruy Alberto Cremonini pela sua dedicação e competência na revisão final desta dissertação.

À professora Denise Dal Molin pelo estímulo e constante apoio na execução deste trabalho.

Aos órgãos financiadores CAPES e CNPq, pelo apoio financeiro que possibilitou o desenvolvimento desta dissertação.

Aos professores e funcionários do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pelos ensinamentos e apoio recebidos.

Ao meu grande amigo Paulo Eduardo pelo incessante incentivo e apoio.

Aos meus pais Luiz e Sônia e irmãos Jaqueline, Cláudio e Andréa.

À bibliotecária Juliana Bonilha pela competente revisão das referências bibliográficas.

Às bibliotecárias da Biblioteca da Escola de Engenharia da UFRGS, em especial às bibliotecárias da Seção de Periódicos pela boa vontade, eficiência e competência no atendimento.

Às professoras Lucinda Maria Lorenzoni e Carla Fros pela competente revisão dos textos.

À Camargo Correa S.A. pela doação de parte do material utilizado nos ensaios.



# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	2
1.3 LIMITAÇÕES DA PESQUISA .....	2
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO .....	3
<b>2. ESTRUTURA INTERNA DO CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND .....</b>	<b>4</b>
2.1 O CONCRETO COMO MATERIAL TRIFÁSICO .....	4
2.1.1 FASE SÓLIDA .....	5
2.1.1.1 PASTA DE CIMENTO HIDRATADA .....	5
2.1.1.1.1 CIMENTO PORTLAND: COMPONENTES E COMPOSTOS FUNDAMENTAIS ...	5
2.1.1.1.2 PRODUTOS DA HIDRATAÇÃO .....	6
2.1.1.1.3 ESTRUTURA INTERNA DO CIMENTO HIDRATADO .....	12
2.1.1.2 AGREGADO .....	13
2.1.1.3 ZONA DE TRANSIÇÃO PASTA-AGREGADO .....	14
2.1.2 FASE LÍQUIDA .....	18
2.1.3 POROS DO CONCRETO .....	20
2.1.3.1 POROS GEL .....	21
2.1.3.2 POROS CAPILARES .....	21
2.1.3.3 MACROPOROS .....	22
2.1.3.4 MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS POROS ..	23
2.2 POROSIDADE E TIPOS DE DESLOCAMENTO NO CONCRETO .....	27
2.2.1 POROSIDADE DO CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND .....	27
2.2.1.1 INFLUÊNCIA DA POROSIDADE NAS PROPRIEDADES DA PASTA DE CIMENTO ENDURECIDA (PCE) .....	29
2.2.2 TIPOS DE DESLOCAMENTOS NO CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND .....	31
2.2.2.1 DIFUSÃO IÔNICA E SUCÇÃO CAPILAR .....	34
2.2.2.2 PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO .....	37
2.2.2.3 MIGRAÇÃO .....	38
2.2.3 RELAÇÃO ENTRE POROSIDADE E PERMEABILIDADE .....	38
2.2.4 PERCOLAÇÃO NOS POROS CAPILARES .....	39
2.2.5 PERCOLAÇÃO NOS POROS GEL .....	40
2.2.6 ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DO DESLOCAMENTO DO FLUÍDO PELO CONCRETO .....	41

2.2.6.1 ENSAIOS DE DIFUSÃO IÔNICA (LÍQUIDA E GASOSA) .....	41
2.2.6.2 ENSAIO DE SUCÇÃO CAPILAR .....	42
2.2.6.3 ENSAIO DE INFILTRAÇÃO SOB DIFERENÇA DE PRESSÃO .....	42
2.2.6.3.1 ENSAIOS DE SAÍDA (OUTPUT) .....	43
2.2.6.3.2 ENSAIOS DE ENTRADA (INPUT) .....	46
2.2.6.4 ENSAIO DE MIGRAÇÃO .....	48
2.2.7 MEDIÇÃO DA PERMEABILIDADE.....	48
2.2.7.1 PARÂMETROS NECESSÁRIOS PARA MEDIÇÃO DE PERMEABILIDADE .....	49
2.2.7.2 VALIDADE DOS ENSAIOS DE ABSORÇÃO E PERMEABILIDADE .....	50
<b>3. CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO (CAD) .....</b>	<b>52</b>
3.1 DEFINIÇÃO E CONCEITO DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO.....	52
3.2 PRODUÇÃO DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO .....	53
3.3 MATERIAIS CONSTITUINTES DO CAD .....	56
3.3.1 CIMENTO.....	56
3.3.2 AGREGADOS .....	58
3.3.2.1 AGREGADO MIÚDO .....	59
3.3.2.2 AGREGADO GRAÚDO .....	59
3.3.3 ADITIVOS SUPERPLASTIFICANTES.....	62
3.3.4 ADIÇÕES MINERAIS .....	67
3.4 CAD COM MICROSSÍLICA.....	68
3.4.1 QUANTIDADE DE MICROSSÍLICA UTILIZADA NO CONCRETO .....	70
3.4.2 APLICAÇÕES DO CAD COM MICROSSÍLICA .....	72
3.4.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA MICROSSÍLICA.....	74
3.4.4 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DA MICROSSÍLICA.....	75
3.4.5 PROPRIEDADES DA MICROSSÍLICA.....	76
3.4.5.1 EFEITO MICROFÍLER.....	77
3.4.5.2 EFEITO POZOLÂNICO .....	78
3.4.6 MICROESTRUTURA DO CAD COM MICROSSÍLICA .....	81
3.4.7 POROSIDADE E PERMEABILIDADE DO CAD COM MICROSSÍLICA .....	85
<b>4. PARTE EXPERIMENTAL .....</b>	<b>87</b>
4.1 ENSAIOS REALIZADOS NO CONCRETO ENDURECIDO .....	87
4.1.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL .....	87
4.1.2 PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO: PERMEABILIDADE.....	88
4.1.3 SUCÇÃO CAPILAR: ABSORÇÃO POR IMERSÃO .....	90
4.1.4 MIGRAÇÃO: PENETRAÇÃO DE CLORETOS .....	91
4.2 ENSAIOS REALIZADOS NO CONCRETO FRESCO.....	91
4.2.1 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE AR: MÉTODO PRESSOMÉTRICO .....	95
4.2.2 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE AR: MÉTODO GRAVIMÉTRICO .....	95
4.3 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS .....	96
4.3.1 CIMENTO.....	96

4.3.2	AGREGADO MIÚDO .....	96
4.3.3	AGREGADO GRAÚDO .....	97
4.3.4	MICROSSÍLICA.....	97
4.3.5	ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE .....	98
4.3.6	ÁGUA.....	98
4.3.7	OUTROS.....	98
4.4	VARIÁVEIS ANALISADAS .....	98
4.4.1	RELAÇÃO ÁGUA/AGLOMERANTE.....	98
4.4.2	ADIÇÃO DE MICROSSÍLICA.....	99
4.5	PROPORÇÕES DOS MATERIAIS E CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS .....	99
<b>5.</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>103</b>
5.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL.....	104
5.2	PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO: PERMEABILIDADE .....	108
5.2.1	PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO: PROFUNDIDADE MEDIDA.....	109
5.2.2	PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO: ÁREA MEDIDA .....	112
5.3	SUCÇÃO CAPILAR: ABSORÇÃO POR IMERSÃO.....	116
5.3.1	SUCÇÃO CAPILAR: SECAGEM DOS c.p. A 50 °C .....	117
5.3.2	SUCÇÃO CAPILAR: SECAGEM DOS c.p. A 105 °C .....	119
5.4	MIGRAÇÃO: PENETRAÇÃO DE CLORETOS .....	124
5.5	TEOR DE AR INCORPORADO: MÉTODO PRESSOMÉTRICO E GRAVIMÉTRICO .....	128
5.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	131
<b>6.</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PRÓXIMOS TRABALHOS.....</b>	<b>134</b>
6.1	CONCLUSÕES.....	134
6.2	SUGESTÕES PARA OUTROS TRABALHOS.....	136

# LISTA DE FIGURAS

## CAPÍTULO 2

- Figura 2.1 Evolução da resistência dos compostos puros do cimento (BOGUE e LERCH apud BOGHE, 1955).....6
- Figura 2.2 Representação esquemática das reações durante a hidratação dos silicatos do cimento Portland .....8
- Figura 2.3 Representação esquemática das reações durante a hidratação dos aluminatos do cimento Portland.....9
- Figura 2.4 Representação e microgravura da zona de transição pasta/agregado (MEHTA e MONTEIRO, 1992) .....15
- Figura 2.5 Distribuição da água na provável estrutura dos silicatos hidratados (SEREDA e FELDMAN, 1968).....19
- Figura 2.6 O fenômeno de transporte no concreto (CEB, 1992).....32
- Figura 2.7 Zonas de diferente qualidade em uma viga de concreto (DEWARS apud CLARKE, 1986) .....33
- Figura 2.8 Imersão do concreto em água (CEB, 1992) .....35
- Figura 2.9 Efeito da relação a/c na permeabilidade ao ar (NAGATAKI e UJIKE, 1986)..46

## Capítulo 3

- Figura 3.1 Aspecto da microssílica em um microscópio eletrônico (BUIL, 1987) .....75
- Figura 3.2 Ação da microssílica no concreto (RADJY e LOELAND, 1985) .....76
- Figura 3.3. Reação álcali-sílica ao longo do tempo em argamassas com MS (KUWAMURA et al., 1985) .....79
- Figura 3.4 Cristais em forma de agulhas (etringita) em pastas de cimento Portland com e sem microssílica aos 14 dias (ROSENBERG e GAIDIS, 1989).....84
- Figura 3.5 Porosidade do CAD com microssílica (SCRIVENER et al. apud MONTEIRO, 1993a).....86

## Capítulo 4

- Figura 4.1 Equipamento utilizado para o ensaio de penetração de água sob pressão...87
- Figura 4.2 Equipamento utilizado para o ensaio de penetração de cloretos.....91

## Capítulo 5

Figura 5.1 Variação da resistência à compressão conforme a interação a/agl e MS ....	106
Figura 5.2 Valores médios de resistência à compressão uniaxial .....	107
Figura 5.3 Valores médios de profundidade de penetração de água sob pressão .....	111
Figura 5.4 Valores médios de área de penetração de água sob pressão .....	114
Figura 5.5 Valores médios da porcentagem de absorção dos c.p. secos a 50 °C .....	118
Figura 5.6 Valores médios da porcentagem de absorção dos c.p. secos a 105 °C .....	120
Figura 5.7 Valores médios de carga passante do ensaio de penetração de cloretos ...	125
Figura 5.8 Resistência à compressão x porcentagem de absorção .....	132
Figura 5.9 Resistência à compressão x penetração de água sob pressão .....	132
Figura 5.10 Resistência à compressão x migração de cloretos.....	133

# LISTA DE QUADROS

## CAPÍTULO 2

Quadro 2.1 Propriedades e porcentagens de teores médios dos compostos fundamentais de cimento Portland: (1) KLOSS (1991), (2) MEHTA e MONTEIRO (1992), (3) PETRUCCI (1987), (4) TARTUCE e GIOVANNETTI (1990).....	6
Quadro 2.2 Importância relativa média das propriedades do agregado que alteram a resistência do concreto (KAPLAN, apud NEVILLE, 1982).....	14
Quadro 2.3 Classificação e características dos poros nas pastas de cimento hidratado (KNAB e CLIFTON apud JENNINGS, 1988).....	20
Quadro 2.4 Relação de alguns dos métodos utilizados para a determinação das propriedades estruturais dos poros (HAYNES, 1973a).....	24
Quadro 2.5 Absorção de água do concreto por vários métodos (LEA, 1976).....	50

## CAPÍTULO 3

Quadro 3.1 Efeito do momento de adição do superplastificante em argamassas com 15% de MS (ROSENBERG e GAIDIS, 1989).....	65
Quadro 3.2 Permeabilidade em concretos com microssílica (RADJY e LOELAND, apud GJØRV e HUSTAD, 1985). .....	86

## CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 Classificação dos concretos quanto à penetração a cloretos conforme a carga passante em Coulombs (ASTM C 1202-91 (1992)*, AASHTO T 277-83 (1983)** e WOLSIEFER e MORGAN (1993)***) .....	92
Quadro 4.2 Análise do cimento utilizado .....	96
Quadro 4.3 Características físicas do agregado miúdo.....	97
Quadro 4.4 Características físicas do agregado graúdo .....	97
Quadro 4.5 Composição química e física da microssílica .....	97
Quadro 4.6 Composição e características dos traços de concreto utilizados.....	100



## CAPÍTULO 5

Quadro 5.1 Classificação dos coeficientes de variação (c.v.) empregados para ensaios com concreto (ACI 214) (ANDERSON, 1985).....	103
Quadro 5.2 Resultados do ensaio de resistência à compressão uniaxial .....	105
Quadro 5.3 Análise de variâncias para resistência à compressão .....	106
Quadro 5.4 Resultado do ensaio de permeabilidade: penetração de água sob pressão - profundidade molhada (cm) .....	109
Quadro 5.5 Análise de variância para a profundidade medida do ensaio de penetração água sob pressão .....	110
Quadro 5.6 Classificação conforme BAKER (apud HOOTON e KONECNY, 1990) dos concretos segundo a profundidade de penetração de água sob pressão .....	111
Quadro 5.7 Resultados do ensaio de permeabilidade: penetração de água sob pressão - área molhada (cm <sup>2</sup> ) .....	112
Quadro 5.8 Análise de variância para a área medida do ensaio de penetração de água sob pressão .....	113
Quadro 5.9 Média dos resultados do ensaio de absorção total .....	115
Quadro 5.10 Análise de variância para o ensaio de absorção (secagem a 50 °C) .....	116
Quadro 5.11 Análise de variância para o ensaio de absorção (secagem a 105 °C) .....	118
Quadro 5.12 Média dos resultados do ensaio de absorção total: perda de água dos c.p. na estufa .....	120
Quadro 5.13 Média dos resultados do ensaio de absorção total: absorção de água pelos c.p. na imersão .....	121
Quadro 5.14 Média dos resultados do ensaio de absorção total: absorção efetiva .....	121
Quadro 5.15 Médias dos resultados do ensaio de absorção total: resistência à compressão .....	122
Quadro 5.16 Classificação dos concretos ensaiados segundo a porosidade e porcentagem de absorção de água (conforme HELENE, 1993).....	123
Quadro 5.17 Resultados do ensaio de penetração de cloretos.....	123
Quadro 5.18 Análise de variância para o ensaio de penetração de cloretos .....	124
Quadro 5.19 Permeabilidade a cloretos em CAD com MS (BAYASI, 1992).....	127
Quadro 5.20 Resultados dos ensaios do teor de ar: métodos pressométrico e gravimétrico .....	127
Quadro 5.21 Porcentagem média de ar incorporado, porcentagem de aditivo superplastificante e abatimento médio obtidos para os concretos estudados .....	129

## LISTA DE ABREVIATURAS

- a/c = relação água/cimento
- c.p. = corpo(s)-de-prova
- CAD = concreto de alto desempenho
- C-S-H = silicato de cálcio hidratado
- MS = microssílica
- PCE = pasta de cimento hidratada endurecida
- ZT = zona de transição pasta-agregado



## RESUMO

POROSIDADE E PERMEABILIDADE DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO COM MICROSSÍLICA  
por Rogério Sartori Fornasier

A porosidade e permeabilidade do concreto são de extrema importância para durabilidade deste material. Concretos de alto desempenho com adição de microsilica são métodos relativamente recentes de se obter um produto com características superiores aos concretos convencionais. A caracterização da microestrutura dos concretos convencionais de cimento Portland, do de alto desempenho e da microsilica são apresentados na revisão bibliográfica que inclui referências sobre os métodos de determinação da porosidade, da permeabilidade e das influências destes parâmetros sobre a durabilidade. São realizados ensaios de penetração de água sob pressão em regime de escoamento não permanente, de absorção total por imersão, de penetração de cloretos, de resistência à compressão uniaxial e de determinação do teor de ar pelo método pressométrico e gravimétrico. Um programa experimental é desenvolvido para obtenção de dados sobre corpos de prova de concreto com relações (água + aditivo) / (cimento + microsilica) de 0,28; 0,37 e 0,58, tendo teores de microsilica 0, 5, 10 e 20% em substituição ao consumo de cimento. É feita uma análise de diferença significativa entre as médias dos valores obtidos e verificada a correlação entre a relação (água + aditivo) / (cimento + microsilica) e teor de microsilica com resistência à compressão, à permeabilidade, à absorção e ao teor de ar incorporado. Após a revisão bibliográfica e em consequência dos dados fornecidos pelo programa experimental conclui-se que a relação água/aglomerante é a variável mais importante no desenvolvimento da porosidade e possibilidade de deslocamento de um fluido através do concreto. A eficiência da adição de microsilica foi variável conforme a quantidade empregada, do tipo de ensaio e da relação (água + aditivo) / (cimento + microsilica). Os ensaios de absorção total, penetração de cloretos e resistência à compressão mostraram que a microsilica é mais eficiente em concretos com baixa relação (água + aditivo) / (cimento + microsilica).

# ABSTRACT

POROSITY AND PERMEABILITY OF HIGH PERFORMANCE CONCRETE WITH MICROSILICA

by Rogério Sartori Fornasier

The porosity and permeability are extremely important to the concrete durability. Concretes of a high performance with microsilica is quite recent method to obtain a product of a higher quality than the ordinary concretes. The microstructure of ordinary Portland cement concrete, the high performance concrete and the microsilica are in the bibliography revision that also include references about the methods to determine the porosity, permeability and the influence of these parameters in durability. In this experimental project tests of penetration of water under pressure, total absorption by immersion, chloride penetration, compression strength and air entrainment are made. An experimental program is developed to obtain data about specimens with (water + admixture) / (cement + microsilica) relation of 0,28; 0,37 and 0,58, with 0, 5, 10 and 20% of microsilica instead of cement. An statistical analysis about the data is made and the relationship between (water + admixture) / (cement + microsilica) relation and percentage of microsilica with strength, permeability, absorption and air entrainment is verified. After the bibliographical review and based on the data provided for the experimental program it's possible to come to the conclusion that the (water + admixture) / (cement + microsilica) relation is the most important variant in the development of the porosity and the possibility of the moving of a fluid through the concrete. The effectiveness of the addition of microsilica varied according to the quantity used, the kind of experiment and the (water + admixture) / (cement + microsilica) relation. The experiments of total absorption, chloride penetration and compression strength show that microsilica is more efficient in concretes with low (water + admixture) / (cement + microsilica) relation.

# 1. INTRODUÇÃO

Conhecido desde os tempos antigos, o concreto foi quase totalmente esquecido com a queda do Império Romano que o utilizou em grande quantidade. Somente em 1756 voltou a ser alvo de estudos pelo engenheiro inglês John Smeatom que utilizou o concreto para ligação das pedras do terceiro farol Eddystone (DALZELL, 1977). Em 1796 foi fabricado o cimento artificial chamado "Cimento Romano" por James Parker e, em 1824, o "Cimento Portland" por Joseph Aspin. Apenas no final do século passado, com o uso do concreto armado, é feita a incorporação deste material como importante componente das construções.

Entre os materiais de construção, o concreto é o que possui uma das mais complexas estruturas constituintes devido à diversidade de seus componentes, com diferentes características químicas, físicas, mecânicas e diversificadas possibilidades de ligações entre eles. Possui uma particularidade incomum de as ligações entre seus compostos e eles mesmos poderem modificar-se no decorrer do tempo, alterando a estrutura e as propriedades do concreto. Com todas estas singularidades é de grande importância estudar profundamente este material quanto aos seus aspectos morfológicos, sua microestrutura e composição química.

As atuais exigências de melhores desempenhos têm demandado soluções que incluem a obtenção de concretos cada vez mais resistentes e duráveis pois tem-se constatado que este material não possui vida útil tão longa como anteriormente se acreditava, podendo apresentar problemas patológicos que comprometem seu desempenho em idades prematuras devido, principalmente, a falhas de projeto, execução e uso.

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A durabilidade do concreto é um aspecto complexo e está relacionada à ação de diversos agentes e fenômenos agressivos. Para conseguirmos um concreto durável é fundamental a melhora de algumas das suas propriedades, sendo uma das mais importantes a permeabilidade. Esta propriedade que é controlada pelas características da zona de transição (MONTEIRO, 1993a) identifica a possibilidade da passagem de águas

agressivas ou a ação destruidora dos agentes atmosféricos e está estritamente relacionada a questões decorrentes da degradação deste material.

A construção civil apresenta tendência de utilizar, cada vez mais, concretos de alto desempenho, evidenciando-se a necessidade de conhecer o comportamento deste material e dos componentes utilizados para sua produção através de estudos mais apurados e científicos nesta área. A aplicação das teorias e regulamentações específicas empregadas nos concretos convencionais não podem ser automaticamente adotadas nos concretos de alto desempenho em razão das diferenças que existem nos componentes empregados (tipo e quantidade) e nas propriedades apresentadas por estes concretos.

## **1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

Esta dissertação tem como objetivo investigar a variação do comportamento da permeabilidade em concretos de alto desempenho, partindo-se da hipótese que ocorra modificações na microestrutura do concreto, levando a uma diminuição da permeabilidade com a redução da relação água/cimento ( $a/c$ ) e adição de microssílica (MS) que segue uma linha de pesquisa que se desenvolve no âmbito da Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. O comportamento da permeabilidade será observado através de ensaios de penetração de água sob pressão em regime de escoamento não estacionário, de absorção total por imersão, de migração de cloretos e de determinação do teor de ar incorporado pelos métodos pressométrico e gravimétrico. Outra hipótese a ser analisada é a de que o ingresso de água no concreto, medido por estes ensaios, possa constituir um indicativo da durabilidade potencial deste material, sendo possível diferenciar concretos obtidos através de variações na relação  $a/c$  e diferentes teores de MS.

## **1.3 LIMITAÇÕES DA PESQUISA**

Como refere a bibliografia consultada, vários fatores podem influenciar a permeabilidade do concreto. Entre estes fatores, os mais importantes associados ao concreto e concretagem temos: a relação  $a/c$ , a adição de MS, a utilização de aditivos, o adensamento, o tipo de cura, a idade do corpo-de-prova (c.p.) e o tipo de cimento. Devido ao grande número de fatores a serem estudados, o presente trabalho limitou-se a estudar o efeito da relação  $a/c$  (0,28; 0,37 e 0,58) e a porcentagem de adição de MS (0, 5, 10 e 20%). Restrições de recursos financeiros e de tempo foram fundamentais para definição dos fatores estudados e do programa experimental.

## 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está ordenado em seis capítulos. O primeiro é a Introdução, na qual são apresentadas considerações iniciais, objetivos e limitações da pesquisa. O segundo capítulo pormenoriza a estrutura interna do concreto, a hidratação do cimento Portland e aborda os conceitos de permeabilidade e porosidade. São tratados também os principais métodos de avaliação da permeabilidade e a importância da relação a/c.

A definição de CAD, seus elementos constituintes e formas de produção são abordados no terceiro capítulo. É particularizado o uso da MS como adição mineral, descrevendo suas características físicas, químicas e principais propriedades. O quarto capítulo expõe a parte experimental em que são descritos os ensaios usados para a caracterização dos materiais, os ensaios de compressão uniaxial, permeabilidade à água (penetração de água sob pressão), absorção por imersão e migração de cloretos, bem como as condições de cura, secagem e exposição dos 252 c.p. de concreto utilizados neste estudo.

No quinto capítulo são apresentados comentários e análises dos resultados obtidos por métodos estatísticos e comparados os resultados com outros dados existentes na literatura. As conclusões, considerações finais e sugestões de temas para outros trabalhos são apresentadas no sexto capítulo.

## **2. ESTRUTURA INTERNA DO CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND**

O concreto possui a mais complexa microestrutura de todos os materiais estruturais empregados na construção civil (MONTEIRO, 1993a). É fundamental o conhecimento e o desenvolvimento de uma microestrutura mais aperfeiçoada para que este material possa ser melhor empregado e seja possível reduzir o nível de deterioração que ele poderá sofrer durante os anos de utilização, principalmente quando se tem o uso de CAD que requer uma tecnologia mais cuidadosa.

### **2.1 O CONCRETO COMO MATERIAL TRIFÁSICO**

O concreto hidráulico é constituído normalmente de um volume de 65 a 75% de agregados envoltos em uma matriz de pasta de cimento, podendo incluir também adições minerais e aditivos. Este compósito quando endurecido pode ser considerado a nível microestrutural como constituído de três fases:

1) a fase sólida: é constituída pelos agregados (gráudo e miúdo), pasta de cimento hidratada e interface pasta-agregado (zona de transição);

2) a fase líquida: água combinada quimicamente, água livre, água de gel e vapor de água; e

3) os poros: dos agregados, os vazios da pasta (fissuras, macroporos, poros capilares e gel) e os vazios da região de contato da interface pasta-agregado.

As propriedades do concreto são regidas pelas interações das propriedades destas três fases, conforme forem suas proporções, aderências físicas e químicas e desempenho de seus constituintes.



## 2.1.1 FASE SÓLIDA

### 2.1.1.1 PASTA DE CIMENTO HIDRATADA

A pasta é formada quando se mistura intimamente água com um ou mais aglomerantes que são materiais ligantes, em geral pulverulentos, funcionando como elementos ativos, pois sofrem transformações químicas e promovem a união entre os grãos do material geralmente inerte (agregados).

#### 2.1.1.1.1 Cimento Portland: componentes e compostos fundamentais

O cimento Portland é um aglomerante hidráulico pulverulento, constituído basicamente de silicatos e aluminatos de cálcio, praticamente sem cal livre (PETRUCCI, 1987). É obtido pela moagem do clínquer mais sulfato de cálcio hidratado e adições. O clínquer é obtido pela calcinação até fusão incipiente a uma temperatura de aproximadamente 1450 °C da mistura de calcário e argila convenientemente dosados e homogeneizados. Após a moagem do clínquer tem-se um pó cinza composto de partículas angulares muito pequenas, com tamanhos geralmente entre 1 e 50  $\mu\text{m}$  (GOMÁ, 1979).

Visando facilitar o estudo dos constituintes do cimento, é usual considerá-los formados pela associação de compostos binários contendo oxigênio, os quais se denominam componentes (PETRUCCI, 1987). Determinados por análises químicas, os principais são:  $\text{CaO}$ ,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{SO}_3$ ,  $\text{MgO}$ ,  $\text{K}_2\text{O}$ ,  $\text{Na}_2\text{O}$  e em pequenas quantidades  $\text{TiO}_2$ ,  $\text{Mn}_3\text{O}_4$  e  $\text{P}_2\text{O}_5$ .

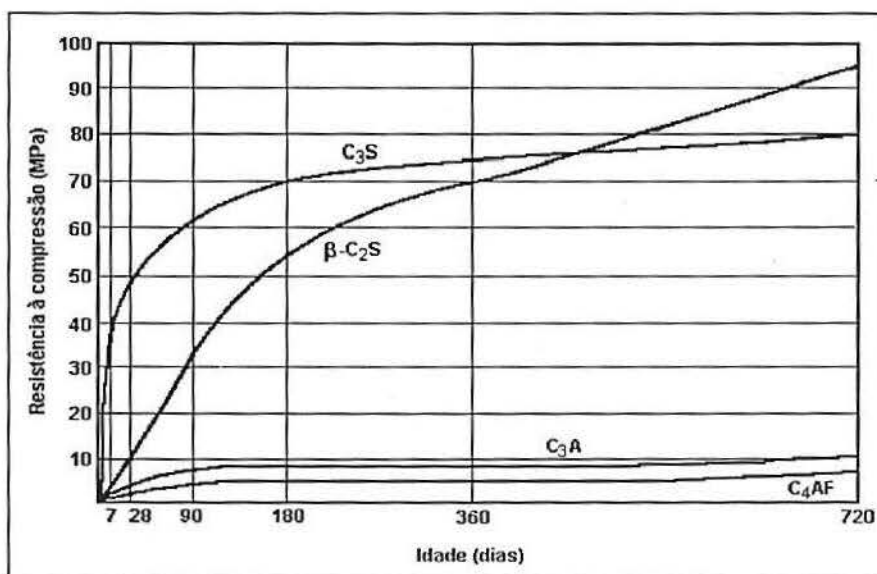
Os quatro primeiros componentes são os principais e deles derivam os quatro principais compostos químicos complexos ou fundamentais que irão governar as propriedades do produto como mostra o Quadro 2.1, com algumas diferenças encontradas na literatura. Estes compostos são (MEHTA e MONTEIRO, 1992):

- a) silicato tricálcico ( $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2 \Rightarrow \text{C}_3\text{S}$ , comumente chamado alita);
- b) a forma alotrópica  $\beta$ -silicato dicálcico ( $\beta\text{-}2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2 \Rightarrow \beta\text{-C}_2\text{S}$ , belita);
- c) aluminato tricálcico ( $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3 \Rightarrow \text{C}_3\text{A}$ );
- d) ferroaluminato tetracálcico ( $4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3 \Rightarrow \text{C}_4\text{AF}$ , ferrita);
- e) outros compostos aparecem em porcentagens muito pequenas, geralmente inferiores a 2% (KLOSS, 1991) como o dicálcico férrico ( $2\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3 \Rightarrow \text{C}_2\text{F}$ ) e trialuminato pentacálcico ( $5\text{CaO}\cdot 3\text{Al}_2\text{O}_3 \Rightarrow \text{C}_5\text{A}_3$ ).

**Quadro 2.1** Propriedades e porcentagens de teores médios dos compostos fundamentais de cimento Portland: (1) KLOSS (1991), (2) MEHTA e MONTEIRO (1992), (3) PETRUCCI (1987), (4) TARTUCE e GIOVANNETTI (1990)

Propriedades	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF
Resistência à compressão 1 <sup>as</sup> idades	Boa (2) (3) (4)	Fraca (2) (4) Boa (3)	Boa (2) (4) Fraca (3)	Fraca (3) (4) Boa (2)
Resistência em idades posteriores	Boa (2) (4)	Boa (4) Excelente (2)	Fraca (4) Média (2)	Fraca (4) Média (2)
Velocidade de reação com água (hidratação)	Média (2) (4)	Lenta (4) (3)	Rápida (4)	Rápida (3) (4) Média (2)
Calor gerado na hidratação (Cal/g)	Médio (2) (3) (4) Grande (1) 120 (2)	Pequeno (2) (3) (4) 60 (2)	Grande (1) (2) (3) (4) 320 (2)	Médio (4) Pequeno (3) 100 (2)
Resist. águas agressivas	Média (4)	Boa (1) (4)	Fraca (1) (4)	Fraca (1) (4)
Porcentagem de teores médios	42 a 60 (2) (3) (4)	14 a 35 (2) (3) (4)	6 a 13 (2) (3) (4)	5 a 10 (2) (3) (4)

Para a resistência mecânica da pasta de cimento os silicatos de cálcio são essenciais, o C<sub>3</sub>S nas primeiras idades e o C<sub>2</sub>S em idades posteriores como pode ser visto na Figura 2.1 apresentada por BOGUE e LERCH apud BOGHE, 1955).



**Figura 2.1** Evolução da resistência dos compostos puros do cimento (BOGUE e LERCH apud BOGHE, 1955)

### 2.1.1.1.2 PRODUTOS DA HIDRATAÇÃO

Pode-se dizer que dois tipos de reações ocorrem na hidratação do cimento (LE CHATELLIER, HANSEN e LEA apud MONTEIRO, 1985 e 1993b): inicialmente nas primeiras idades ocorre a *dissolução-precipitação* em que na hidrólise temos o fenômeno químico da dissolução dos grãos solúveis de cimento anidro com a liberação de íons, principalmente sulfatos, aluminatos, cálcios e hidroxilas. Estes íons ao atingirem o limite de



saturação na solução e com a ação de um fenômeno físico de cristalização dos hidratos começam a se recombinar criando novos compostos que se precipitam sob forma de silicatos hidratados, aluminatos e hidróxidos de cálcio (MEHTA e AÏTCIN, 1990).

A segunda reação seriam as de pontos de contato locais *topo-químicas* ou *estado-sólido* responsáveis pelo endurecimento mecânico (entrelaçamento de cristais fibrosos e sua adesão entre si). Estas reações ocorrem geralmente em idades mais avançadas, sendo as responsáveis pelo enrijecimento da pasta na qual se tem os compostos hidratados menos solúveis. O que justifica esta segunda reação são as baixas concentrações de sílica e alumina na fase líquida (que estão relacionadas com a *dissolução-precipitação*), podendo assim as reações *topo-químicas* esclarecer as rápidas reações de *dissolução-precipitação* no início da hidratação (MONTEIRO, 1985 e 1993b).

Quando os produtos de hidratação se cristalizam no espaço ocupado originalmente pelos grãos de cimento são denominados produtos internos, apresentando-se mais compactos e pobremente cristalizados do que os produtos externos (mais fracos) formados no espaço ocupado pela água ao redor da partícula de cimento (MEHTA e AÏTCIN, 1990). Como as forças de atração de Van der Waals\* são as principais responsáveis pela resistência da pasta de cimento hidratada, procura-se obter uma pasta mais compacta e menos cristalizada, com estrutura semelhante a dos produtos internos. RICHARDSON e GROVES (1993), estudando a microestrutura da pasta de cimento hidratada, constataram que o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) interno e externo formado pela hidratação não diferem muito na relação Ca/Si, mas diferem significativamente na morfologia (TAYLOR (1978) classifica 17 formas cristalinas de C-S-H).

Segundo ASSELANIS et al. (1989), o processo de hidratação no concreto convencional é lento se comparado aos concretos submetidos a processos e técnicas especiais devido a vários fatores: a) os diferentes tamanhos e a composição mineralógica dos grãos de cimento fazem com que eles apresentem tempos de hidratação muito rápidos ou mais lentos; b) o grau de hidratação é muito influenciado pela temperatura, pela difusão dos produtos de hidratação precipitados que tendem a formar uma densa camada ao redor dos grãos de cimento original, pela relação CaO/SiO<sub>2</sub>, pelo pH, e outros. É um trabalho difícil estabelecer alguns dos princípios que permitem dar uma idéia do mecanismo pelo qual se chega ao endurecimento do aglomerante; ainda existem dúvidas sobre a constituição e estrutura de múltiplas substâncias que intervêm neste processo, sobre sua

---

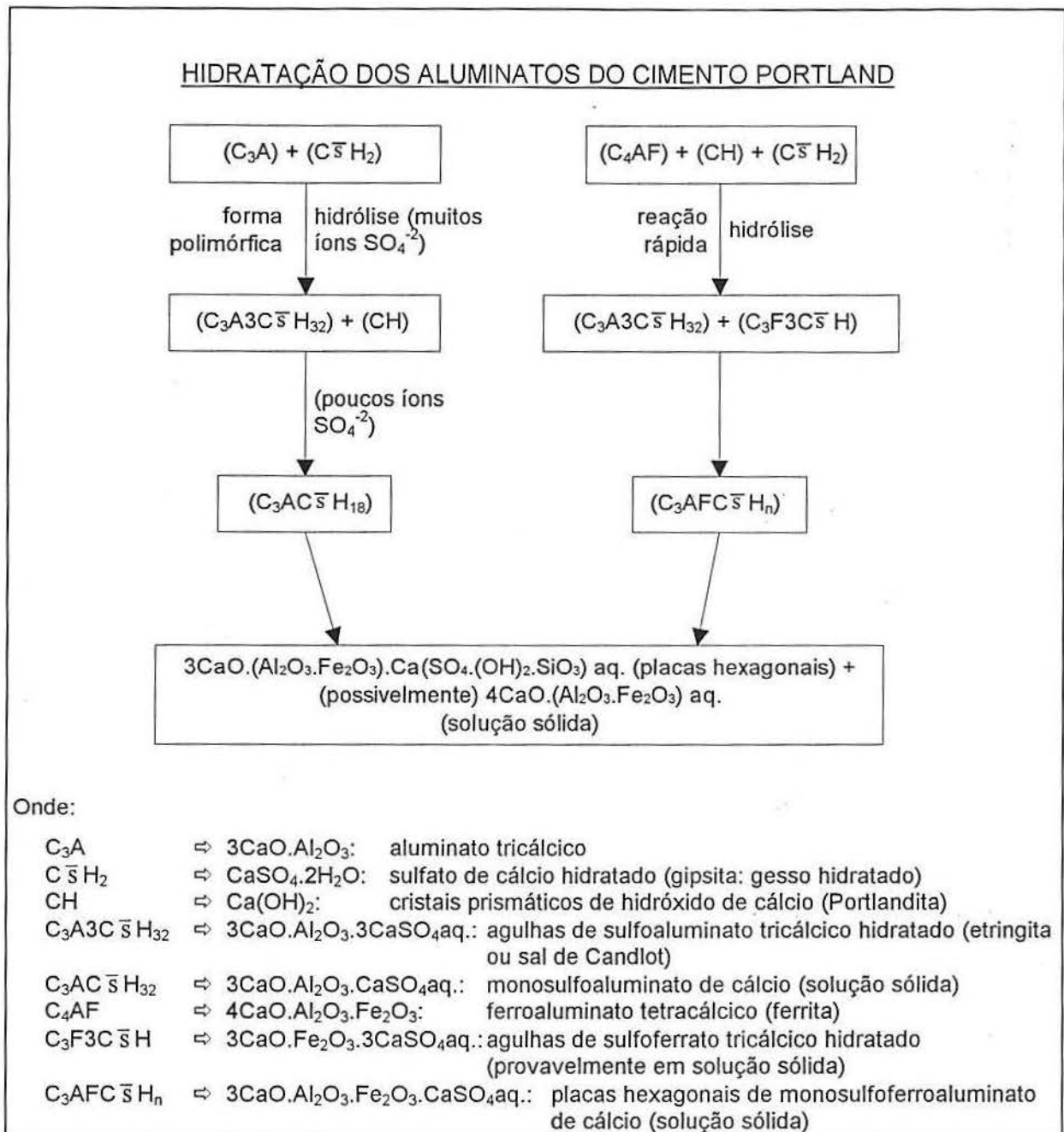
\* Forças de Van der Waals: interação entre moléculas neutras, que é o resultado de atrações de dipolos elétricos; são ligações secundárias que resultam da polarização estrutural.(VAN VLACK, 1973).

evolução, sobre a relação que existe entre estas estruturas e o comportamento físico macroscópico, sobre as origens de substâncias coloidais ou cristalinas, sobre a interpretação da constituição de substâncias que dão diagramas de difração incompletos, e outros (GOMÁ, 1979).

As Figuras 2.2 e 2.3 mostram com mais detalhes a hidratação do cimento Portland baseadas na descrição apresentada por LEA (1976), TAYLOR (1978) e PETRUCCI (1987).



**Figura 2.2** Representação esquemática das reações durante a hidratação dos silicatos do cimento Portland



**Figura 2.3** Representação esquemática das reações durante a hidratação dos aluminatos do cimento Portland

Na hidratação do cimento surgem placas hexagonais de cristais de  $Ca(OH)_2$  (hidróxido de cálcio) enquanto um gel de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) forma-se em torno dos grãos originais, sendo freqüentemente denominado de gel tobermorítico, pois apresenta bandas difusas correspondentes ao mineral tobermorita ( $C_5S_6H_5$ ) quando visto por difração de raios-X. Prefere-se usar a denominação de gel de silicato de cálcio hidratado (C-S-H), pois não se consegue a determinação precisa deste silicato. Este gel (cuja composição se modifica ao longo da hidratação) possui uma área superficial de aproximadamente  $900 \text{ m}^2/\text{g}$ , que gera intensas forças de Van der Waals (MONTEIRO, 1993a) e dará origem a cristais de C-S-H que são os compostos que mais contribuem na

resistência mecânica final do cimento hidratado. Segundo YOUNG, citado por MINDESS (1985), o C-S-H é um material coloidal contendo uma grande quantidade de impurezas (alumínio, ferro, enxofre, sódio, magnésio, potássio, e outros) e que conforme o local de sua formação apresenta considerável variação de composição e estrutura, existindo uma grande quantidade de água contida em seu sistema de poros. É fortemente afetado pela temperatura e remoção de água, podendo em algumas regiões ter pouco desenvolvimento ficando envolvido por materiais completamente amorfos.

Estudos de DIAMOND (apud NEVILLE, 1982) indicam que o C-S-H existe sob diversas formas: predominantemente partículas fibrosas (possivelmente sólidas e ocas), partículas planas ramificando-se nas extremidades e malhas reticulares (no cerne da pasta) formando um grupo de compostos cujo estudo e identificação é ainda difícil e o conhecimento sobre eles é ainda incompleto. Alguns possuem uma estrutura cristalina bem definida e compostos mal cristalizados (na zona de transição pasta/agregado), tendo com freqüência uma composição desordenada para ser estabelecida pelas técnicas existentes, como microscopia eletrônica e espectrofotômetro de raio-X.

Os dezessete C-S-H cristalinos conhecidos, juntamente com os mal cristalizados, são divididos em cinco grupos: a) das wollastonitas, b) tobermoritas, c) girolitas, d) relacionados com o  $\text{Ca}_2\text{SiO}_4$ , e) outros compostos em que o mais conhecido é a afusillita (TAYLOR, 1978). Apesar de sua morfologia variada, os pesquisadores concordam que ele possui estrutura em camadas e grande área específica. O C-S-H proveniente da hidratação do  $\text{C}_3\text{S}$  e  $\text{C}_2\text{S}$  representa de 50 a 60% do volume total de sólidos da pasta de cimento, estando a relação  $\text{CaO}/\text{SiO}_2$  compreendida entre 1,5 a 2,0 sendo que a quantidade de água na composição varia bastante.

Para QUALITY (1990), o aumento do teor de  $\text{C}_3\text{S}$  no cimento Portland comum resulta num produto de hidratação com muito  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , poroso e com menor resistência e durabilidade. Os cimentos com elevado teor de  $\text{C}_2\text{S}$  apresentam  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  com cristalização imperfeita (BICKLEY et al., 1992) e hidratação mais lenta. O  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , possui composição estequiométrica definida e sua morfologia varia de uma distribuição desordenada de pilhas a uma rede ordenada de grandes placas de forma prismática-hexagonal. Estes ordenamentos são afetados pelo espaço disponível, pela temperatura de hidratação e pelas impurezas presentes no sistema. Os cristais de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  constituem de 20 a 25% de volume de sólido da pasta. Sua presença em grandes quantidades no concreto é indesejável, pois a sua grande solubilidade, quando sujeito a meios ácidos ou água, afeta a durabilidade do material. Além disso apresenta baixa resistência mecânica e fracas forças de Van der Waals. Apesar disto WILLIAMSON e RASHED (1985) mostraram que o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  nas pastas pode ser maior que o diâmetro de 50 grãos de cimento e que estes

cristais contribuem muito para a resistência da pasta de cimento Portland nas primeiras idades. Entretanto, acreditam que estes cristais atuem como falhas, enfraquecendo a pasta em alguns anos.

Reagindo com os íons  $\text{SO}_4^{2-}$  proveniente do gesso (usado para retardar a hidratação do  $\text{C}_3\text{A}$ ), o  $\text{C}_3\text{A}$  e  $\text{C}_4\text{AF}$  produzem  $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot3\text{CaSO}_4$ , um sal complexo denominado sal de Candlot ou etringita que são cristais em forma de agulha de sulfoaluminato de cálcio hidratado ou produzem monossulfato hidratado quando o teor de sulfato é mais baixo. Conforme for a relação alumina/sulfato e com a continuação do processo de hidratação, dentro de alguns dias a etringita começa a se decompor em formas mais estáveis originando monossulfoaluminato de cálcio hidratado que tem a forma de placas hexagonais de composição  $\text{C}_3\text{AC}\bar{3}\text{H}_n$  (em que  $n$  vale normalmente 12) semelhante aos cristais de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . PETRUCCI (1987) diz que ocorrem problemas quando a etringita se forma enquanto o aluminato não está dissolvido (devido à presença de cal dissolvido na água), desenvolvendo-se nos poros da massa do concreto uma quantidade de sulfoaluminato (etringita) maior do que eles podem conter, provocando a expansão e desagregação do material.

MEHTA (1983b) constatou que no cimento Portland comum com 6 a 12% de  $\text{C}_3\text{A}$ , a etringita pode se formar duas vezes: 1ª) durante os primeiros instantes da hidratação ( $t < 24\text{h}$ ) devido ao gesso adicionado ao clínquer; 2ª) quando os íons provenientes do meio conseguem penetrar na matriz hidratada (ataque químico no concreto): a combinação dos íons cálcio, alumínio, sulfato e hidroxila na solução dos poros formam a etringita. A forma de cristalização (especialmente na 2ª vez) é que determina o comportamento da etringita. Os vários tipos de cristais de etringita conhecidos apresentam estrutura interna semelhante, sendo que em relação à expansão destacam-se dois tipos: 1) grandes cristais alongados e estreitos, com comprimento entre 10 e 100  $\mu\text{m}$ , formam-se quando as concentrações de hidroxila são baixas, depositando-se sem causar expansão, provocando muitas vezes um aumento de resistência; 2) cristais muito pequenos e desordenados, de morfologia acúlea, com 1 ou 2  $\mu\text{m}$  de comprimento e 0,1 a 0,2  $\mu\text{m}$  de largura, formam-se quando as concentrações de hidroxila são bem elevadas (condição geralmente existente nos concretos comuns).

Quando o concreto sofre um ataque químico de sulfatos MEHTA (1983b) observou que se forma etringita do tipo (2) em grande quantidade devido à presença de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  e aluminatos (oriundos da hidratação do cimento) e abundância de íons cálcio, alumínio e sulfato (devido, inclusive, à solubilização do monossulfato proveniente da hidratação). Ao diminuir o estoque de aluminatos começa a ocorrer a formação de gesso (ao invés de etringita) que, paulatinamente, vai consumindo o hidróxido, ficando o C-S-H e



etringita rodeados por gesso. Neste estágio, o C-S-H instabiliza e perde rigidez, ocorrendo expansão devido à absorção de água pela elevada microcristalização da etringita tipo (2) ou pela sua transformação em etringita tipo (1).

No cimento Portland comum deve-se limitar o teor de  $C_3A$  (máximo 10%), pois sua expansão é a mais relevante quanto ao ataque de sulfatos. No entanto, a presença de aluminatos é benéfica quando existe a presença de cloretos no ambiente, pois eles mobilizam o cloreto sob a forma de cloroaluminatos. Para compensar a redução do  $C_3A$  pode-se aumentar o teor de  $C_4AF$ , porém, pode ocorrer a formação de compostos análogos à etringita (com caráter expansivo), embora este fenômeno não tenha sido muito observado (NEVILLE, 1982). À formação de etringita, seu grau de cristalização e morfologias dos cristais, segundo MEHTA e AÏTCIN (1990), influencia a velocidade de perda de consistência da pasta de cimento, pois a etringita absorve grande volume de água livre e, também, quando pobremente cristalizada, absorve grande quantidade de água por absorção superficial.

#### 2.1.1.1.3 ESTRUTURA INTERNA DO CIMENTO HIDRATADO

Em qualquer estágio da hidratação, a pasta endurecida ou hidratada é formada por vários compostos hidratados que genericamente são chamados de gel, de cristais  $Ca(OH)_2$ , de alguns componentes secundários, cimento não hidratado e vazios que no conjunto formam o gel de cimento. A microestrutura do concreto nas primeiras idades está em contínua mudança devido à hidratação do cimento estar aumentando o volume da fase sólida e diminuindo o da água. Um estudo apresentado por BOGUE (1952) de uma pasta com cimento de alta resistência inicial que continha 66% de  $C_3S$ , 4% de  $C_2S$ , 14% de  $C_3A$  e área superficial de  $2.580 \text{ cm}^2/\text{g}$  mostrou que em um dia a quantidade de material sem hidratar era de aproximadamente 33%, em três dias havia se reduzido para cerca de 5% e aos sete dias vinha a ser de 1%.

Das teorias existentes sobre a microestrutura da pasta, a mais aceita atualmente é a dos modelos feitos para a estrutura do C-S-H de SEREDA e FELDMAN (1968) que consideram de grande importância as ligações sólido-sólido que ocorrem normalmente nos pontos de contato entre as partículas. Estas ligações se diferenciam das ligações químicas presentes nos sólidos pela ausência de uma distribuição ordenada dos átomos que formam a matriz do gel de C-S-H (Figura 2.5 p. 19).

Além da porosidade total e distribuição dos poros por tamanho, a natureza da fase sólida influencia a resistência (ZECH e SETZER, 1988). Estudos de JAMBOR (1990) mostraram que a relação a/c não afeta apenas a porosidade total, mas também a natureza dos produtos de hidratação, pois com baixa relação a/c estes apresentam maior

capacidade de aderência, concluindo, ainda, que não está completamente explicado o efeito do tipo, forma, morfologia e outras propriedades dos produtos de hidratação na resistência. Muitos resultados experimentais mostraram que para um mesmo volume de produtos de hidratação e para uma mesma porosidade total o valor da resistência do concreto pode ser diferente devido aos vários tipos e propriedades dos produtos de hidratação, suas diferentes capacidades de aderência e as falhas internas em suas estruturas. Segundo este pesquisador já se comprovou que produtos como C-S-H têm 20 vezes mais capacidade de aderência do que produtos de hidratação do tipo  $C_3AH_6$  do aluminato de cálcio hidratado e do  $Ca(OH)_2$ . Genericamente, a capacidade de aderência de vários produtos de hidratação diminui com o aumento do tamanho de suas partículas e da quantidade de água.

### 2.1.1.2 AGREGADO

É um material granular, sem forma nem volume definidos (PETRUCCI, 1987), geralmente inerte, com dimensões e propriedades adequadas para uso em engenharia. Usado no concreto por razões econômicas (geralmente representa 65% do volume do concreto) e por características técnicas extremamente vantajosas em relação à pasta de cimento pura: confere maior estabilidade dimensional, menor retração por secagem e fissuramento, entre outras.

Por razões econômicas são normalmente usados como agregados no concreto areia natural e cascalho ou brita. A resistência de um agregado é controlada pela forma e distribuição de seus poros, pela presença de falhas como microfissuras e inclusões de minerais fracos. AMARAL (1988) cita que agregados com argila e xisto podem apresentar resistência à compressão entre 20 e 40 MPa. Rochas ígneas de finos grãos (como o basalto) e rochas sedimentares (como o calcário e alguns cascalhos silicosos) são exemplos de materiais naturais geralmente de alta resistência a compressão (tipicamente de 100 a 200 MPa). O agregado não só pode limitar a resistência do concreto (com agregado fraco não se obtém concreto resistente), mas as propriedades do agregado têm considerável influência sobre a durabilidade e o desempenho estrutural do concreto.

Para NEVILLE (1982) nos concretos convencionais a composição química ou mineralógica do agregado é usualmente menos importante que as características físicas como tamanho, volume e distribuição dos poros. O Quadro 2.2 mostra a importância relativa média das propriedades do agregado que alteram a resistência do concreto. Os valores representam a relação de variação de cada propriedade em relação à variação total devida às três características de agregados em experiências com três concretos preparadas com 13 agregados diferentes (KAPLAN, apud NEVILLE, 1982).

**Quadro 2.2** Importância relativa média das propriedades do agregado que alteram a resistência do concreto (KAPLAN, apud NEVILLE, 1982)

Propriedades dos Agregados	Efeito relativo das propriedades dos agregados (%)		
	Forma *	Textura superficial **	Módulo de deformação
Resistência à tração na flexão	31	26	43
Resistência à compressão	22	44	34

\*Em relação aos agregados de forma mais próxima a cúbica

\*\*Em relação aos agregados de forma superficial mais áspera

A forma e a textura do agregado graúdo também afetam as propriedades do concreto de forma indireta, pois quanto maior o agregado e mais alongadas e planas as partículas maior é a tendência de que filmes de água provenientes da exsudação interna se acumulem nas suas superfícies, debilitando a zona de transição pasta-agregado (pelo incremento localizado da relação a/c), tornando o local propenso à microfissuração e propagação de fissuras.

### 2.1.1.3 ZONA DE TRANSIÇÃO PASTA-AGREGADO

A heterogeneidade da microestrutura da pasta de cimento aumenta quando são adicionados os agregados que modificam a distribuição porosimétrica, o volume dos poros e os produtos de hidratação, numa região compreendida entre os agregados e a pasta com largura de 10 a 100  $\mu\text{m}$  que é denominada de zona de transição (ZT). Segundo MONTEIRO (1993a) a ZT é tratada como uma fase distinta do concreto pois apresenta estrutura e propriedades diferentes da matriz, que é a região formada por pasta de cimento hidratada com densidade muito maior que na ZT, com menor concentração de poros,  $\text{Ca(OH)}_2$  e etringita, apresentando uma maior quantidade de C-S-H.

Segundo BUCHER (apud RODRIGUES FILHO e SANTOS, 1988) a ZT apresenta a seguinte estrutura:

- a) diretamente em contato com o agregado há uma camada com espessura de 2 a 3  $\mu\text{m}$ , bastante compacta e composta essencialmente de  $\text{Ca(OH)}_2$ , que fica completamente fechada em aproximadamente doze horas;
- b) logo após encontra-se uma camada de 5 a 15  $\mu\text{m}$ , com fibras de C-S-H com poucas ligações com a primeira camada de contato e placas hexagonais de  $\text{Ca(OH)}_2$ ;
- c) a partir da metade da camada intermediária a estrutura começa a mudar paulatinamente até apresentar a mesma estrutura da matriz da pasta.

Cristais hexagonais de  $\text{Ca(OH)}_2$  são encontrados desde a superfície do agregado até a matriz da pasta. Nas idades iniciais, se ocorrer ruptura ela vai se processar principalmente na camada intermediária (b) que não desenvolveu ainda toda sua resistência mecânica. Com a evolução de idade os cristais de C-S-H conferem maior



resistência à camada intermediária, apresentando-se então a camada de contato (a) mais fraca.

MEHTA e MONTEIRO (1992) e MONTEIRO (1985-1993a) citam MASO que descreve os principais desenvolvimentos científicos voltados para a microestrutura da ZT a partir da mistura dos componentes do concreto: no concreto fresco, filmes de água envolvem os agregados que juntamente com a exsudação interna criam, em comparação com a matriz, uma relação  $a/c$  superior junto aos agregados (devido ao seu efeito de superfície ou parede que interfere no empacotamento eficiente dos grãos de cimento a sua volta), propiciando um aumento da porosidade e a formação de cristais maiores (com uma morfologia melhor definida que na matriz) que incrementarão esta maior porosidade.

Primeiramente, ocorre a precipitação de  $\text{Ca(OH)}_2$  que cobre a superfície do agregado; após os íons, sulfatos, aluminatos e silicatos entrarem na solução precipitam-se etringita, C-S-H e grandes cristais de  $\text{Ca(OH)}_2$  com baixa aderência cristalina que juntamente com os grãos de Hadley (partículas ocas de cimento nas quais os sólidos foram dissolvidos), microfissuras e porosidade são os responsáveis pela baixa resistência mecânica da ZT, caracterizando-a normalmente como a fase menos resistente do concreto. A presença de grãos de Hadley e as grandes incidências de etringita e  $\text{Ca(OH)}_2$  na ZT confirmam que as primeiras reações de hidratação na pasta de cimento Portland são do tipo dissolução-precipitação proposta por Le Chatellier. A Figura 2.4 apresenta uma representação e uma microgravura dos cristais de  $\text{Ca(OH)}_2$  na zona de transição pasta/agregado (MEHTA e MONTEIRO, 1992).

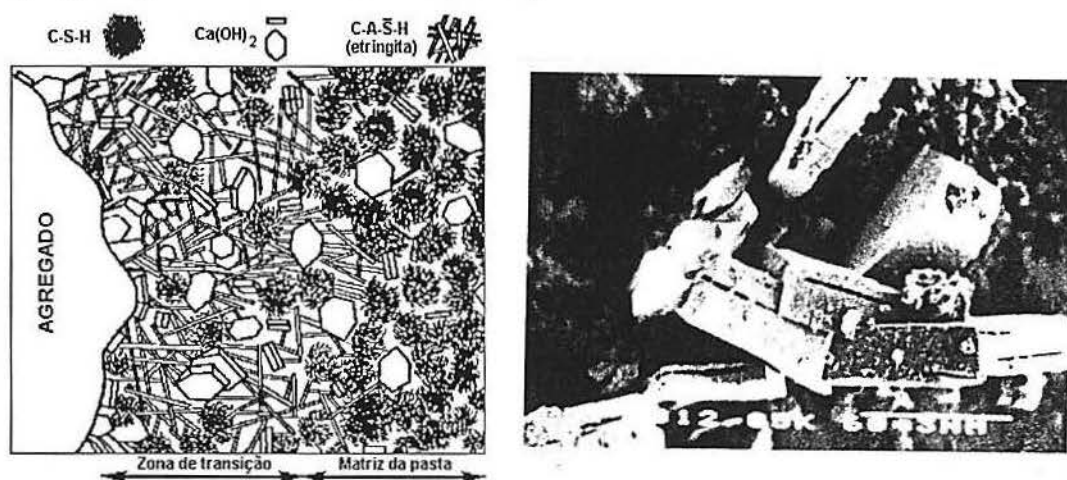


Figura 2.4 Representação e microgravura da zona de transição pasta/agregado (MEHTA e MONTEIRO, 1992)

O  $\text{Ca(OH)}_2$  tem menor contribuição para a resistência desta região do que o C-S-H. Uma das razões para esta menor contribuição é o grande tamanho dos seus cristais cuja superfície específica é menor, gerando menores forças de Van der Waals; outro motivo é devido à disposição orientada da primeira camada de  $\text{Ca(OH)}_2$  sobre a superfície do agregado e o fato destes cristais apresentarem microfissuras na sua estrutura cristalina

(MONTEIRO, 1985) criando locais favoráveis para o fendilhamento atuando como plano de clivagem. Conseqüentemente, para obtenção de maiores resistências será necessário que os grandes cristais de  $\text{Ca(OH)}_2$  na interface sejam reduzidos e que exista uma redução da porosidade na região de contato pasta-agregado.

A completa caracterização dessa zona é difícil devido a sua complexidade e heterogeneidade. MONTEIRO e OSTERTAG (1989) dizem que a análise usando microscópio de dispersão eletrônica, associado com a análise de dispersão de energia EDAX, não é adequada para determinar a composição da ZT, pois associa o filme da interface como constituído de  $\text{Ca(OH)}_2$  e por trás deste pequenas partículas de C-S-H. A técnica de difração de raio-X usada para caracterizar a ZT tem uma certa profundidade de penetração, não dando informações do filme de contato da interface.

A difração de raio-X por "*grazing incidence*" não mostra a dispersão nem a profundidade do substrato, mas caracteriza a microestrutura da ZT mostrando o desenho que corresponde ao  $\text{Ca(OH)}_2$  de FARRAN (os cristais deste hidróxido tendem a precipitar preferencialmente com o eixo C perpendicular à interface) com pouca associação a materiais amorfos. Segundo YUAN et al. (1988), a orientação preferencial dos cristais em materiais policristalinos pode ter uma influência significativa em suas propriedades macroscópicas, por isso o grau de orientação preferencial destes cristais na ZT é um importante indicador das propriedades da ZT.

As forças de atração do tipo Van der Waals são as responsáveis pela conexão entre os produtos de hidratação e o agregado, levando a resistência da ZT estar relacionada diretamente ao tamanho e volume dos seus vazios que reduzem sua massa específica em relação a matriz e que vão diminuindo com a formação de novos produtos com a evolução do processo de hidratação. Os agregados derivados de calcário, algumas rochas silicosas e argila ou xisto calcinado parecem ser responsáveis em conjunto com as forças de Van der Waals por algumas ligações químicas em idades mais avançadas, contribuindo para a resistência da ZT (MEHTA e AÏTCIN, 1990). Para OWENS (1989) a água absorvida pelos agregados graúdos possibilita um maior grau de reações químicas na ZT ao mesmo tempo que pode acomodar alguns produtos de hidratação expansivos.

Com a análise de difração de raio-X da pasta de cimento na ZT a várias distâncias da interface, MONTEIRO (1993a) conclui que: a) a concentração de etringita atinge o máximo na interface e decresce à medida que se afasta desta; b) a concentração e grau de orientação preferencial do  $\text{Ca(OH)}_2$  atinge o máximo perto da interface e diminui gradualmente em direção à pasta de cimento.

Microfissuras podem ocorrer na ZT devido à retração por secagem retração hidráulica, carregamentos externos, e, também, segundo MEHTA (1993a), pelo grande volume de vazios capilares e pelo  $\text{Ca(OH)}_2$ . A quantidade de microfissuras depende de fatores como relação a/c, quantidade de cimento, grau de consolidação do concreto fresco, condições de cura, umidade do ambiente, variações térmicas do concreto, tamanho e graduação do agregado, sendo que elas podem ser minimizadas através de uma cura úmida e controle do gradiente térmico no concreto fresco (HESTER, 1985).

Os grãos de areia irão exercer um papel importante na formação da ZT entre matriz e agregado graúdo. DIAMOND (apud MONTEIRO, 1985) diz que a distância mínima de separação entre os grãos de areia num concreto é de 100  $\mu\text{m}$ , como a largura da interface com o agregado é em média 50  $\mu\text{m}$ , a maioria dos concretos desta forma, é afetado pela ZT, pois o espaço que resulta para o desenvolvimento da pasta de cimento pura é muito pequeno. A largura final da ZT com o agregado graúdo é determinada pela intensidade dos efeitos de superfície gerados pelos grãos de areia, isto é, o grão de areia na pasta produz o mesmo efeito que o agregado graúdo, porém em escala menor. Entretanto, para MEHTA e AÏTCIN (1990) quando as partículas dos agregados são muito pequenas como as da areia, praticamente, não ocorrem mudanças microestruturais na pasta de cimento hidratada.

BENTUR e COHEN (1987), estudando a ZT causada pela areia em argamassas de cimento Portland, constatam que esta região pode se estender de 20 a 50  $\mu\text{m}$  dentro da matriz, sendo rica em  $\text{Ca(OH)}_2$  que forma ao redor da areia uma camada dupla menor que 1  $\mu\text{m}$  de espessura, sendo preenchida internamente por uma camada simples de C-S-H. Esta camada dupla é envolta por  $\text{Ca(OH)}_2$  de 10 a 30  $\mu\text{m}$  de espessura com alguns produtos de hidratação muito porosos, criando vazios entre estas duas camadas que envolvem a areia.

Estes pesquisadores acreditam que a microestrutura aberta desta ZT deve-se a falta de um empacotamento perfeito pelo cimento devido ao "efeito parede" proporcionado pela areia, pois o grão de cimento com tamanho médio de 10  $\mu\text{m}$  não pode preencher os espaços de 10 a 20  $\mu\text{m}$  próximos à superfície deste agregado tão densamente como o faz no centro da matriz. Estes espaços ficando desocupados são os locais preferidos para a formação dos grandes cristais de  $\text{Ca(OH)}_2$ , que aos 28 dias têm uma tendência de possuir seu eixo C paralelo à superfície do grão de areia em contraste aos cristais do filme duplo de  $\text{Ca(OH)}_2$  que se depositam nos primeiros dias com seu eixo C perpendicular à superfície do grão.

A ZT vai ter grande influência nas propriedades do concreto endurecido. O concreto apresenta um comportamento inelástico na ruptura, enquanto o agregado e a pasta de cimento hidratado, isoladamente, apresentam comportamento elástico; isto se deve ao fato de que para a propagação das microfissuras na ZT não é necessário uma energia muito alta (carga entre 40 e 70% da carga útil). A estrutura da ZT, que atua como uma ponte entre agregado e matriz, tem grande influência na rigidez do concreto (módulo de deformação E) devido, principalmente, a falhas como seus poros e microfissuras, fazendo com que o módulo de deformação do concreto seja menor do que o módulo de deformação de cada componente quando analisados individualmente (NILSON, 1988). Isto se deve ao fato de estas falhas existentes fazerem com que não ocorra a transferência de tensões de uma fase para outra (matriz/agregado ou vice-versa). Este fato explica por que o módulo de deformação do concreto diminui violentamente quando exposto ao fogo, pois ocorre um aumento considerável de microfissuração na ZT.

Com aproximadamente 70% de carga última de ruptura, as tensões concentram-se nos poros de maior tamanho da matriz. A partir deste aumento localizado de tensões, iniciam-se as fissuras que se propagam com o incremento da carga até unir-se com as fissuras existentes na ZT, criando-se um sistema de fissuras contínuo que acarreta a ruptura do material. O concreto resiste menos à tração do que à compressão, pois a energia necessária para a fissuração e a extensão das fissuras por tensão de compressão é significativamente maior do que a energia para propagação de fissuras devido à tensão de tração (NILSON, 1988).

A ZT tem grande influência na durabilidade do concreto, pois apresenta uma alta permeabilidade devido a sua porosidade e microfissuras. Esta alta permeabilidade é mais crítica em concreto armado ou protendido, pois estas falhas permitem a ação de agentes agressivos que podem desencadear um processo corrosivo no aço.

### 2.1.2 FASE LÍQUIDA

Conforme NEVILLE (1982), o conteúdo real de água na pasta é função da umidade do meio e o seu papel é de grande importância, pois exerce grande influência nas propriedades da pasta. No cimento hidratado a água pode estar retida como:

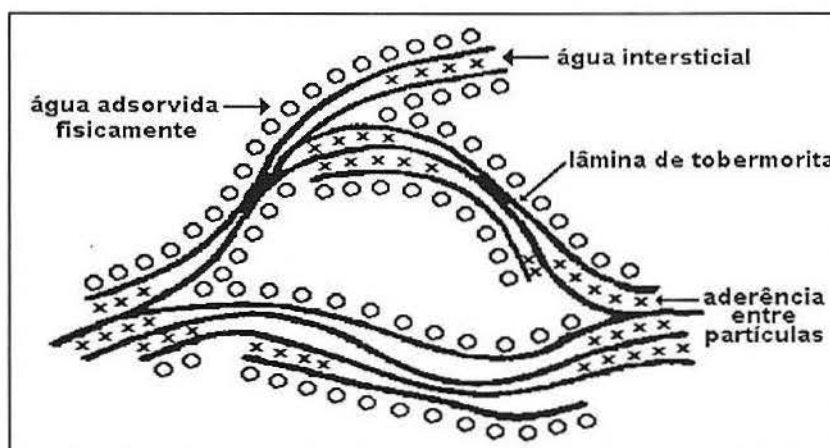
- a) **água combinada quimicamente ou água de constituição:** é a água de hidratação que se combinou com o cimento não hidratado, tornando-se parte constituinte dos compostos hidratados (representa 20 e 21% respectivamente da massa do  $C_3S$  e  $C_2S$ ), não pode ser retirada por efeitos de variação de temperatura ou umidade;
- b) **água livre:** é retida nos grandes poros do gel e capilares (**água capilar**) estando fora da ação das forças superficiais da fase sólida, podendo ser perdida facilmente,



causando variação de volume do concreto. A água livre pode servir como meio para movimentação de substâncias agressivas no interior do concreto, e como participante de reações químicas gerando produtos expansivos que podem levar à ruptura da microestrutura pelo aparecimento de tensões quando o volume do produto criado for maior do que o possível de ser absorvido pelos vazios na microestrutura;

- c) **água de gel:** MEHTA e MONTEIRO (1992) dividem a água do gel em duas frações: *água adsorvida* ao C-S-H e *água intersticial*. **Água adsorvida:** está sob as partículas do gel, sofrendo ação de forças superficiais, apresenta tensão de vapor e temperatura de congelamento mais baixas e viscosidade maior, pois pelo pequeno tamanho dos poros ela está fortemente agregada pelas forças de atração das paredes do gel, principalmente a primeira camada de moléculas que está quimissorvida, podendo ser considerada como parte do sólido. As próximas quatro ou mais camadas moleculares são atraídas fisicamente e suas energias de ligação diminuem com a distância até a superfície (CAMPITELI, 1987), podendo sua remoção causar fissuras internas. **Água intersticial ou intercamadas ou zeolítica:** retida entre a superfície dos cristais;
- d) **vapor de água:** está nos vazios que contém ar, exercendo a pressão de vapor apropriada à umidade relativa e à temperatura.

Para SEREDA e FELDMAN (1968), a água estaria distribuída na provável estrutura dos silicatos hidratados como mostra a Figura 2.5.



**Figura 2.5** Distribuição da água na provável estrutura dos silicatos hidratados (SEREDA e FELDMAN, 1968)

OWENS (1989) diz que pelas hipóteses de hidratação aceita-se que aproximadamente 17,5% da água combina-se com o cimento nos concretos feitos com 170 a 200 l/m<sup>3</sup>. Considerando-se então 1m<sup>3</sup> de concreto tendo a/c 0,62, 300 kg de cimento e 185l de água (agregado sendo não absorvente), no final da hidratação deve-se ter 152,5l de água livre. Entretanto LEA (1976) apresenta valores mais elevados, compatíveis com dados de outros pesquisadores, afirmando que a quantidade de água fixada quando todo

material anidro está completamente hidratado é de 37%; neste caso, têm-se 52,5l de água combinada (28%) e 16,5l de água de cristalização (9%), ficando 116l nos poros (água livre), sendo que pode-se evaporar 11,6% formando os vazios.

POWERS, em 1948, declarou que a mínima quantidade de água necessária para hidratação total de cimento médio é, aproximadamente, 0,4g de água por grama de cimento (KOSMATKA, 1991). Segundo NILSON (1988), os concretos convencionais utilizam uma relação a/c de 0,55 a 0,65, sendo que a menor relação a/c que permite um grau de hidratação de 100% de um cimento varia de 0,39 a 0,42, dependendo se há ou não acesso de água externo durante a cura. O valor de 0,25 muitas vezes citado na literatura se refere apenas ao máximo teor de água não evaporável, ou seja, quimicamente combinada nessas circunstâncias. MEHTA e MONTEIRO (1992) dizem que as pastas que apresentam relação a/c acima de 0,43 vão apresentar um excesso de água que origina os vazios capilares; nas pastas com a/c abaixo de 0,43 parte dos grãos de cimento vão ficar anidros, servindo como fíler na matriz, sem água livre e sem vazios capilares.

Como pode-se observar a muito tempo os pesquisadores vêm estudando a quantidade de água que, adicionada ao concreto, proporcione um material com melhor qualidade. Deve-se procurar empregar um menor volume de água, para se obter um material mais denso e com produtos de hidratação de menor tamanho.

### 2.1.3 POROS DO CONCRETO

São, possivelmente, os defeitos da microestrutura do concreto os mais importantes e os mais estudados; variando de mm a tamanhos menores que nm são genericamente classificados por ordem crescente de grandeza em poros gel (ou microporos ou poros de intercamadas), poros capilares e macroporos (ar incorporado), podendo ser classificados em fechados ou abertos (permeáveis ou impermeáveis). Os poros de uma pasta de cimento hidratado endurecida (PCE) têm quantidade, forma e dimensões muito variadas, sendo que o tamanho é uma das características que mais influencia as propriedades do concreto. O Quadro 2.3 apresentado por JENNINGS (1988), dá uma classificação dos poros quanto ao tamanho e as relações entre a porosidade e as propriedades da PCE.

**Quadro 2.3** Classificação e características dos poros nas pastas de cimento hidratado (KNAB e CLIFTON apud JENNINGS, 1988)

Tipo	Diâmetro	Descrição	Função da água	Propriedades afetadas (pasta)
Ar Incorporado	1,0 a 0,1 mm	seção transversal esférica	livre: conduzir volumes	resistência, durabilidade
Poros Capilares	100 a 0,05 $\mu\text{m}$	capilares grandes	livre: conduzir volumes	resistência, permeabilidade
	50 a 10 nm	capilares médios	gera moderadas forças de tensão superficial	resistência, permeabilidade, retração em UR elevada
Poros Gel	10 a 2,5 nm	capilares pequenos (gel)	gera elevadas forças de tensão superficial	retração em UR=50%
	2,5 a 0,5 nm	microporos	fortemente adsorvidas, não forma meniscos	retração, fluência
	< 0,5 nm	microporos "intercamadas"	combinada quimicamente	retração, fluência

Representando o volume bruto que não foi ocupado pelos produtos de hidratação, os poros diminuem de quantidade e tamanho à medida que o processo de hidratação continua, passando de poros capilares a poros gel quando são obstruídos e segmentados pelos produtos de hidratação (NEVILLE, 1982). Para OKPALA (1989), os poros influenciam o processo de hidratação desde que o volume dos produtos de hidratação seja maior que o do material não hidratado. Com a evolução deste processo os poros da pasta vão sendo preenchidos pelos produtos da hidratação, sendo que nos poros muito pequenos a hidratação pode parar devido à falta de espaço para ocorrer a nucleação e crescimento dos cristais.

### 2.1.3.1 POROS GEL

Localizados no interior do material, os poros gel são os espaços vazios existentes entre os produtos da hidratação. Estes poros ocupam cerca de 28% do volume total do gel, variando para cada tipo de cimento, mas em grande parte é independente da relação a/c da mistura e do estágio de hidratação desde que haja água suficiente para hidratar completamente o cimento (COPELAND apud NEVILLE, 1982). Os menores poros gel (microporos "intercamadas") estão sempre presentes no silicato de C-S-H.

### 2.1.3.2 POROS CAPILARES

Originados nos espaços ocupados inicialmente pela água de amassamento em excesso que antes da hidratação provoca afastamento dos grãos de cimento numa magnitude tal que os cristais em crescimento podem ou não colmatar estes espaços disponíveis, sendo a porosidade capilar tanto maior quanto maior for a quantidade de água adicionada à mistura e quanto menor for o grau de hidratação do cimento. MINDESS, apud

CAMPITELI (1987) diz que em relações a/c maiores que 0,36, o volume de gel não é suficiente para preencher todos os espaços disponíveis, sobrando um certo volume de poros capilares mesmo que a hidratação seja completa.

Os pequenos poros capilares têm tamanhos absolutos iguais aos dos grandes poros gel, suas diferenças estão somente quanto à origem. Ocupam até 40% do volume da pasta, sendo de fundamental importância no estudo da durabilidade e permeabilidade do concreto, pois possibilitam a passagem de fluidos por sua seção. Distribuídos aleatoriamente pela pasta de cimento endurecida, o número e tamanho destes poros diminui com a evolução do processo de hidratação, possuem forma complexa e diâmetros geralmente maiores que 50 nm. Para a ausência de capilares contínuos que unem estes poros é necessário a combinação de uma relação a/c adequada e período longo de cura úmida.

Os grãos de Hadley encontrados na pasta de cimento Portland são partículas ocas de cimento que se encontram nos limites da partícula anidra original, e são classificados como poros capilares, mas com origem diferente dos demais.

### 2.1.3.3 MACROPOROS

São os vazios de ar incorporados acidentalmente ou não à massa de concreto, apresentando dimensões em média bem maiores que os demais poros. Por confinarem bolhas de ar, têm forma aproximadamente esférica, não são afetados pela relação a/c e não são interconectados na sua formação. Seus volumes e formas quando endurecidos vão depender do método de mistura, vibração ou processo de adensamento, geralmente não são considerados como parte intrínseca do sistema de poros das pastas, embora sua presença possa limitar o desempenho mecânico (DIAMOND, 1985). Devido ao seu elevado diâmetro não apresentam condições para o surgimento dos fenômenos capilares, mas são facilmente invadidos pela água sob pressão se conectados com a superfície do material (JENNINGS, 1988).

Segundo NEVILLE (1982), a incorporação de ar no concreto necessariamente não aumenta a permeabilidade, pois ela reduz a segregação, a exsudação e melhora a trabalhabilidade, permitindo assim uma menor relação a/c, mas devido a suas dimensões podem afetar de forma significativa a resistência mecânica e a porosidade do material. Para PHILLEO (1988) esta redução da resistência provocada pela incorporação de ar pode ser compensada por uma pequena redução na relação a/c.



#### 2.1.3.4 MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS POROS

Os materiais porosos apresentam quatro propriedades essencialmente geométricas que são fundamentais para a descrição dos poros: 1) porosidade (propriedade de apresentar poros ou vazios); 2) área específica (relação entre a área superficial das paredes dos poros e o volume ou a massa do material poroso): é resultante da porosidade e distribuição de poros por tamanho; 3) distribuição de poros por tamanhos (poros abertos) e 4) forma dos poros.

São conhecidos diversos métodos diretos e indiretos de determinação das propriedades estruturais dos poros. Os métodos diretos utilizam uma seção plana do material poroso para uma análise óptica, que tem sido muito facilitada pela técnica de imagem automática, possibilitando que uma grande quantidade de informações sejam coletadas rapidamente e com precisão, sem os elementos subjetivos das antigas técnicas visuais. Frequentemente, a água é substituída por um solvente ou adesivo epóxi com corante para garantir melhor contraste e visualização da amostra. A determinação das propriedades dos poros obtidos por estes métodos é feita através da utilização de equações, fornecendo as melhores informações sobre a forma dos poros acessíveis e tamanho dos poros que os outros métodos (HAYNES, 1973b).

Os métodos indiretos são aqueles nos quais a presença dos poros e suas propriedades são deduzidas. Os principais são: o *deslocamento de fluidos* que mede o volume (ou massa) do líquido num c.p. de material poroso; a *curvatura interfacial* que mede o ângulo de contato formado entre a interface de um fluido e a parede do poro (conforme for sua dimensão); a *absorção* é geralmente expressa como o volume para formar uma camada de moléculas do material absorvido na superfície do sólido.

São questionáveis os resultados quando apenas um método é utilizado para determinar as características internas de um concreto; conforme a técnica utilizada podem ocorrer modificações nestas características. Quando, por exemplo, as amostras são secas diretamente em estufas tende-se a desfigurar a delicada microestrutura e remover algumas ligações químicas da água, bem como remover a água capilar e a intercamadas. A resaturação de amostras secas com água para se estimar a porosidade pode ser inadequada, pois alguns produtos podem reidratar, por isso, tem sido usado, a saturação por solventes orgânicos como metanol, propanol e hélio (DAY e MARSH, 1988).

É de se esperar que ocorram discordâncias dos valores apresentados por diferentes métodos para uma mesma propriedade, pois eles são baseados em diferentes princípios. Segundo ANDRADE (1992), estes sofisticados métodos de medida, atualmente

disponíveis, são destrutivos e infelizmente ainda não fornecem resultados exatos porque o material introduzido no concreto (água, mercúrio, nitrogênio, e outros) acarreta alteração na estrutura interna do material falseando os resultados.

Cada método particulariza alguns aspectos como se pode ver no Quadro 2.4 apresentado por HAYNES (1973a).

**Quadro 2.4** Relação de alguns dos métodos utilizados para a determinação das propriedades estruturais dos poros (HAYNES, 1973a)

Fenômeno envolvido		Metodologia empregada	Propriedade dos poros
d i r e t o	Esteriologia (óptico)	Integração de fase	1
		Análise de linha	1
		Contagem de pontos	1
		Análise de intercepção	6,7,8,9
		Divisão em séries	8,9
i n d	Deslocamento de fluídos	Flutuação	1
		Picnometria	1,3
		Volumetria a gás	3
d	Fluxo de fluídos	Fluxo instantâneo de gás	2,3
		Fluxo de fluídos em regime permanente	4, 6, 7a
i r e	Curvatura interfacial	Porosimetria por pressão ou sucção	6b, 8
		Condensação capilar	3,6b,8
		Depressão do ponto de congelamento	6b,8
e	Absorção	De gases ou vapores	5,6,7c
		De solução	6,7c
		Efeito de peneira molecular	5d
		Calor de molhagem	6
t o	Outros métodos	Condutância elétrica	4,8e
		Atenuação de radiação	1
		Espalhamento de radiação	6,7
		Cinética de molhagem	3,7

Propriedade dos poros: 1- Porosidade total                      6- Área específica  
 2- Porosidade não acessível                      7- Tamanho médio dos poros  
 3- Porosidade aberta                      8- Distribuição dos poros por tamanho  
 4- Porosidade permeável                      9- Forma dos poros  
 5- Volume dos microporos

Obs.: a) Tamanho dos poros cilíndricos iguais, de mesmo volume total, dando a mesma permeabilidade;  
 b) Calculado por integração;  
 c) Calculado a partir da relação área-volume, se a porosidade for conhecida;  
 d) Pode dar a distribuição dos microporos por tamanho;  
 e) Pelo método de Astbury, baseado na cinética de molhagem.

Os ensaios indiretos mais empregados são:

#### a) Curvatura interfacial: porosidade por pressão - intrusão de mercúrio

Este ensaio desenvolvido por WINSLOW e DIAMOND, em 1970, tornou-se indispensável na análise da microestrutura pela determinação da distribuição de tamanhos dos poros. Este ensaio sofreu mudanças significativas na técnica de execução, mas pouco avanço para estudar a pasta de cimento e na obtenção de um consenso sobre os resultados até os dias de hoje (DIAMOND, 1988). Em uma superfície do concreto é feita a

injeção de mercúrio sob pressão, sendo determinada a quantidade que sofreu intrusão durante vários incrementos de pressão. O diâmetro máximo dos poros é estimado presumindo o ângulo de contato entre a pasta e o mercúrio em cada estágio de pressão, obtendo assim a d.t.p. (distribuição de tamanho dos poros). Algumas das desvantagens do método consistem na imprecisão inicial na avaliação dos poros maiores e o emprego de alta pressão para provocar a intrusão do mercúrio nos poros muito pequenos. Apesar destas desvantagens, este continua sendo um dos métodos mais empregados devido a limitações ainda maiores nos outros ensaios.

HUGHES (1985) diz que na porosimetria por intrusão de mercúrio existem duas fontes de erros: o valor do ângulo de contato entre o mercúrio e a pasta de cimento endurecida que geralmente não é conhecido com precisão, variando muito com a pressão e natureza dos vários hidratos da pasta; e a não identificação de dois parâmetros importantes: a tortuosidade (comprimento efetivo do poro/distância entre entrada e saída) e a forma do poro. A danificação da estrutura dos poros devido à elevada pressão aplicada na intrusão de mercúrio é verificada por MARSH e DAY (1985) que, ao ensaiar c.p. de concreto de cimento Portland comum por picnometria de hélio e intrusão de mercúrio, mostraram que a porosidade medida pelo mercúrio é maior que a medida pelo hélio.

Existem diferenças fundamentais na porosidade entre pastas de cimento Portland com as que apresentam adições minerais cuja medida precisa da porosidade e da distribuição é extremamente difícil. Estudos de alguns autores mostram que nas pastas com adições os resultados obtidos por porosimetria por intrusão de mercúrio são maiores que os obtidos por picnometria de hélio e de metanol. Isto segundo DAY e MARSH (1988) ocorre devido à descontinuidade e à obstrução dos poros e também as reações pozolânicas geradas por estas adições e pela elevada pressão aplicada na intrusão de mercúrio.

#### **b) Curvatura interfacial: condensação capilar - adsorção de nitrogênio**

Este ensaio baseia-se na condensação capilar do vapor de nitrogênio injetado sob pressão nos poros (DIAMOND, 1988). Sua principal limitação está na ineficaz condensação nos poros superiores a 40 nm, na secagem do c.p. e na exposição ao vácuo que alteram a microestrutura. Este é o segundo ensaio de determinação da porosidade mais empregado.

#### **c) Curvatura interfacial: porosimetria por sucção**

FAGERLUND (1973a) neste artigo revisou a teoria e executou na prática métodos de determinação da distribuição de poros por tamanho empregando sucção

porosimétrica através de prato de sucção, membrana de pressão e centrifugação. Este pesquisador apresenta algumas vantagens destes métodos como o uso de pressões menores de líquidos, como a água, sobre o c.p. em relação ao ensaio de intrusão de mercúrio, e a obtenção da determinação da distribuição de poros por tamanho através da obtenção de curvas de absorção.

#### **d) Absorção: de gases ou vapores e de solução**

FAGERLUND (1973b) determina a superfície específica do material poroso utilizando gases como nitrogênio e criptônio a baixas temperaturas, isótopo radioativo  $Kr^{85}$ , vapor de água, hidrocarbonos de diferentes tipos e gases inertes como hélio, xenônio e argônio, empregando o método BET baseado na equação de absorção física isotérmica que, segundo HAYNES (1973c), é o melhor dos métodos analíticos utilizados.

NIESEL (1973) aborda métodos de determinação da área específica através de gás e líquidos, descrevendo em detalhes as técnicas de LEA e NURSE que utilizam pressão constante e a de BLAINE com pressão variável. DARR e LUDWIG (1973b) descrevem métodos para a determinação da superfície específica através da medida de absorção de corantes como azul de metileno e fenol em solução aquosa e ácidos graxos em solução não aquosa.

O emprego de solventes que lentamente vão substituindo a água existente nos poros do c.p. em estado saturado com superfície seca imersa numa grande quantidade de solvente (álcoois, metanol ou solventes orgânicos) é apresentado por FELDMAN (1988). A partir da análise da diferença de densidade dos dois líquidos é calculada a porosidade. Embora não seja necessária a secagem do c.p. que danifica a microestrutura, os solventes (especialmente o metanol) podem substituir parcialmente a água intersticial que modifica a estrutura do gel de silicato e provoca uma queda no módulo de deformação.

#### **e) Outros métodos**

Vários pesquisadores têm procurado aprimorar ou descobrir novos métodos para determinar as propriedades e características dos poros. Técnicas como ressonância nuclear magnética, espalhamento semi-elástico de nêutrons e raio-X de baixo ângulo possibilitam avaliar a mobilidade da água, distinguindo a água livre (capilar) das demais. KEULEN (1973) calcula a porosidade através da determinação da massa específica real do poro (por difração de raio-X, picnômetro, saturação e imersão) e massa específica aparente (determinando a dimensão e massa, deslocamento de líquido).



## 2.2 POROSIDADE E TIPOS DE DESLOCAMENTO NO CONCRETO

### 2.2.1 POROSIDADE DO CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND

A porosidade é o quociente entre o volume de vazios e o volume total de um sólido. PEREIRA et al. (1989) diz que não existem no concreto fases distintas e não inter-relacionadas de variação do diâmetro e volume dos poros. Elas são relacionadas e seguem aproximadamente uma distribuição normal em cada intervalo de diâmetros considerado, que vai dos poros gel e capilares nas pastas e inclui os macroporos (ar incorporado) nos concretos e argamassas devido principalmente aos agregados, podendo estes macroporos constituir de 1 à 10% do volume do concreto (NEVILLE, 1982). Nas primeiras idades a porosidade é de 20 a 25% num concreto de boa qualidade e, a uma idade mais avançada é de 10 a 15%, não sendo possível um concreto convencional ter um volume de vazios de menos de 10% (HAYNES, apud CAMPITELI, 1987).

Na porosidade relativa consideram-se somente os vazios acessíveis, na porosidade absoluta consideram-se além destes os poros inacessíveis, os capilares bloqueados pela água adsorvida e os poros fechados. Para o COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON (CEB, 1992) a porosidade aberta na PCE está entre 20 e 30% da porosidade absoluta. Para o estudo da porosidade das PCE, usualmente, determina-se a distribuição dos diâmetros dos poros, a porosidade aberta (geralmente por intrusão de mercúrio sob pressão) e a área específica (geralmente por absorção de nitrogênio pelo método BET).

A dificuldade em se medir a distribuição de poros no concreto deve-se a vários fatores como: o intervalo de variação dos diâmetros dos poros é muito grande (de  $10^{-2}$  à  $10^{-9}$  m); a microestrutura do concreto não é homogênea principalmente na ZT; os vazios de ar incorporado têm características de forma, distribuição e conectividade distintas dos poros intrínsecos; os agregados possuem seus próprios poros que normalmente diferem muito dos da pasta que os envolve (DIAMOND, 1988).

A porosidade do concreto deve-se, principalmente, à ação de elementos como:

a) **água de amassamento:** para serem adensados e possuírem uma trabalhabilidade conveniente, os concretos normais não aditivados necessitam mais água do que a necessária para hidratação completa do cimento. Durante e após o adensamento a água sobe formando pequenos canais de diâmetro que varia de 10 a 100 micrômetros (CAMPITELI, 1987) e, ao encontrar uma partícula de agregado ou uma barra de armadura, espalha-se neste local provocando o deslocamento da pasta e forma vazios nestas

regiões. Para JAMBOR (1990), este é o mais importante elemento que influencia o valor da porosidade inicial e estrutura dos poros.

b) **porosidade dos agregados:** variando muito de tamanho, os maiores poros dos agregados podem ser vistos ao microscópio óptico ou a olho nu, sendo que os menores são geralmente maiores que os poros gel da pasta de cimento endurecida (NEVILLE, 1982). Os poros abertos (acessíveis) nos agregados comuns podem representar um volume de 0 até 20%, sendo que a quantidade e extensão da penetração de água nestes poros depende das suas dimensões, continuidade e volume total.

c) **zona de transição (ZT):** a porosidade é devida ao aumento da relação a/c (ocasionada pela exsudação da água de amassamento), à deficiência de aglomerante ou de homogeneização da mistura (falta de envolvimento dos agregados pela pasta) ou por tensões provenientes de cargas externas (com o carregamento aumentam-se as deformações, o número e a extensão dos deslocamentos que dependem da aderência pasta-agregado).

d) **fissuração:** no concreto ainda não endurecido a fissuração pode ser causada por dessecação superficial, retração plástica ou assentamento plástico, movimento das formas ou movimentação/assentamento do solo ou fundação e congelamento precoce. No concreto endurecido a fissuração pode ocorrer devido a variações térmicas sazonais e retração térmica, ciclos de gelo/degelo, retração por secagem, sobrecargas (devido a falhas no projeto, execução e uso indevido da estrutura), carregamento normal, deformação, corrosão das armaduras, reações álcali-agregado e retração por carbonatação. MEHTA (1993a) diz que para redução da fissuração no concreto é importante a estabilidade volumétrica, a obtenção de um elevado módulo de deformação e diminuição da retração por secagem e das deformações de origem térmica. O CEB (1992) apresenta uma revisão extensa sobre os tipos de fissuras que podem ocorrer em estruturas de concreto armado e quais os procedimentos a adotar para diminuir suas ocorrências, por isso este trabalho não se deterá neste assunto.

Conforme o AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI) Committee 212 (1989), o uso de aditivos redutores de água reduz levemente a porosidade total, tendo-se constatado, mas ainda não confirmado, que a permeabilidade é realmente reduzida.

Para JAMBOR (1990), a porosidade total do compósito de cimento em muitos estágios de seu endurecimento pode ser expressa pela equação 2.1.

$$P = P_0 - \Delta V_{hp} \quad (\text{eq. 2.1})$$

Onde:  $P_0$  = porosidade inicial dada pela soma do volume de água da mistura e espaços vazios logo após a compactação.  
 $\Delta V_{hp}$  = volume da fase sólida que aumenta com a evolução da hidratação



### 2.2.1.1 INFLUÊNCIA DA POROSIDADE NAS PROPRIEDADES DA PASTA DE CIMENTO ENDURECIDA (PCE)

Tradicionalmente o que controla as propriedades mecânicas da pasta são: 1) o sistema de poros (porosidade total, tamanho, forma); 2) as partículas de C-S-H aderidas umas as outras; 3) aderência do C-S-H aos agregados; 4) os grãos de cimento não hidratados e fílers com seus pontos de contato (MINDESS, 1985); 5) homogeneidade da mistura e 6) falhas estruturais e macroporos (atuando como centro de formação de fissuras). Os quatro primeiros parâmetros dependem principalmente do volume, tipo e outras propriedades dos produtos de hidratação e os dois últimos dependem da composição da mistura e tecnologia de produção utilizada (JAMBOR, 1990).

Os ensaios realizados por WINSLOW e LIU (1990) mostraram que a pasta pura tem menos poros que o concreto e a argamassa, sendo esta diferença é maior quanto maior for o grau de hidratação, indicando que a presença do agregado influencia a microestrutura da pasta e gera poros de maior tamanho, mostrando que a estrutura porosa da argamassa é mais apropriada para ser relacionada à pasta do concreto do que a pasta pura, pois o agregado miúdo possui grande área superficial que é o principal fator a alterar a microestrutura da pasta.

O conceito da forma dos poros tem sido aplicado para relacionar a influência da porosidade nas propriedades mecânicas. No artigo, apresentado por RICE (1993), são feitas observações básicas mostrando que o efeito de concentração de tensões devido à forma dos poros geralmente possui um papel limitado em determinar propriedades mecânicas e elásticas, mostrando também diferenças específicas e correlações para concentração de tensão e sua forma, área sólida mínima e modelos de fissuramento para propriedades mecânicas relacionadas com sua porosidade.

Das propriedades influenciadas pela porosidade na PCE as mais significativas são: resistência, permeabilidade, mudanças de volume e módulo de deformação (CAMPITELI, 1987 e WINSLOW e LIU, 1990).

a) **Resistência**, segundo OKPALA (1989) existe uma queda exponencial na resistência do concreto com o aumento da porosidade da PCE. CAMPITELI (1987) relata que amostras de pastas de cimento de diferentes relações *a/c* e diferentes estágios de maturidade, curadas à temperatura normal, possuem uma resistência à compressão que varia conforme a relação empírica da equação 2.2:

$$f_c = f_{co} \cdot x^n \quad (\text{eq. 2.2})$$

- Onde:  $f_c$  = resistência à compressão  
 $f_{co}$  = é uma característica constante do cimento e parece representar a resistência do gel de cimento  
 $x$  = relação gel-espaço, que para uma pasta completamente hidratada é  $(1-P_c)$ , sendo  $P_c$  a porosidade capilar  
 $n$  = constante que vale de 2,6 a 3 dependendo das características do cimento

Como se viu acima, a resistência à compressão depende da porosidade capilar, podendo-se dizer, genericamente, que quanto maior é a resistência da pasta, menor é a sua permeabilidade, pois a resistência é uma função do volume relativo do gel no espaço disponível, sendo a natureza química exata dos produtos de hidratação menos significativa.

Há muito tempo vários pesquisadores vêm tentando desenvolver relações empíricas entre porosidade e resistência. FERET, em 1897, na França, já tinha reconhecido a importância da relação  $a/c$  no controle do concreto de cimento hidráulico, pois esta relação relaciona a sua resistência e durabilidade, desenvolvendo este autor a equação 2.3, uma versão mais complexa do que a relação entre  $a/c$  e resistência apresentada por ABRAMS em 1918 (KOSMATKA, 1991):

$$f_c = \frac{C}{W + v} \quad (\text{eq. 2.3})$$

- Onde:  $f_c$  = resistência à compressão  
 $C$  = volume absoluto de cimento  
 $W$  = volume de água  
 $v$  = volume de vazios de ar

AARSLEFF et al. (1985), HUANG et al. (1985), KENDAL e BIRCHAL (1985), MINDESS (1985), GRANJU e GRANDT (1989), RYSHKEWITCH et al. (1989), JAMBOR (1990) e MEHTA e AİTCIN (1990), apresentam várias equações matemáticas que consideram diferentes parâmetros para relacionar a porosidade com a resistência à compressão da PCE. Estudos de BIRCHAL, HAWARD e KENDAL (apud MINDESS, 1985), utilizando a equação de GRIFFITH (usada para determinar a resistência à ruptura de materiais frágeis), determinaram a resistência à flexão de pastas de cimento com diferentes falhas naturais e induzidas. Estes pesquisadores concluíram que a resistência dos materiais cimentícios é controlada por falhas macroscópicas como a porosidade total ou pela microestrutura do C-S-H, e desenvolveram a equação 2.4:

$$\sigma = \left[ E_o R_o (1 - p)^3 \cdot \exp \frac{-Kp}{\pi c} \right]^{0.5} \quad (\text{eq. 2.4})$$

- Onde:  $\sigma$  = resistência à flexão (função do volume e tamanho máximo dos poros)  
 $E_o$  = módulo de elasticidade com porosidade zero  
 $R_o$  = energia de ruptura com porosidade zero  
 $p$  = porosidade  
 $K$  = constante empírica  
 $c$  = tamanho máximo dos poros

b) **Permeabilidade:** a porosidade é o fator que mais influencia a permeabilidade na PCE, as pastas com alta porosidade capilar têm alta permeabilidade, pois os fluidos percolam facilmente pelos grandes poros quando interconectados;

c) **Mudança de volume:** as variações de volume como retração e expansão, ocasionadas pelas mudanças de umidade ambiente, são funções das modificações da umidade interna do material (permitida pela porosidade) e das características de tensão-deformação elástica e não elástica;

d) **Módulo de deformação:** é proporcional a, aproximadamente, a terceira potência da relação gel-espaço.

Para SEREDA e FELDMAN (1968) o módulo de deformação da pasta de cimento está relacionado à porosidade pela relação semi-logarítmica apresentada na equação 2.5:

$$E = E_0 e^{-bP} \quad (\text{eq. 2.5})$$

Onde:  $E$  = módulo de deformação a uma determinada porosidade  
 $E_0$  = módulo de deformação com porosidade zero  
 $b$  = constante empírica  
 $P$  = porosidade

SCHREFLER et al. (1989) apresentam um programa computacional com um modelo genérico da mecânica de comportamento dos poros de materiais como concretos e argamassas, que tenham total ou parcialmente interconectados sistemas de poros ou fissuras com ar e água na fase gasosa e/ou líquida. Este modelo considera a interação entre os elementos que apresentam fluxo (água, vapor e ar) e a estrutura sólida baseado na teoria de BIOT, utiliza a Lei de D'ARCY para transferência de líquidos e gases e a Lei de FICK para transferência de umidade.

## 2.2.2 TIPOS DE DESLOCAMENTOS NO CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND

Conforme MEHTA (1993b) e CEB (1992), a água é o principal agente da degradação das estruturas do concreto, pois é o veículo de transporte principal dos íons agressivos, sendo que sua movimentação através da estrutura de concreto pode ter efeitos deletérios. Conforme o CEB (1992), o fenômeno de transporte de substâncias dentro dos poros e fissuras no concreto é determinado conforme mostra a Figura 2.6.

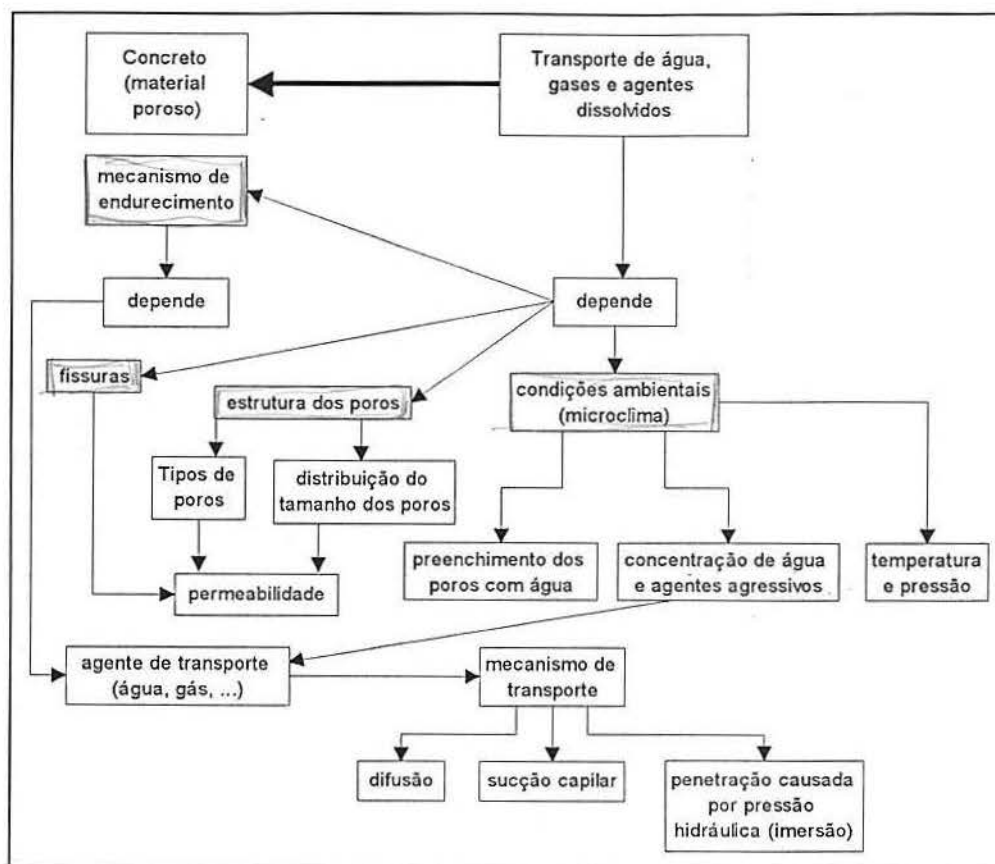


Figura 2.6 O fenômeno de transporte no concreto (CEB, 1992)

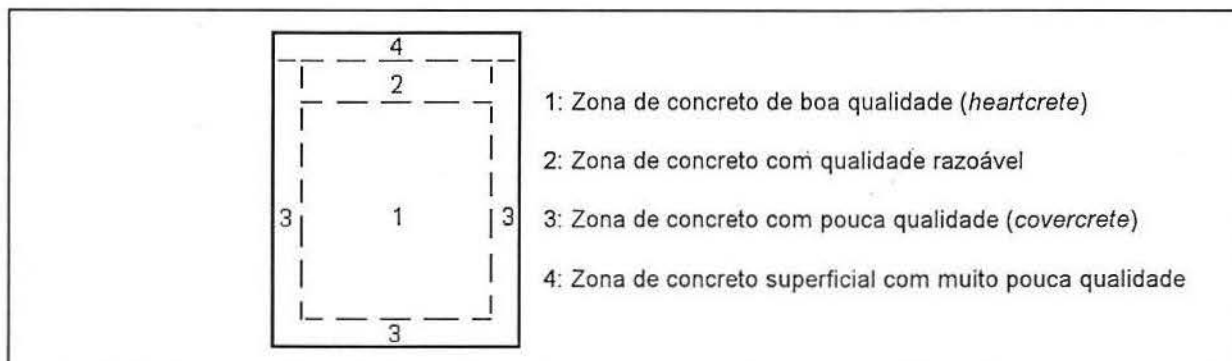
PARÍS (1987), PETRUCCI (1987), CEB (1992), e HELENE (1993) classificam de um modo semelhante as formas de deslocamentos de um fluido pelo concreto:

- a) por capilaridade ou sucção capilar;
- b) por difusão iônica: em regime estacionário (1ª Lei de FICK) e em regime não estacionário (2ª Lei de FICK)
- c) por infiltração ou penetração sob pressão: regime laminar estacionário e não turbulento (Lei de D'ARCY)
- d) por migração (Lei de FARADAY).

Cada um destes deslocamentos que definem as possibilidades de acesso ao corpo estão associados a uma propriedade do material fluido: difusibilidade, permeabilidade e absorvibilidade. Estas propriedades serão discutidas nos itens 2.2.2.1 e 2.2.2.2.

Segundo KREIJGER (1984) o concreto é constituído por três camadas sucessivas de revestimento que envolvem o concreto de boa qualidade: camada de pasta de cimento (aproximadamente 0,1 mm de espessura), camada de argamassa (aproximadamente 5 mm) e camada de concreto com pouca qualidade (aproximadamente 30 mm). Isto se deve ao efeito parede, à sedimentação e à segregação (resultantes da

gravidade), ao método de compactação (vibração) e à percolação e evaporação da água dentro e fora do concreto. Estas três camadas apresentam uma variação na relação  $a/c$ , no teor de agregados e na porosidade, afetando assim a durabilidade do concreto, pois ocorrem diferenças de retração e expansão (térmica e hidráulica), de resistência e deformabilidade. A maior porosidade destas regiões (aproximadamente 21% a mais em relação ao centro do concreto) torna-as mais suscetível à degradação. DEWARS (apud CLARKE, 1986) classifica estas regiões em quatro categorias como demonstra a Figura 2.7.



**Figura 2.7** Zonas de diferente qualidade em uma viga de concreto (DEWARS apud CLARKE, 1986)

A superfície tem um importante papel na permeabilidade do concreto, porque é através dela que ocorrem os primeiros contatos com os agentes agressivos externos. Para diminuí-la BARFOOT (1991) relata o emprego na superfície da forma de um filtro feito de tecido de polipropileno, tipo tela tramada, desenvolvido no Japão em 1988, que é permeável ao ar e água, mas não ao cimento, prevenindo, assim, a perda da pasta e diminuindo a relação  $a/c$  próximo à superfície. Segundo experiências, a superfície deste concreto apresenta de 2,5 a 3,5 vezes menos absorção superficial, maior resistência à compressão, massa específica, durabilidade, com menos 41% de absorção de água e até 50% menor difusão de cloretos e carbonatação. Segundo HARRISON (1991), este sistema possibilita a obtenção de uma textura superficial de boa aderência para ser revestida, pouquíssimos vazios e maior resistência superficial, permitindo desformas mais cedo. A desvantagem deste filtro é possuir um elevado custo, aumento da mão-de-obra para construção e manutenção da forma e limitada capacidade de ser reusado.

No concreto a estrutura porosa da ZT e o número, as dimensões, a distribuição e a continuidade dos poros capilares é que determinam a permeabilidade (CEB, 1992 e NEVILLE, 1982). Esta propriedade é muito influenciada pela evolução da hidratação (aumento da quantidade de gel com capilares descontínuos), pelo maior teor de cimento (menor relação  $a/c$ : para o concreto estrutural ser impermeável a norma ACI 301-72 recomenda máximo  $a/c = 0,48$  quando exposto à água doce e 0,44 em água do mar



(SOONGSWANG et al., 1991), pelo tipo de cimento (cimento mais fino tende a produzir menos porosidade que um mais grosso com igual relação a/c), pelos compostos do cimento (velocidade de hidratação) e pela cura (a vapor geralmente tem menor permeabilidade que os curados em água).

Segundo a PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1989), a permeabilidade do concreto geralmente varia de  $0,7 \times 10^{-9}$  a  $3,5 \times 10^{-13}$  cm/seg, sendo que para um concreto ser considerado de boa qualidade este valor deve ser de aproximadamente  $1 \times 10^{-10}$  cm/seg.

### 2.2.2.1 SUCÇÃO CAPILAR E DIFUSÃO IÔNICA

Os sais sólidos não atacam o concreto. Somente em solução podem reagir com o concreto endurecido. A difusão de íons procede-se em materiais saturados que apresentam um gradiente de temperatura e umidade ou um diferencial de potencial químico com uma diferença de concentração de soluto (que tende a entrar em equilíbrio) entre o meio externo e o concreto. A difusão de água em estado líquido ou vapor sempre irá ocorrer quando houver mudança na umidade ambiente ou quando o concreto perder sua umidade interna (CEB, 1992).

#### a) Sucção capilar

É o processo físico pelo qual o concreto preenche e retém água nos poros e condutos capilares (PETRUCCI, 1987), podendo-se medir o volume dos poros do concreto (NEVILLE, 1982). Este fenômeno depende da energia superficial (capacidade energética latente) das moléculas nas superfícies dos poros do concreto devido à ausência de ligação com moléculas adjacentes. Este efeito de extremidade provoca a adesão nas paredes dos poros das moléculas de vapor presentes no interior destes vazios, criando o fenômeno da **adsorção**. A tendência a adsorver água vai promover (se existir disponibilidade suficiente de água) uma sucção deste fluido para o interior dos poros. Esta sucção pode gerar o efeito de **ascensão capilar** devido a uma considerável elevação no nível de água quando os raios dos poros são muito pequenos. A penetração de água por sucção capilar irá depender da massa específica da água e sua tensão superficial, do raio do capilar, suas intercomunicações e do grau de saturação do concreto, pois quando saturado este fenômeno não se verifica.

Nos capilares verticais o equilíbrio entre as forças superficiais de aderência e o peso da coluna d'água (força gravitacional) vão determinar a altura que a água irá atingir. Na direção horizontal a profundidade de penetração de água por sucção irá depender do tempo, das características e quantidade de água existente na superfície do concreto (manutenção do suprimento) e estrutura dos poros, sendo independente da gravidade.



Quando parte de uma estrutura de concreto está continuamente submersa, a água pode penetrar primeiramente por sucção capilar (possivelmente acelerada por uma elevada pressão hidráulica), sendo que a continuidade do transporte de água irá prosseguir quando a água evaporar pela superfície do concreto exposto ao ar. A continuidade deste transporte depende da relação entre evaporação, sucção capilar e pressão hidráulica, a Figura 2.8 demonstra este processo.

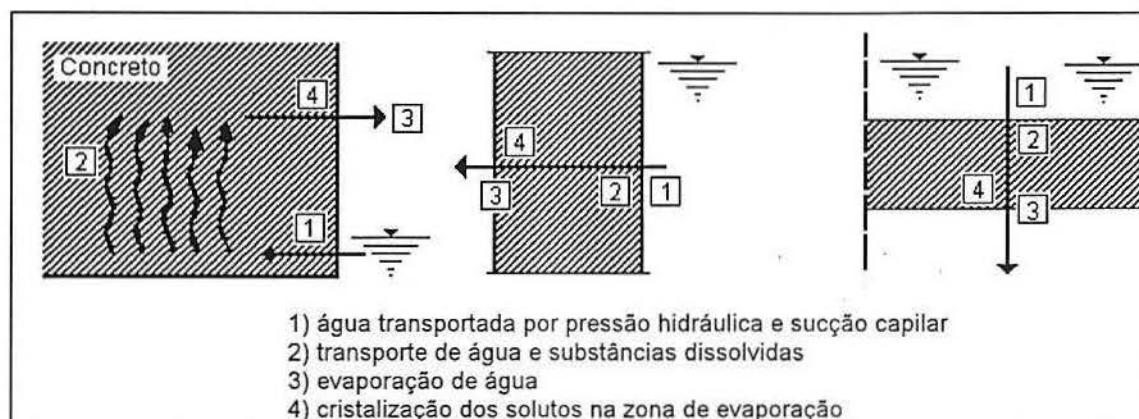


Figura 2.8 Imersão do concreto em água (CEB, 1992)

Nas estruturas expostas ao ar a taxa de absorção de água por sucção capilar serve como um indicativo da estrutura de poros do concreto. Conforme HO e LEWIS (1987), uma sucção rápida indica a existência de capilares de grande diâmetro com menor profundidade alcançada e maior quantidade de água adsorvida, sendo que uma sucção reduzida denota a existência de capilares menores, com maior profundidade atingida.

Geralmente a sucção capilar prevalece sobre a difusão iônica e se verifica em materiais muito porosos que permitem uma grande mobilidade das dissoluções e umidades através de seus poros capilares.

Ao deslocamento de um fluido proporcionado pela sucção capilar está associada uma propriedade do material fluido que é a **absorvibilidade**.

A **absorvibilidade** de um fluido é decorrente do efeito de absorção que ocorre sob ação de uma pressão atmosférica normal, diferenciando-se da permeabilidade, que é a propriedade medida quando o processo de transporte atuante é o da penetração sob ação de um gradiente de pressão. Podemos classificar os ensaios de absorção em dois tipos: por imersão do material e por exposição de uma face (absorção por capilaridade).

Conforme KELHAM (1988), o grau em que o concreto não saturado absorve água em contato com sua superfície é relevante para vários aspectos da durabilidade. Um grande número de métodos de ensaio têm sido publicado, mas nenhum pode facilmente fornecer valores sobre dois parâmetros básicos associados à absorção: 1) a massa de

água necessária para saturar o concreto (a porosidade efetiva) e 2) o grau de penetração. KELHAM desenvolveu um método para determinar o grau de penetração de água em concreto não saturado junto com a porosidade efetiva. Em três diferentes concretos constatou que a profundidade de penetração é proporcional à raiz quadrada do tempo; que o quadrado do grau de penetração é proporcional à permeabilidade intrínseca dos c.p. e forças capilares. Para avaliar o resultado dos ensaios de absorção é importante considerar o conteúdo inicial de água, a temperatura e as propriedades do fluido permeante.

#### b) Difusão iônica

Segundo PARÍS (1978), a mobilidade dos sais em solução é função de três variáveis físico-climáticas: temperatura, umidade e condições de aeração. A dinâmica salina ocorre segundo processos de difusão de natureza química (difusão iônica) ou de natureza física (sucção capilar). Os íons nos poros dos materiais se comportam como um sistema químico que busca seu equilíbrio tentando reduzir ao mínimo o efeito da concentração iônica imposta à dissolução. Conforme Le Chatelier (apud PARÍS, 1978), os sais em dissolução no interior de um material se dirigem desde os pontos de maior concentração para os de menor concentração, criando um transporte salino que é a difusão iônica.

PEREIRA (1989) afirma que no processo de difusão o oxigênio e os íons cloreto são os mais importantes porque atuam, principalmente, no processo corrosivo das armaduras, sendo que a difusão de íons  $\text{Cl}^-$  no interior do concreto é resultado de um mecanismo complexo, pois as trocas entre a solução do meio e a solução dos poros do concreto desempenham um importante papel. Por isso, é inapropriado aplicarem-se dados de difusões obtidos de soluções com um único sal em concretos expostos a outros sais de cloreto ou soluções mais complexas como a água do mar.

Existe uma dificuldade em se comparar ensaios de laboratório com casos reais. No laboratório ocorre a expansão do concreto visto que não se consegue obter a grande quantidade de cloretos que inibe a expansão porque o gesso e o sulfoaluminato de cálcio são mais solúveis em soluções de cloretos quando lixiviados pela água do mar, enquanto nos ensaios de laboratório permanecem "in situ", provocando a expansão.

Devido à dificuldade de se criar um ensaio acelerado que simule a ação da água do mar sobre o concreto, o mais utilizado é a exposição ao longo do tempo. Para viabilizar a utilização de ensaios de menor duração é necessário que se consiga descobrir qual a correlação entre a atuação de soluções como  $\text{NaCl}$  ou  $\text{CaCl}_2$  e a atuação da solução da água do mar. Apesar dos inúmeros ensaios já realizados com soluções naturais ou artificiais da água do mar, seu mecanismo de atuação ainda não foi elucidado,

principalmente devido à quantidade de variáveis intervenientes e à grande diversidade das condições utilizadas pelos pesquisadores (cura, temperatura, tipo de cimento, e outros) que dificultam a correlação dos resultados.

Estudos sobre a difusão de cloretos e os parâmetros que interferem em concretos de cimento Portland sob diferentes relações a/c e condições de cura são apresentados por BUENFELD e NEWMAN (1984), BYFORS (1987), MOUKWA (1989) e DETWILER et al. (1991). GJØRV e VENNESLAND (1979), ensaiando c.p. em água do mar, constataram que a ação nociva dos íons cloreto é crescente com o tempo; que para várias relações a/c somente há diferença na quantidade de cloretos que penetram próximo à superfície, mas que para maiores profundidades e tempos de exposição não houveram maiores diferenças quanto à relação a/c, e teve maior influência a composição do cimento (constatado também por REGOURD, 1981) e a presença de adições, concluindo-se que a permeabilidade ou porosidade afetam principalmente a penetração de íons cloreto próximo à superfície, e que a difusão no interior do concreto é mais afetada por outros fatores como fixação de cloretos ou permuta de íons.

A difusão de sulfatos é analisada por COHEN e BENTUR (1988), MEHTA (1986 e 1993b) e NEVILLE (1982) constatando que de todos os sulfatos o MgS pode ter o efeito mais prejudicial, pois transforma o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  em gesso (sulfato de cálcio hidratado), forma brucita (hidróxido de magnésio) que é pouco solúvel em água (bloqueia os poros protegendo o gel de C-S-H do contato com o sulfato), e reduz violentamente o pH da solução dos poros. A diminuição do pH dissolve o C-S-H que reage com a solução de sulfatos, produzindo mais gesso que pode reagir com o aluminato de cálcio e mais etringita e um silicato hidratado que reagindo com o MgS forma Mg-S-H, que não é cimentício.

Ao deslocamento de um fluido proporcionado pela difusão iônica está associada uma propriedade do material fluido que é a **difusibilidade**.

A **difusibilidade** é a propriedade que um fluido possui de sofrer difusão e é um processo espontâneo de transporte de massa num sistema físico-químico por efeito de gradiente de concentração. Ela serve, especialmente, para avaliar o acesso de água sob a forma de vapor que, inclusive, pode se condensar no interior do concreto.

### 2.2.2.2 PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO

A penetração de água sob pressão caracteriza-se pela existência de um gradiente hidráulico que, sob pressão, força o ingresso de água em um concreto seco, tornando-se saturada a parte que sofre a penetração. Este processo é impulsionado pelo

gradiente hidráulico (pressão) e pelo teor de umidade do meio e do material. Este tipo de deslocamento é o mais típico para a medição da permeabilidade (VUORINEN, 1985a).

A permeabilidade está relacionada ao deslocamento de um fluido (líquidos e gases) pela penetração sob pressão. O coeficiente de permeabilidade  $K$ , calculado nestes ensaios, é dependente de fatores como: pressão exercida, geometria dos vazios, viscosidade do líquido, espessura do material, composição e natureza da água, presença de ar nos poros e tempo (influencia a hidratação dos compostos). Embora a permeabilidade esteja associada à penetração de água sob pressão, na prática, este termo é utilizado para designar o deslocamento de um fluido, de maneira geral, não se considerando o mecanismo que promove a penetração (DHIR et al., 1989).

Resumidamente, e de modo bastante genérico, PETRUCCI (1987) enuncia que a porosidade se refere à totalidade dos vazios, a absorção é função dos poros que têm comunicação com o exterior e a permeabilidade tem relação com a continuidade destes canais, sendo estas três formas de deslocamentos afetadas pelos:

- a) **materiais constituintes:** água (quantidade, pureza); cimento (composição, finura); agregados (quantidade, tipo, diâmetro máximo, graduação, impurezas); adições (quimicamente ativas, quimicamente inertes);
- b) **método de preparação:** mistura, lançamento, adensamento, acabamento;
- c) **condições posteriores:** idade, cura, condições dos ensaios.

### 2.2.2.3 MIGRAÇÃO

O mecanismo de migração é um processo de transporte forçado de íons devido a existência de um campo elétrico. Um experimento simples que apresenta este fenômeno é o descrito pela ASTM C 1202 (HELENE, 1993). Este ensaio é abordado com mais detalhes no item 2.2.6.4.

## 2.2.3 RELAÇÃO ENTRE POROSIDADE E PERMEABILIDADE

Vários estudos têm sido realizados para relacionar a porosidade do concreto com a sua permeabilidade. Conforme o CEB (1992), dois parâmetros são fundamentais para a caracterização da estrutura porosa dos materiais de construção: a) porosidade relevante (quantidade de poros interconectados permitindo a entrada e o transporte de substâncias entre o concreto e o meio externo); b) distribuição de tamanho dos poros (somente os macroporos e os poros capilares estão relacionados à durabilidade, pois são os mais importantes em razão da permeabilidade). Conforme GOWRIPALAN et al. (1990) somente estes poros devem ser considerados na permeabilidade, principalmente quando

apresentam volume de 880 a 1.500 Å<sup>0</sup> ou raios maiores que 50 nm (HUGHES, 1985), ao invés da porosidade total. Por isso, a distribuição do tamanho dos poros vem a ser mais importante que a porosidade total.

Conforme descrito acima, percebe-se que a permeabilidade nem sempre está diretamente relacionada e dependente da porosidade, podendo um concreto leve (com grande número de vazios devido ao ar incorporado) apresentar uma alta porosidade e uma baixa permeabilidade quando estes vazios não forem interconectados, atuando estes vazios também como câmaras de descompressão, reduzindo, também, a sucção capilar. Entretanto, materiais com uma microestrutura densa e com poros conectados podem apresentar uma alta permeabilidade.

HUGHES (1985) observa que a correlação entre porosidade e permeabilidade tem sido intensamente estudada, mas, entretanto, ainda não se estabeleceu uma relação precisa para que se possa desenvolver modelos confiáveis para demonstrar esta correlação devido, principalmente, ao aparecimento de microfissuras geradas no processo de produção e cura do concreto que provocam a majoração da permeabilidade.

MEHTA e MANMOHAN (1980) fazendo uma análise de regressão encontraram a seguinte relação entre porosidade e permeabilidade:

$$\ln K = 3,84.V_1 + 0,2.V_2 + 0,56.10^{-6}.dt + 8,09V_t - 2.53 \quad (\text{eq. 2.6})$$

Que foi reduzida por YOUNG (1988) para:

$$\ln K = 10,9 . V_t - 3,4 \quad (\text{eq. 2.7})$$

$$\text{Sendo: } V_t = V_1 + V_2 / \alpha \quad (\text{eq. 2.8})$$

Onde:  $V_1$  = porosidade capilar  
 $V_2$  = porosidade do gel  
 $\alpha$  = grau de hidratação  
 $K$  = coeficiente de permeabilidade

## 2.2.4 PERCOLAÇÃO NOS POROS CAPILARES

A percolação em poros capilares pode ser descrita pela Lei de D'ARCY para o escoamento laminar estacionário em meios porosos (YOUNG, 1988):

$$\frac{dq}{dt} \cdot \frac{1}{A} = K \cdot \left( \frac{\Delta h}{l} \right) \quad (\text{eq. 2.9})$$

Sendo  $dq/dt$  a taxa de escoamento (vazão em m<sup>3</sup>/s), "A" a área da seção transversal do corpo de prova em m<sup>2</sup>, "Δh" o gradiente hidráulico (coluna de água em m) e "l" a espessura do corpo de prova em m. "K" representa a facilidade com que a água



percola pelo concreto e é expresso em m/s como o coeficiente de permeabilidade, sendo uma constante medida sob condições constantes de temperatura e umidade relativa do ar, através de uma unidade de comprimento do material em uma unidade de tempo, induzida por uma diferença unitária na pressão com que o fluido (gás ou líquido) é aplicado em uma área unitária do corpo. Teoricamente "K" é calculado por:

$$K' = K \eta / \rho g \quad (\text{eq. 2.10})$$

Onde "η" é a viscosidade do fluido, "ρ" a sua massa específica e "g" a aceleração da gravidade. Utiliza-se, na prática, o coeficiente "K" medido ao invés do "K" teórico. A Lei de D'ARCY presume a existência de um fluxo laminar estacionário. Para que este fluxo ocorra em concretos de permeabilidade muito baixa pode ser necessário um tempo muito elevado, por isso foram desenvolvidos ensaios que consideram somente a profundidade máxima de penetração de água que é abordado no item 2.2.6.3 e 4.1.2.

Expondo de um modo diferente, HUGES (1985) considerou um escoamento de POUSUILLE tridimensional em uma estrutura com poros tortuosos de seção circular, sendo a taxa de escoamento proporcional ao quadrado do raio da seção, notando-se que pequenos incrementos no volume dos poros podem implicar grandes aumentos nas taxas de escoamento finais.

## 2.2.5 PERCOLAÇÃO NOS POROS GEL

POWERS (apud YOUNG, 1988) demonstra que a Lei de D'ARCY é grandemente modificada pela água adsorvida pelas paredes destes poros. Conforme o autor, usando uma abordagem teórica, e pela Lei de STOKES, é possível determinar esta situação através da equação 2.11:

$$K = \frac{1,36 \cdot 10^{-12}}{\eta \cdot (T)} \cdot \frac{(1-C)^2}{C} \cdot \exp\left(\frac{-1242}{T} + \frac{0,7 \cdot C}{C-1}\right) \quad (\text{eq. 2.11})$$

Onde "η" é a viscosidade em função da temperatura "T", "C" é a fração do material sólido e (1-C) é a porosidade da pasta.

Os escoamentos observados nestes poros são de uma magnitude bem inferior aos dos poros capilares que são os mais relevantes para os estudos de permeabilidade do concreto, por isso o coeficiente de permeabilidade é diretamente relacionado com a porosidade capilar (e não total) da pasta de cimento, pois esta é de 20 a 100 vezes mais permeável do que o gel, propriamente dito (LEA, 1976). Embora a porosidade do gel de cimento seja de 28%, a sua permeabilidade é aproximadamente de apenas  $7 \times 10^{-16}$  m/s



devido a sua textura extremamente fina, com poros e partículas sólidas muito pequenas e numerosas.

## **2.2.6 ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DO DESLOCAMENTO DO FLUÍDO PELO CONCRETO**

Os ensaios de medição do deslocamento de um fluido pelo concreto podem diferir de dois modos: 1) o estado físico do fluido permeante (líquido ou gasoso); 2) condições de realização (normais ou severas com diferencial de pressão ou de potencial químico). Conforme for a combinação destes dois aspectos teremos a predominância de um tipo de deslocamento. Para avaliar o deslocamento de gases, geralmente utiliza-se o mecanismo da difusão; nos ensaios com líquidos a penetração de água é o mecanismo predominante quando ocorre a aplicação de pressão. Quando o deslocamento ocorre sob condições atmosféricas normais empregam-se testes de difusividade e capilaridade. Nos próximos ítems são fornecidas breves informações sobre alguns dos ensaios mais comuns com suas limitações.

### **2.2.6.1 ENSAIOS DE DIFUSÃO IÔNICA (LÍQUIDA E GASOSA)**

#### **a) Ensaio de carbonatação (fluido: gás carbônico)**

A verificação da profundidade de difusão do gás carbônico é de grande importância para estimar o processo de carbonatação do concreto. Este ensaio, que pode ser realizado em condições ambientais ou em câmaras de carbonatação acelerada, consiste em determinar de forma indireta a carbonatação através da indicação do pH do concreto, usando um indicador químico colorimétrico na região em que o pH sofreu rebaixamento devido ao ingresso do  $\text{CO}_2$  que reage com o  $\text{Ca(OH)}_2$  gerando carbonato de cálcio e diminuindo a quantidade de hidroxila hidrolizável. O ensaio consiste em aspergir na superfície recém exposta do concreto um indicador (geralmente fenolftaleína) dissolvido numa mistura de água e álcool, permanecendo a região carbonatada incolor, enquanto a parte não carbonatada (com uma maior quantidade de  $\text{Ca(OH)}_2$ ) adquire uma coloração violácea.

#### **b) Ensaio de difusão de gases**

Neste ensaio não é aplicada pressão para induzir o deslocamento do gás através do concreto. DHIR et al. (1989) apresentam uma célula de transmissão de vapor de água de baixa pressão que reproduz fielmente as condições reais de fluxo no concreto.

### 2.2.6.2 ENSAIO DE SUCÇÃO CAPILAR

Os ensaios de absorção são realizados em c.p. não saturado, devendo ser controladas, durante a execução, a umidade do c.p., a temperatura e as propriedades do fluxo, pois estes ensaios são muito suscetíveis a variações destes três fatores.

#### a) Absorção por capilaridade

Neste ensaio o deslocamento ocorre unicamente por sucção capilar. No ensaio descrito pela ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT)-NBR 9779 (1986) uma das faces do c.p. é colocada em contato com uma lâmina de água em repouso, sendo monitorado o ganho de massa decorrente da absorção capilar.

#### b) Absorção por imersão

Neste ensaio o deslocamento ocorre por sucção capilar e em pequena intensidade por penetração de água sob pressão, pois o c.p. permanece completamente submerso. Para obter o estado seco nos c.p., estes são submetidos à secagem em estufa, o que pode gerar fissurações de origem térmica ou o colapso da microestrutura, alterando os resultados da absorção, como é observado no item 2.2.7.2. O item 4.1.3 descreve o ensaio da ABNT-NBR 9778 (1986) em que o c.p. seco é totalmente imerso em um recipiente com água, sendo então monitorado o ganho de massa causado pela absorção.

#### c) Ensaio de absorção inicial

O ensaio ISAT (Initial Surface Absorption Test) de absorção inicial é preconizado pela norma britânica BS 1881 (ILLSTON et al., 1979). Além de permitir a avaliação das condições da superfície do concreto, este teste pode ser realizado "in loco". Neste ensaio um reservatório de água é fixado à superfície do c.p., sendo o ingresso de água controlado com auxílio de um menisco capilar, e a determinação da taxa de absorção feita durante um período de tempo de até duas horas. O fluxo de água não é unidirecional, desenvolve-se radialmente a partir do centro do reservatório, tanto verticalmente como lateralmente, o que torna a análise mais complexa (HALL, 1989).

### 2.2.6.3 ENSAIO DE INFILTRAÇÃO SOB DIFERENÇA DE PRESSÃO

Através dos anos, vários trabalhos experimentais têm sido executados para avaliar a permeabilidade dos concretos baseados em dois métodos (VUORINEN, 1985a):

- 1) **método de saída** (output methods), comumente chamados de *ensaios de permeabilidade* em que, geralmente, é calculado diretamente o valor do coeficiente de

permeabilidade "K" aplicando-se a Lei de D'ARCY (que foi originalmente estabelecida para representar o fluxo de água através de um filtro de areia).

- 2) **método de entrada** (input methods) no qual a profundidade de penetração da água é registrada; estes ensaios são usualmente denominados de *ensaios de penetração de água sob pressão*;

#### 2.2.6.3.1 Ensaios de saída (Output)

Nos métodos de saída, a determinação do coeficiente de permeabilidade "K" é usualmente efetuada de forma direta, através da utilização de um permeâmetro que mede a quantidade de água que passa por uma seção determinada durante uma hora sob um gradiente hidráulico constante. Conforme VUORINEN (1985a), o uso do método de saída para testar concretos de baixa permeabilidade apresenta grandes desvantagens, como tempos consideravelmente longos (segundo DHIR et al. (1989) podem ser superiores a 28 dias) e as dificuldades para se obter um fluxo constante neste tipo de ensaio. BANTHIA e MINDESS (1989) constataram que uma indesejável consequência do longo tempo necessário para atingir o fluxo de equilíbrio é a incapacidade de determinar o efeito da idade ou do grau de hidratação na permeabilidade. Segundo CIOFFI et al., (1989), este longo tempo depende do período e tipo de cura e pressão hidrostática aplicada.

##### a) Ensaios de permeabilidade a água

São conhecidos vários equipamentos (permeâmetros) para realização de ensaios de permeabilidade. Todos possuem um sistema de injeção de água sob pressão, com possibilidade de medição do fluxo de entrada e saída. Um dos principais problemas operacionais é impedir o fluxo pela lateral do c.p., que deve ser selada. DHIR et al. (1989) relata que em muitos trabalhos têm sido usados para selar, técnicas como asfalto quente, resina quente, adesivos, borracha, pasta de cimento ou c.p. cobertos com borracha de silicone. Um ensaio deste tipo é preconizado pela ABNT-NBR 10786 (1988).

LUDIRDJA et al. (1989), analisando o teste de FIGG (método de saída) para medir a permeabilidade à água pressurizada dentro de um orifício perfurado no concreto, observaram que este teste apresenta algumas falhas como a falta de controle no teor de umidade, incerteza de qual o volume de concreto envolvido neste teste, a presença de bolhas de ar no sistema, vedação efetiva e cálculo do coeficiente de permeabilidade. Estes pesquisadores desenvolveram um teste utilizando dois aparelhos semelhantes, em que o movimento da água através de um disco de concreto é monitorado à pressão atmosférica, podendo ser obtido o fluxo de água constante, que é avaliado pela Lei de D'ARCY, entre 14 e 20 dias (em 7 dias sob condições favoráveis). Ensaios de saída feitos por BAMFORTH

(1987) em CAD de relação a/c 0,33, determinando a permeabilidade à água e ao gás (nitrogênio), concluíram que, para medir a permeabilidade intrínseca, a água fornece uma melhor representação da estrutura dos poros do concreto.

#### **b) Ensaio de permeabilidade a gás**

Em estruturas como tanques para esgotos, purificadores de gás e câmaras de pressão dos reatores nucleares, onde o concreto deve ser estanque ao ar sob uma pressão interna determinada, a permeabilidade ao ar é de grande interesse.

Não existe ainda nenhum ensaio padrão aceito indistintamente no meio técnico, dentre os muitos ensaios conhecidos, para determinar a permeabilidade a gases. Geralmente, admite-se que estes testes apresentem maiores dispersões que os ensaios de permeabilidade à água por terem uma dependência muito grande do teor de umidade do concreto (LYDON e MAHAWISH, 1989) que depende da umidade relativa do ambiente no qual se insere o material. Cresce a dificuldade de difusão de gases pelo poro à medida que aumenta a adsorção das partículas de vapor de água pelas paredes dos poros capilares, que forma uma camada de água cuja espessura depende da umidade do ar (CEB, 1992).

Ensaio feito por BAMFORTH (1987), para relacionar os coeficientes de permeabilidade à água e ao gás nitrogênio mostraram que eles diferem consideravelmente devido ao fenômeno de escoamento do gás investigado por KLINKENBERG, em 1941. Na medição com gás precisam ser aplicadas pressões acima de  $10^6$  N/m<sup>2</sup>, o que leva a uma grande variação nos resultados, pois com uma pressão absoluta de  $6 \times 10^5$  N/m<sup>2</sup> encontra-se diferença superior a vinte e nove vezes nos resultados, sendo maior quanto menos permeável for o concreto. Equações derivadas da teoria de escoamento do gás têm sido usadas para ajustar os resultados da permeabilidade a gás, dando uma razoável aproximação da permeabilidade intrínseca do concreto, concluindo-se que sem um entendimento da natureza do fluxo de gás através do concreto e a importância da pressão no ensaio, as comparações entre resultados de diferentes testes não podem ser feitas.

Têm-se poucas informações sobre a permeabilidade do concreto a diversos gases, ANON (apud NEVILLE, 1982) constatou que um concreto relativamente permeável ao ar pode apresentar baixa permeabilidade a vários outros gases. Experiências relatadas por NEVILLE (1982) mostram que concretos com maiores teores de cimento, menor relação a/c, maiores idades, adição de pozolanas ou cinzas volantes e cura úmida prolongada apresentam menor permeabilidade ao ar e ao vapor de água não encontrando, entretanto, uma relação única entre estes dois tipos de permeabilidade. Uma secagem rápida de um c.p. aumenta sua permeabilidade ao ar, provavelmente devido ao aparecimento de fissuras de retração finas, o que não se verifica com a permeabilidade ao

vapor que não é alterada pela secagem. A permeabilidade ao vapor diminui com o aumento da umidade relativa, pois diminui o volume dos poros disponíveis para a difusão.

Segundo DÄRR e LUDWIG (1973a), o transporte de gás depende muito das condições externas, sendo classificado em :

- 1) **fluxo viscoso:** se as moléculas do gás forem bem menores que os raios dos poros e se existir um gradiente de pressão. Se a pressão for constante em todos os capilares e formar-se uma pressão parcial ocorrerá um fluxo regular. O fluxo viscoso pode ser laminar ou turbulento, conforme for o número de REYNOLD<sup>\*</sup>.
- 2) **fluxo molecular:** se os raios dos poros forem muito menores que as moléculas do gás e se existir um gradiente de pressão parcial. Se o gradiente de pressão for total teremos um fluxo de KNUDSEN.

TIMOFEEV (apud CABRERA, 1990) determinou que o fluxo viscoso ocorre em poros com raios menores que  $10^{-4}$  e  $10^{-5}$  sob pressão menor que 1 mm/Hg, sendo que o fluxo molecular ocorre em poros com raios menores que  $10^{-7}$  m. A maioria dos íons e moléculas danosos ao concreto como os íons  $S^{-2}$ ,  $Cl^{-2}$  e  $O^{-2}$  têm respectivamente tamanhos de 3,68; 3,62 e  $2,70 \times 10^{-10}$ m, sendo menores que os microporos.

NAGATAKI e UJIKE (1986) investigaram o comportamento do fluxo de ar através do concreto com MS, examinando teorica e experimentalmente a distribuição de pressão e o coeficiente de permeabilidade ao ar com diferentes pressões de carregamento e comprimentos de c.p. Dentre muitas outras observações (Figura 2.9), concluíram que este fluxo obedece à Lei de D'ARCY e demonstraram a equação para o cálculo do coeficiente de permeabilidade ao ar.

---

<sup>\*</sup>Número de REYNOLDS: número adimensional que caracteriza o escoamento de um fluido igual ao produto da velocidade do fluido pelo diâmetro do encanamento onde se escoia dividido pela viscosidade cinemática (FERREIRA, 1975).



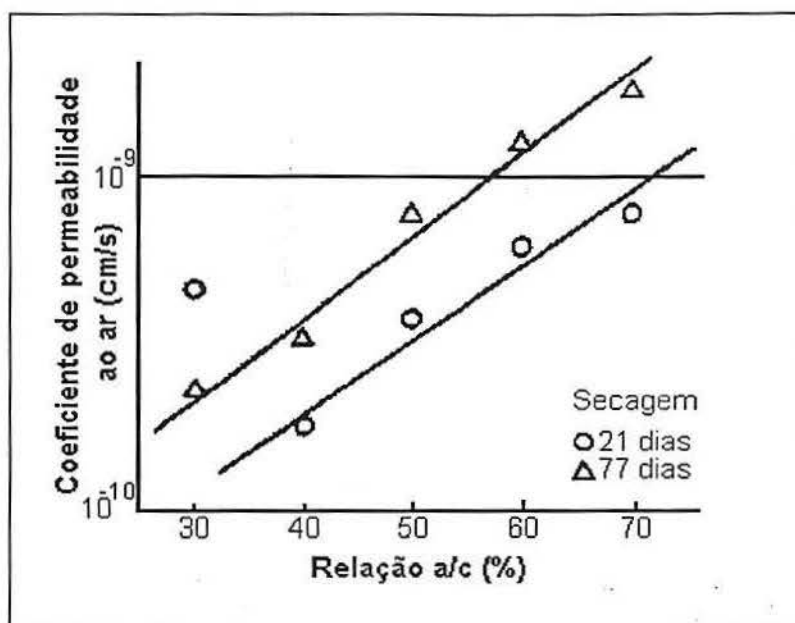


Figura 2.9 Efeito da relação a/c na permeabilidade ao ar (NAGATAKI e UJIKE, 1986)

SCHUPACK M. e SCHUPACK D. (1992) desenvolveram um teste não destrutivo com um aparelho medidor de permeabilidade que avalia a porosidade relativa e permeabilidade da superfície do concreto através da velocidade em que o ar atravessa a região examinada.

#### 2.2.6.3.2 Ensaios de entrada (Input)

Estes ensaios de penetração utilizam equipamentos semelhantes aos dos ensaios de permeabilidade, mas sem a necessidade de contenção lateral e sem controle do fluxo de saída.

##### a) Ensaio de permeabilidade a água

Um destes ensaios é o proposto pela REUNION INTERNATIONALE DE LABORATÓIRES D'ÉSSAIS ET RESSERCHE SUR LE MATERIALS ET LES CONSTRUCCION (RILEM)-C.P.C 13.1 (1979) detalhado no item 4.1.2. A ABNT-NBR 10787 (1989) e a norma alemã DIN 1048 (Mc CURRICH, 1986) baseiam-se neste método.

Os métodos de entrada têm sido preferidos, porque não apresentam as dificuldades acima citadas (item 2.2.6.3.1), e a profundidade de penetração de água é bem mais fácil de ser registrada ao se abrir um c.p., pois a água irá deixar a região que sofreu penetração mais úmida e com coloração mais escura. Neste método o coeficiente só pode ser obtido indiretamente, através de correlações com a profundidade máxima de penetração. O tratamento e a apresentação dos resultados que apresentam os vários



Na relação matemática entre profundidade de penetração e o coeficiente de permeabilidade apresentado por VALENTA (apud VUORINEN, 1985a), ao considerar os poros abertos do concreto, introduz o coeficiente  $\alpha$  (eq. 2.12) que varia normalmente entre 0,02 e 0,06 e apresenta um valor 0,4 em ensaios de fluxo constante estacionário. O cálculo deste coeficiente de permeabilidade "K" a partir de testes de penetração mostram uma boa correlação com os resultados de medições obtidos pelos ensaios do método de saída.

$$K = \frac{\alpha x^2}{2ht} \quad (\text{eq. 2.12})$$

Onde:  $X$  = profundidade de penetração de água (m)  
 $h$  = gradiente de pressão hidráulica  
 $t$  = tempo de atuação da pressão de água (s)  
 $K$  = coeficiente de permeabilidade (m/s)  
 $\alpha$  = volume relativo dos poros abertos

O diferencial de pressão empregado para o estabelecimento do fluxo de água pode destruir parte da estrutura dos poros, podendo carrear partículas que obstruem os capilares, bloqueando o fluxo, podendo também hidratar o cimento que permaneceu anidro (DHIR et al., 1986). VUORINEN (1985b) constatou que a secagem em estufa do c.p. de concreto antes do ensaio provoca um aumento significativo na permeabilidade.

#### b) Ensaio de permeabilidade a gás

Um dos métodos mais difundidos para determinação da permeabilidade ao ar na superfície do concreto é o desenvolvido por FIGG (1989) baseado no tempo que leva o vácuo de 15 a 5 KN/m<sup>2</sup>, feito em um orifício de diâmetro 6 mm e profundidade de 30 mm no interior do concreto, para ser preenchido pelo ingresso de ar das zonas adjacentes. Para CATHER et al. (1984), este é um dos métodos mais práticos e adequados para avaliar "in situ" a região superficial do concreto.

KASAI et al. (1983) desenvolveram dois métodos de ensaio de permeabilidade ao ar para concretos e argamassas. Utilizando o aparelho de FIGG, constataram que o coeficiente de permeabilidade ao ar pode ser influenciado pelo nível de pressão de ar utilizado no ensaio (quanto maior, maior será o coeficiente), teor de umidade (quanto mais água, terá menor coeficiente) e espessura do c.p. (quanto maior, menos efetiva será sua secagem, diminuindo seu coeficiente). Encontraram-se permeabilidade maior em idades mais avançadas (o c.p. está mais seco) e, quanto maior o tempo de cura úmida nas primeiras idades, menor será a permeabilidade, pois com maior hidratação do cimento a matriz estará mais compacta.

#### 2.2.6.4 ENSAIO DE MIGRAÇÃO

Dos ensaios utilizados para avaliar a migração no concreto o mais utilizado recentemente é o de difusão acelerada proposto pela norma americana ASTM C1202-91 (1992). A realização de ensaios de penetração de água sob pressão é inviável para indicar a durabilidade de concretos com reduzida permeabilidade. Por esta razão têm-se empregado este ensaio de migração.

No item 4.1.4 são apresentados os procedimentos de execução deste ensaio que consiste na medição da corrente elétrica que passa por um c.p. A penetração dos íons acontece a partir de uma solução presente em um dos dois reservatórios acoplados ao c.p., sendo estimulada por um diferencial eletroquímico induzido. Este ensaio pode causar alterações microestruturais devido ao vácuo utilizado na preparação dos c.p. e às altas temperaturas que podem ocorrer no transcorrer do ensaio nos concretos de permeabilidade muito alta.

#### 2.2.7 MEDIÇÃO DA PERMEABILIDADE

O termo permeabilidade é empregado muitas vezes no meio técnico de duas maneiras: 1) genericamente, para designar a facilidade com que um fluido percola um material independentemente do tipo de deslocamento (difusão iônica, migração, sucção capilar, ou penetração de fluido sob pressão); 2) para designar a propriedade do material associada ao deslocamento por penetração de fluido sob pressão, que são os ensaios mais utilizados.

A medição da permeabilidade pode fornecer uma indicação da durabilidade (BAMFORTH, 1987), pois ela determina a forma com que os agentes agressivos vão penetrar e atacar o concreto. A permeabilidade do concreto ainda não é bem conhecida pelos pesquisadores. A principal prova disto é a grande dispersão entre os resultados, sendo a variabilidade tão grande quanto as conclusões dadas pelos investigadores. Esta propriedade do concreto depende da permeabilidade de cada um dos seus componentes (pasta, agregado e ZT), sendo que a da pasta é a que mais influencia a permeabilidade do concreto. Segundo BANTHIA e MINDESS (1989), o papel da ZT na permeabilidade do concreto não está suficientemente esclarecida; SKALNY e MINDESS bem como WAKELEI e ROY afirmam que a ZT não tem um papel significativo na permeabilidade, enquanto VALENTA e MONTEIRO (1993a) têm delegado uma considerável influência da interface na permeabilidade.

Da mesma forma que não há um só tipo de agente agressivo, não existe um só tipo de permeabilidade nem uma só forma de medi-la. Se o agente agressivo for um gás ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{SO}_3$ , etc.), a permeabilidade a gases será de suma importância. Sendo um líquido (água do mar, chuva ácida, e outros) a permeabilidade à água será mais importante, se íons constituírem o principal agente agressivo, a permeabilidade a íons deverá ser estudada.

### 2.2.7.1 PARÂMETROS NECESSÁRIOS PARA MEDIÇÃO DE PERMEABILIDADE

Para caracterizar da melhor forma possível as propriedades do concreto que influenciam sua durabilidade, os ensaios que medem a permeabilidade devem seguir alguns parâmetros mínimos que, segundo HOOTON (1989), são os seguintes:

- 1) **Tipo de fluido utilizado:** vários tipos podem ser usados como ar, gases,  $\text{O}_2$ ,  $\text{N}_2$ , vapor, água, soluções aquosas e até mesmo óleo. A desvantagem de se usar ar ou gases é que os valores medidos de permeabilidade dependem muito da umidade do concreto: quaisquer líquidos nos poros capilares atuam como um sólido para o gás. A desvantagem de usar água, soluções aquosas ou vapor é que o fluido pode reagir com o sólido nas reações de hidratação ou dissolver e transferir de local o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .
- 2) **Preparação da amostra:** se necessário os c.p. devem ser saturados em água deaerada para se remover a maior quantidade possível de ar. Nos concretos com relações a/c baixas ou com MS, observa-se o fenômeno de auto-dessecação que provoca o aparecimento de microfissuras devido à ausência de água para os processos de hidratação. Como apresentam baixíssima permeabilidade em pequenas idades, o processo de cura é bem menos efetivo, pois não fornece água para o interior do concreto, mas apenas para alguns milímetros superficiais. Como o interior do concreto está ávido por água, o fluxo de líquidos pelo c.p. poderia não se estabelecer porque este seria consumido pelas reações de hidratação. Neste caso, o fluxo de água proposto pela Lei de D'ARCY não é válido, porém, o fluxo pode ocorrer pelas microfissuras.
- 3) **Condições de confinamento e tamanho da amostra:** o modo de isolamento e impermeabilização do c.p. pode influenciar muito os valores medidos, pois se parte do fluxo se estabelecer pela superfície, diminui o valor total de fluxo medido pela massa do concreto. O tamanho do c.p., especialmente em concretos de baixa relação a/c, é muito importante, pois os valores de permeabilidade aumentam três vezes quando a espessura do corpo de prova é menor que três vezes o diâmetro do agregado, porque se criam caminhos preferenciais de escoamento nas ZT do concreto.

A diversidade nos parâmetros acima citados é o grande motivo para o aparecimento de altos coeficientes de variação encontrados na bibliografia sobre ensaios de permeabilidade (BAMFORTH, 1987), fazendo com que estes, embora teoricamente bem embasados, possam, em muitas vezes, não ter utilidade prática para indicar a durabilidade potencial de um concreto.

### 2.2.7.2 VALIDADE DOS ENSAIOS DE ABSORÇÃO E PERMEABILIDADE

Existe uma grande dúvida sobre a potencialidade de ensaios de permeabilidade e, principalmente, de absorção total determinarem confiavelmente características microestruturais do concreto e da maior ou menor facilidade de permitir a entrada de agentes agressivos, possibilitando a extrapolação do ponto de vista de prever a durabilidade deste material.

Os valores obtidos pelo ensaio de absorção variam consideravelmente em razão do método utilizado, como pode ser visto no Quadro 2.5 (LEA, 1976), pois as condições de secagem são muito importantes visto que temperaturas normais podem não ser suficientes para remover toda água, e altas temperaturas normalmente podem acarretar mudanças na microestrutura do concreto (o que influencia a distribuição dos poros e a absorção final) e podem remover parte da água combinada aumentando sua permeabilidade devido, provavelmente, à retração que rompe uma parte do gel entre os capilares criando novos caminhos para a água.

Quadro 2.5 Absorção de água do concreto por vários métodos (LEA, 1976)

Condições de Secagem	Condições de Imersão	Absorção (%) do concreto			
		A	B	C	D
100°C	água: 30 min	4,7	3,2	8,9	12,3
100°C	água: 24 h	7,4	6,9	9,1	12,9
100°C	água: 48 h	7,5	7,0	9,2	13,1
100°C	água: 48 h + ebulição	8,1	7,3	14,1	18,2
65°C	ebulição: 5 h	6,4	6,4	3,2	17,2

POWERS (1979) diz que a secagem dos c.p. a 105 °C pode provocar um colapso parcial irreversível da microestrutura devido à retirada de água capilar e intersticial e acarretar o fechamento de espaços anteriormente ocupados pela água, levando a uma redução de aproximadamente 30% na capacidade de reabsorção de água evaporável, ou seja, na porosidade aberta. Portanto, a absorção não pode ser usada como medida de qualidade de um concreto, mas concretos de boa qualidade têm absorção bem inferior a 10% (NEVILLE, 1982).

Quando se utilizam métodos de secagem com calor, a introdução de energia no sistema acelera o processo de hidratação durante algum tempo, modificando a microestrutura da pasta de cimento endurecida. Por esta razão, CAMPITELI (1987) observa que a secagem em estufa tem sido rejeitada quando se requer maior rigor no estudo das propriedades dos poros.

GOWRIPALAN et al. (1990) dizem que embora a absorção seja um fenômeno diferente da permeabilidade, muitos pesquisadores têm utilizado testes de absorção de água que são muito dependentes do volume dos poros capilares e distribuição dos poros por tamanho para avaliar a permeabilidade.

Independente da situação do ambiente de exposição da estrutura, acredita-se que tanto os ensaios de absorção quanto os de permeabilidade dão uma indicação das características da microestrutura do concreto, podendo ser considerados ensaios complementares nos quais sua interpretação depende de uma correlação e interação do meio com a estrutura interna da massa de concreto.



## **3. CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO (CAD)**

### **3.1 DEFINIÇÃO E CONCEITO DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO**

Historicamente o desempenho do concreto era especificado e avaliado em termos de resistência mecânica à compressão, sem ser considerada a durabilidade deste material. Com o passar do tempo os concretos concebidos, a princípio, para uma longa vida útil apresentaram problemas de durabilidade, e não de deficiência na resistência quando confeccionados com materiais e/ou técnicas incompatíveis ao ambiente hostil em que se encontram. Devido ao acréscimo de agentes agressivos ao concreto no meio ambiente, ao aumento dos custos financeiros e sociais para execução de reparos e substituições, tem-se nos dias de hoje, uma exigência por estruturas com maior vida útil (acima de 100 anos ao invés de 30-40 anos), com elevada durabilidade.

O termo concreto de alto desempenho (CAD) é usado por muitos pesquisadores para designar concretos que, conforme o emprego a que se destinam, possuam características como alta resistência mecânica já nas primeiras idades, alta trabalhabilidade, alta massa específica, alta estabilidade dimensional determinada pelo tipo e quantidade do agregado, baixa permeabilidade e alta durabilidade a muitas formas de ataque (MEHTA, 1993a), resultando numa vida útil longa. Prefere-se o uso do termo CAD ao invés de CAR, pois este tende a induzir que somente a resistência mecânica é a propriedade relevante quando se trata de concretos que tenham características superiores aos concretos convencionais, oferecendo mais em aumento de desempenho que somente alta resistência (GILLEN et al., 1992). Hoje em dia já é considerado inadequado nos meios de pesquisa (embora ainda seja adotado em muitas obras) avaliar o concreto unicamente através da resistência à compressão.

Para poder definir um alto desempenho é necessário saber que usos e aplicações terá o concreto e a que tipos de solicitações deverá satisfazer: baixa permeabilidade, alta resistência a agentes agressivos, alta resistência à compressão e outras. Além disso, deve-se saber qual a tecnologia usada para a produção do concreto: tecnologia convencional, concretos polímeros, concretos com agregados especiais, e

outros) e em que idade deve-se avaliar este material. Como a hidratação é um processo lento que evolui com o tempo, sendo fundamental especificar em qual prazo ele deve atingir o desempenho desejado. Deve-se saber, também, como é medido o desempenho do concreto, pois para cada propriedade existe um ou mais tipos de ensaios que as podem caracterizar. CARINO e CLIFTON (1991) relatam que os processos e equipamentos utilizados para medição das propriedades mecânicas dos concretos convencionais (alta relação a/c e resistência à compressão menor que 40 MPa) têm se mostrado deficientes para dar as informações necessárias para projeto e aceitação do CAD.

### 3.2 PRODUÇÃO DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

Os modos de produção de CAD podem ser divididos em duas classes:

1) usando **materiais convencionais** (JIAFEN, 1993);

2) usando:

a) **técnicas especiais** (MINDESS, 1985) como: pressão a quente (CARRASQUILLO, 1985), extrusão, autoclave (BAGGOTT e SARANDILY, 1985);

b) **materiais especiais**: materiais pozolânicos (BAYASI, 1992; IDORN e JOHANSEN, 1992; LARRARD, 1989; MALHOTRA, 1993; SIVASUNDARAM et al., 1990) polímeros (ALDRED, 1988; ALEXANDERSON, 1990; ALFORD e BIRCHAL, 1985; BRIGHT et al., 1985; CARRASQUILLO, 1985; EDEN e BAILEY, 1985; KHAYAT, 1992; MINDESS, 1985; REGOURD, 1985; RODGER et al., 1985) fibras (HORIGUCHI et al., 1988; NAAMAN e HOMRICH, 1985; TJIPTOBROTO e HANSEN, 1991);

c) **a combinação de técnicas e materiais especiais**

De um modo geral, com as práticas de execução como mistura, transporte, adensamento e procedimento de controle dos concretos convencionais conseguem-se produtos com resistência de até 100 MPa, apenas merecendo nestes casos maiores cuidados alguns itens como controle de qualidade dos materiais e alguns procedimentos executivos, sendo fundamental o conhecimento das propriedades dos componentes e suas interações (AÏTCIN e NEVILLE, 1993).

Uma baixa relação a/c junto com uma adequada trabalhabilidade no instante de uma efetiva compactação são características fundamentais para obtenção do CAD. OKPALA (1989), ensaiando argamassas e pastas de cimento, constatou que um aumento na relação a/c eleva o volume total e a área superficial dos poros e diminui a massa específica destes materiais. Segundo ASSELANIS et al. (1989) uma relação a/c de

aproximadamente 0,3 é suficiente para a completa hidratação do cimento Portland. Utilizando relações a/c próximas a este valor, muitas vezes não é possível a hidratação de todos os grãos de cimento. Entretanto, isto não chega a ser um fato preocupante, pois a parte de aglomerante não hidratada funcionará como um microagregado, ficando este concreto mais compacto, apresentando até mais resistência, porque as partículas não hidratadas apresentam maior resistência que os produtos de hidratação (BERNTSSON et al., 1990). ROY e IDORN (1985) encontraram 0,22 como valor limite para a relação a/c, sendo valores menores que estes prejudiciais por não se conseguir a alta massa específica desejada na matriz. A relação a/c é uma importante ferramenta para produção do CAD, entretanto, HESTER (1985) destaca que a obtenção de uma baixa porosidade para a mistura é tão importante quanto a utilização de uma baixa relação a/c.

Conforme o ACI Committee 363 (1992), devido a baixa relação a/c, que propicia uma pequena distância entre os produtos de hidratação e uma elevada temperatura no momento da hidratação, o CAD apresenta uma elevada resistência nas primeiras idades se comparado ao concreto convencional (em idades mais avançadas esta diferença não é significativa). JIAFEN (1993) relata que CAD usando materiais convencionais geralmente apresenta, aos 3 dias, 60% da resistência à compressão que se atinge aos 28 dias, aos 7 dias aproximadamente 85%, aos 180 dias 115% e, em um ano, 130%.

Trabalho apresentado por MEHTA e AİTCIN (1990) conclui, através de uma revisão bibliográfica, que a produção do CAD é feita empiricamente por não existirem ainda normas completas para estes concretos. A correta combinação dos materiais não é fácil de ser obtida, porque envolve vários parâmetros conflitantes, sendo necessários extensivos testes de laboratório que geralmente limitam a dosagem encontrada somente para os materiais ensaiados. Estes pesquisadores desenvolveram um método de dosagem fixando o teor total de cimento em 35% do volume e uma relação inicial entre agregado miúdo e gráudo de 2:3 por volume.

ADDIS e ALEXANDER (1990) propõem um método de dosagem para CAD através da determinação das propriedades dos agregados, como capacidade de empacotamento, módulo de finura e uso de tabelas e gráficos relacionando a granulometria dos agregados, dimensão máxima do agregado gráudo, e relação a/c.

Na produção de CAD, conforme HESTER (1985), os agregados devem ser selecionados a partir da análise de sua estrutura cristalina e composição mineralógica para obtenção de dosagens que otimizem a microestrutura do concreto que é fundamental para permeabilidade, durabilidade e propriedades mecânicas. Para WISE (1985), a quantidade e tipo de material usado nas dosagens devem ser escolhidos segundo dois critérios: 1) empacotamento ótimo das partículas, tendo como objetivo preencher os interstícios entre

os agregados graúdos com partículas médias e os interstícios destas com partículas de pequeno tamanho, sendo que a relação ideal entre os raios das partículas deve ser maior que 7:1 para resultar numa mistura de permeabilidade mínima; 2) composição química da matriz: deve-se obter a maior quantidade possível de C-S-H e o mínimo de  $\text{Ca(OH)}_2$  através do uso de MS.

ISAIA e HELENE (1994) dizem que quando se deseja dosar e controlar concretos pelo critério da durabilidade (referente à corrosão da armadura) é mais adequado obter-se o traço a partir do ensaio de penetração de cloretos como o da ASTM C1202, do que apenas obter uma elevada resistência à compressão.

Conforme o ACI - Committee 363 (1992), as técnicas de dosagem e proporção dos materiais para produção de CAD variam muito, dependendo de fatores como: nível de resistência requerido, idade de teste, características do material, tipo de aplicação, economia, tipo de solicitação, ambiente de cura, modo de execução e estação do ano. A mistura do CAD pode ser feita em betoneiras semi-automáticas ou automáticas, sendo que o cimento, pozolanas e água devem ser pesados em equipamentos de precisão. O bombeamento freqüentemente é o método mais econômico e eficiente para se aplicar o CAD devido ao seu elevado consumo de cimento e pequena quantidade de agregado miúdo. Concretos com resistência à compressão de 70 MPa já são produzidos em caminhões betoneira, mas, por prudência, BICKLEY (1993) sugere que para resistências como estas, os concretos devem ser produzidos em centrais pré-misturadoras nas quais pode-se garantir um melhor controle de qualidade na produção (MacGREGOR, 1993).

CARRASQUILLO (1985) estudando a compactação de CAD utilizando vibração notou que freqüências e amplitudes muito altas não afetam o agregado graúdo pois são difíceis de se propagarem, requerem muita energia e é difícil obter-se compactação homogênea. Freqüências de 10.000 ciclos/segundo foram utilizadas em pequenos c.p. obtendo-se resistência à compressão de 156 MPa.

Para avaliar o emprego de práticas convencionais dos concretos comuns quando aplicadas nos CAD, CARRASQUILLO P. M. e CARRASQUILLO R. L. (1988), desenvolveram um extenso trabalho experimental envolvendo o tamanho do c.p. (10 x 20 e 15 x 30 cm), o material dos moldes (plástico, papelão e aço), número de adições de superplastificantes, método de capeamento (tampa de poliuretano e argamassa de enxofre de alta resistência), e condições de cura de 29 misturas de concreto.

Estes pesquisadores concluíram que:

a) quanto ao tamanho do c.p.: os de 10x20 cm apresentaram em média 93% da resistência à compressão dos de 15x30 cm;

b) material dos moldes: para os c.p. de 10x20 cm não houve diferença significativa, os de 15x30 cm apresentaram resistência à compressão levemente inferior aos executados em moldes de aço;

c) adição de superplastificante: os concretos que receberam duas adições de superplastificantes apresentaram maior resistência à compressão em relação aos que receberam somente uma, sendo esta diferença maior quanto maior a idade do concreto, os que receberam a terceira dose não tiveram sua resistência alterada;

d) condições de cura: a resistência à compressão e flexão ficaram menores quando os concretos foram curados em condições ambientes;

e) método de capeamento: os dois tipos de capeamento apresentaram em média o mesmo comportamento para concretos de resistência à compressão variando de 41 à 69 MPa , nos concretos acima deste valor apresentaram significativo aumento na resistência, com menor coeficiente de variação dos resultados, os que utilizaram as tampas de poliuretano, indicando que seu uso pode resultar em um melhor procedimento de controle de qualidade.

### 3.3 MATERIAIS CONSTITUINTES DO CAD

Os constituintes mais utilizados no CAD são basicamente os mesmos dos concretos convencionais, sendo as proporções utilizadas o que os diferencia.

#### 3.3.1 CIMENTO

Normalmente os CAD apresentam consumo elevado de cimento o que provoca aumento do calor de hidratação (que pode ser amenizado com o uso de adições minerais como cinza volante, MS ou escória de alto forno, pois em determinados teores possibilitam a redução da quantidade de cimento sem reduzir o desempenho); e aumento do consumo de água que pode ser diminuído com o uso de aditivos superplastificantes que melhoram a trabalhabilidade da mistura.

Usa-se, geralmente, como consumo de cimento para estes concretos de 400 a 600 kg/m<sup>3</sup> (ACI Abstract of the Committee 363, 1987, e RODRIGUES FILHO e SANTOS, 1988), não devendo ser ultrapassado este valor, porque existe uma quantidade limite a partir da qual o acréscimo de resistência, devido ao aumento de consumo, estabiliza e começa a decrescer (alto calor de hidratação, retração acentuada, e outros) e para consumos muito baixos pode haver perda de coesão. Deve-se observar, também, que a



adição excessiva de cimento faz com que se crie mais pasta com suas falhas inerentes como poros e fissuras (HESTER, 1985).

No início da hidratação a autodessecação provocada pelo excesso de cimento deveria impedir as reações pozolânicas, entretanto, para AÏTCIN et al. (1990), o elevado calor gerado acelera o processo de hidratação e também a atividade pozolânica da MS, não estando ainda claro para estes pesquisadores se esta elevada temperatura é responsável pela formação de redes de microfissuras. PAILLERE et al. (1989), ensaiando CAD de baixa relação a/c com MS, encontraram uma intensa autodessecação dos componentes da pasta de cimento (devido a sua relação a/c extremamente baixa), provocando uma grande retração autógena que gera um processo prematuro de fissuramento que talvez possa ser amenizada pela adição de fibras de aço. Estudos feitos por NGAB et al. (1981a) concluem que a retração em CAD pode ser maior que nos concretos convencionais, mas não significativamente, e que a quantidade de microfissuras no CAD associadas à retração e ao carregamento constante é menor que nos concretos convencionais (NGAB et al., 1981b).

O tipo de cimento muito influencia o concreto, sendo aconselhado usar aqueles que apresentem propriedades e características mais constantes. Diferentes marcas de um mesmo tipo e classe de cimento poderão ter diferentes desenvolvimentos de resistência, devido às variações de composição química e de finura permitidas pelas normas. Conforme o ACI Committee 363 (1992), o melhor cimento é aquele que apresenta menor dispersão nos ensaios de resistência à compressão e, conforme MEHTA e AÏTCIN (1990), o tipo não impede a obtenção do CAD, mas geralmente é usado o cimento Portland comum, e aqueles com elevados teores de  $C_3S$  e  $C_2S$  e com baixa quantidade dos outros compostos químicos fundamentais. HOWARD e LEATHAM (1989) constatam que atualmente não existe nenhum critério científico para especificar o cimento perfeito para CAD, devendo-se usar o cimento que proporcione maior trabalhabilidade e redução de água no concreto. Se for usada MS deve-se usar o cimento que proporcione a melhor reação pozolânica quando se quer considerar a resistência em idades mais avançadas.

Para MEHTA (1993a), ao invés de modificar a composição química do cimento para melhorar a durabilidade de um concreto em ambientes agressivos, deve-se buscar uma redução na possibilidade de penetração de fluidos neste compósito, através de uma baixa permeabilidade obtida por uma relação a/c reduzida e uma adequada dosagem e compactação.

Segundo SWARTZ et al. (1985), a desvantagem do concreto feito com cimento Portland em relação aos que utilizam processos técnicos especiais é o tempo de vinte e

oito dias requerido para atingir sua resistência em condições normais. Entretanto, usando-se cimento ultra fino este tempo é diminuído em função do aumento do calor de hidratação.

O cimento aluminoso é proibido por muitas normas devido a problemas como corrosão por álcalis (NEVILLE, 1982) e o fenômeno de "conversão", principalmente em construções externas (BERNTSSON et al., 1990), pois provoca perda inevitável da resistência com o transcorrer do tempo em climas temperados. Este fenômeno de conversão transforma o aluminato monocálcico metaestável decaidrato ( $CAH_{10}$ ) em aluminato tricálcico hexaidratado ( $C_3AH_6$ ). Contudo, alguns pesquisadores como AMARAL FILHO (1992) têm mostrado que mantendo-se a relação a/c baixa e usando-se MS, que gera reações químicas secundárias, este fenômeno é evitado.

### 3.3.2 AGREGADOS

A escolha dos agregados é de grande importância para o comportamento final do CAD (SARKAR, 1993), pois neste tipo de concreto as fissuras podem desenvolver-se pelo agregado, pela ZT e pela matriz, pois possuem a mesma ordem de resistência. Para o agregado não limitar a resistência do CAD, ele deve ter como limite de resistência à compressão um patamar entre 120 e 140 MPa (RAMIRES, 1993). Pesquisa feita por LACROAIX e JAUGEY (1985) mostrou que agregados de alta resistência (acima de 150 MPa) não são os melhores para o concreto devido ao seu altíssimo módulo de elasticidade ser muito diferente do da pasta, ocasionando concentrações de tensões prejudiciais ao desempenho mecânico do concreto. LYDON (1987) observa que os agregados de baixa massa específica são mais fracos que os de alta massa específica e que, geralmente, provocam um aumento no consumo de cimento entre 20 e 30% nos CAD.

Além da resistência é importante que as características físicas do agregado contribuam de forma a minimizar o consumo de água, pois utilizam-se relações a/c extremamente baixas nestes concretos. Para o ACI Committee 363 (1992), o agregado ideal deve ser limpo, cúbico, britado, muito pouco liso (textura áspera otimiza a aderência) e angular (tendem a produzir resistências mecânicas maiores, mas podem aumentar o consumo de água e reduzir a trabalhabilidade). Segundo o ACI Committee 212.4R (1993) o tamanho e graduação dos agregados devem ser determinados pelo tipo de processo de moldagem utilizado e tamanho da estrutura a ser constituída.

BERNTSSON et al. (1990) relatam experiências com dois tamanhos de partículas esféricas mostrando que o grau de compactação aumenta quando a diferença do tamanho entre as partículas aumenta, sendo máximo quando a partícula menor representa de 25 a 40% do volume total, devendo-se usar intervalos de graduação nas

areias e agregados graúdos para um melhor empacotamento entre as partículas; usar areia grossa para diminuir o tamanho dos agregados graúdos, usar partículas ultra finas para preencher os espaços entre as partículas de cimento e usar aditivos para dispersar as partículas que tendem a floccular, aumentando a porosidade.

### 3.3.2.1 AGREGADO MIÚDO

Conforme o ACI Committee 363 (1992), a graduação ótima do agregado miúdo se reflete mais na redução do consumo de água que na melhoria do empacotamento físico. Para CARRASQUILLO (1985), deve-se usar o mínimo necessário de agregado miúdo para dar adequada trabalhabilidade. Como o concreto já está suficientemente provido de finos devido ao elevado consumo de cimento, recomenda-se areia do tipo grossa, com módulo de finura próximo a 3,0 (ACI Committee 363, 1992), contendo a menor quantidade possível de partículas graúdas (diâmetro maior que 4,8 mm) e lisas, que poderão levar a falhas na aderência.

A resistência à compressão do agregado miúdo não é tão importante quanto a do agregado graúdo (MINDESS, 1985), embora sua qualidade influencie a resistência e o módulo de deformação da argamassa com MS (DINGSOYR et al., 1985). Para resistência à compressão até cerca de 170 MPa é suficiente a areia quartzosa normal bem graduada e dentro das especificações. Para resistências superiores é necessário usar areia artificial feita com bauxita calcinada (AMARAL FILHO, 1992), embora CARRASQUILLO (1985) não recomende devido ao aumento da demanda de água na mistura.

### 3.3.2.2 AGREGADO GRAÚDO

Conforme o ACI Committee 363 (1992), as dimensões do agregado graúdo podem ser de 10 a 20 mm por razões de trabalhabilidade e pela redução da tensão média na ZT quanto maior for a granulometria, usando-se freqüentemente o tamanho máximo de 12 mm.

MEHTA e AİTCIN (1990) constataram que existe uma controvérsia quanto a influência do tamanho máximo do agregado na resistência do CAD. No concreto convencional, para se manter a mesma consistência reduzindo-se a relação a/c, pode-se aumentar o tamanho do agregado de por exemplo 12 para 25 mm. No CAD, entretanto, este aumento no tamanho do agregado pode provocar a diminuição da resistência devido a dois fatores: 1) a ZT torna-se maior e menos homogênea; 2) na maioria das rochas o agregado graúdo de menor tamanho é geralmente mais resistente, pois o processo de redução do seu tamanho freqüentemente elimina defeitos internos como grandes poros, microfissuras e inclusões de minerais fracos. Experiências mostraram que é difícil produzir

CAD com agregados maiores que 25 mm, sendo o tamanho ótimo de 10 a 12 mm. Isto não significa que agregados maiores que 20 mm não possam ser usados; se a rocha original for suficientemente forte e homogênea eles podem ser usados sem nenhum problema para a trabalhabilidade e homogeneidade do concreto. Segundo AÏTCIN e NEVILLE (1993), pode-se usar tamanhos maiores que 20 mm para CAD com resistência à compressão de 60 a 100 MPa, e de 10 a 12 mm para resistências maiores ou iguais a 100 MPa, embora os de menor tamanho melhorem a trabalhabilidade (AÏTCIN et al., 1985b).

LUTHER (1993) diz que na construção de pontes de CAD com MS o tamanho do agregado graúdo é determinado pela espessura da camada de revestimento que geralmente é de 50 mm, usando-se agregado de 12,7 a 19 mm. Conforme ASTM C33 (1991), na construção de pontes deve-se usar no mínimo agregado de 9,5 mm e revestimento de 32 mm.

Preferencialmente deve-se usar agregado graúdo com mineralogia compatível com a do cimento, com baixo grau e elevada resistência ao fissuramento interno (HOWARD e LEATHAM, 1989), com módulo de deformação o mais próximo possível ao da argamassa para minimizar as deformações diferenciais ao longo da ZT. Trabalhos realizados sobre a influência da composição mineralógica na resistência e propriedades elásticas do CAD concluíram que calcário e diabásio obtiveram melhores desempenhos por resultarem em ZT mais resistente; apresentaram resultados mais desfavoráveis o cascalho devido a sua ZT mais fraca e o granito por ter estrutura interna mais fraca (MEHTA e AÏTCIN, 1990).

CARRASQUILLO (1985) observou que os agregados mais favoráveis para o CAD são os basaltos, quartzos e alguns tipos de calcários de estrutura fina. O uso de brita de granito resulta numa mistura mais pobre, porém, a escolha de um agregado vai depender da disponibilidade e do custo. Este pesquisador constatou também que a quantidade de agregado empregado está diretamente relacionada ao módulo de deformação do concreto. No Brasil, segundo RODRIGUES FILHO e SANTOS (1983), as rochas mais comumente utilizadas para confecção de concretos são: basalto, quartzito, granito, calcário, gnaisse e arenito. A resistência à compressão destas rochas está no intervalo de 5 a 450 MPa, à tração de 5 a 30 MPa, o módulo de deformação entre 20 e 100 GPa e coeficiente de Poisson entre 0,1 e 0,25.

Pouco utilizados são os agregados leves que geralmente apresentam valores mais baixos de resistência, especialmente quando são de textura porosa. A menor massa específica do concreto (abaixo de  $1840 \text{ kg/m}^3$ ) feito com agregado leve, segundo SLATE et al. (1986), permite diminuir os custos na supraestrutura e fundação; este concreto é mais resistente ao fogo e proporciona melhor isolamento térmico e acústico que concretos de



massa específica normal (de 2325 a 2405 kg/m<sup>3</sup>). Trabalho desenvolvido por WILSON e MALHOTRA (1988) e ZHANG e GJØRV (1991) mostram algumas propriedades de CAD feitos com agregados leves.

Conforme DURNING e HICKS (1991), o uso de agregados porosos e aditivos incorporadores de ar, que aumentam a porosidade do concreto, podem provocar uma diminuição na deterioração causada por expansões que podem ser provocadas por: cristalização de material insolúvel, sal difuso que cria pressão osmótica na fase gel; quando forma-se gel que absorve água; pela ação gelo-degelo ou ataque de sulfatos.

Para concretos de ultra-alta resistência à compressão (até 400 MPa) pode-se utilizar como agregado ferro, aço inóx e bauxita calcinada (AMARAL FILHO, 1992) e agregados cerâmicos especiais (GJØRV et al., 1990).

Testes de laboratório feitos por DAY e MARSH (1988) analisando o efeito da ação gelo/degelo em concretos confeccionados com quinze diferentes calcários mostraram que uma boa durabilidade está correlacionada com uma porosidade relativamente baixa do agregado (menos que 0,05 ml/g), com poros menores que 0,2 µm de raio. Uma grande quantidade de poros maiores que 0,2 µm enfraquece o agregado, pois ele fica menos capaz de resistir à pressão interna do gelo. Entretanto, o trabalho apresentado por SHAKOOR e SCHOLER (1985), ensaiando 30 agregados, concluíram que os agregados não duráveis caracterizam-se por um grande volume de pequenos poros (diâmetro < 0,2 µm). Estes agregados podem adquirir um elevado grau de saturação, mas não permitem que a água escoe facilmente quando expande devido ao congelamento.

SOONGSWANG et al. (1991), investigando os fatores que afetam a resistência e permeabilidade do concreto feito com três tipos de agregados (calcáreo denso, calcáreo poroso e cascalho de rio), concluíram que: 1) concreto feito com calcáreo denso tem maior resistência à compressão e módulo de ruptura (provavelmente a textura áspera e forma angular proporcionem maior aderência na ZT) e menor permeabilidade à água; 2) a variação da dimensão máxima característica do agregado (25, 19, 9,5 mm) não resultou em diferença significativa na resistência à compressão e módulo de ruptura do concreto, exceto no feito com calcáreo poroso de 25 mm (maior permeabilidade que os demais); 3) o concreto com calcário poroso apresentou coeficiente de permeabilidade levemente maior que o de cascalho de rio (nos concretos com relação a/c 0,33 e 0,38) e pouco menor no concreto de relação a/c 0,45.



### 3.3.3 ADITIVOS SUPERPLASTIFICANTES

Segundo MEHTA e AİTCIN (1990), devido à alta tensão superficial da água e às forças de atração eletrostáticas entre ela e o cimento ocorre a formação de flocos impedindo uma boa suspensão, ficando uma boa parte desta água retida dentro destes flocos, diminuindo a trabalhabilidade da mistura. A adição de superplastificante na solução de cimento e água provoca a quebra da tensão superficial da água, permitindo uma melhor distribuição das partículas de cimento que acabam atraindo a água (MEHTA, 1993a). Conforme DEZHEN et al.(1982), o efeito de qualquer superplastificante é o de repelir as partículas de cimento (as forças eletrostáticas existentes nas pontas e sua superfície fazem com que as partículas se aglutinem).

Em muitos países o critério adotado para a classificação dos aditivos é através do efeito mais significativo que acarreta sobre o concreto. A norma norte-americana ASTM C494 tem sido um dos códigos mais empregados internacionalmente para classificar os aditivos que "Modificam a Reologia dos Concretos, Argamassas ou Pasta", subdividindo esta classificação em cinco categorias, sendo que uma delas é a dos aditivos Redutores de Água, na qual são classificados os plastificantes convencionais (RAABE, 1991).

A utilização dos plastificantes restringe-se a determinado limite, já que dosagens elevadas podem ocasionar efeitos indesejáveis sobre o tempo de pega, exsudação, segregação e conteúdo de ar incorporado. Estas substâncias químicas naturais ou artificiais sofreram algumas modificações no final da década de 60 por fabricantes do Japão e Alemanha para aumentar o limite de utilização, sem que implicasse em efeitos colaterais, sendo denominados de superplastificantes.

Usados significativamente no final da década de 70, estes produtos são indicados para aumentar a plasticidade de argamassas e concretos frescos sem adicionar mais água ou para reduzir o teor de água sem perder a plasticidade, provocando:

- a) elevação na resistência ou diminuição na quantidade de água e cimento (ACI Committee 212.4R, 1993), diminuindo o calor de hidratação e retração;
- b) melhor compactação com menor gasto de energia;
- c) diminuição na permeabilidade (PETRUCCI, 1987).

Devido ao aumento significativo na utilização dos superplastificantes a norma ASTM C494 em 1980 amplia a classificação dos aditivos de cinco para sete categorias para incluir os superplastificantes: Tipo F - Aditivo Redutor de Água de Amplo Espectro e Tipo G - Aditivo Redutor de Água de Amplo Espectro e Retardadores (RAABE, 1991). O

ACI Committee 212. 4R (1993) classifica os superplastificantes dentro do capítulo "Aditivos Redutores de Água e Reguladores de Pega".

Os superplastificantes (tipo F e G conforme ASTM C494) podem ser agrupados em quatro categorias, conforme a composição química. RONNEBERG e SANDVIK (1990) e RODRIGUES FILHO e SANTOS (1988), apresentam as principais características destes aditivos:

- 1) **Lignosulfonados (tipo L):** produzem uma carga elétrica na superfície das partículas repelindo-as. É um subproduto da indústria de celulose, um aumento da dosagem resulta em um significativo aumento na coesão, aderência e aumento do tempo de pega o que limita seu uso a dosagens menores (AMARAL FILHO, 1992).
- 2) **Condensados de formaldeído naftaleno sulfonados (tipo N):** reduzem a tensão superficial da água (TOGNON e CANGIANO, 1982). Os concretos com este aditivo apresentam maior abatimento pelo ensaio do tronco de cone que os lignosulfonados, mas um menor tempo de duração do seu efeito. Quando usados em dosagem elevada (AÏTCIN et al., 1985a) além de causar um significativo retardo no tempo de pega provocam a incorporação de ar à mistura quando apresentam baixo grau de polimerização (RAABE, 1991).
- 3) **Condensados de formaldeídos melanina sulfonado (tipo M):** lubrificam a superfície das partículas de cimento. Comparado ao naftaleno retarda bem menos o tempo de pega e são mais fáceis de se combinar com aditivos incorporadores de ar. Segundo RAABE (1991) estes superplastificantes não causam excessiva incorporação de ar, pois não provocam significativa redução na tensão superficial da água.
- 4) **Outros:** menos usuais são os ésteres de ácido sulfúrico e ésteres de carboidratos.

Dos quatro grupos mencionados, o segundo e terceiro são os mundialmente mais utilizados por apresentarem maior eficiência como redutores de água e menor incidência de efeitos colaterais (RAABE, 1991).

O teor de superplastificante usado varia conforme a consistência desejada do concreto. DAL MOLIN e WOLF (1990) dizem que estes aditivos são usados em uma proporção geralmente superior a 0,8% e inferior a 5% da massa de cimento. Usualmente emprega-se de 1 a 3% na forma líquida para uma melhor dispersão e manuseio (AMARAL, 1988). Conforme ADELMAN e COUSINS (1990), pode-se obter concretos com resistência à compressão de 60 MPa e abatimento de 5 a 13 cm sem o uso de superplastificantes, sendo que para concretos acima de 69 MPa e abatimento de 20 a 23 cm deve-se usá-lo.

SULTANOV (1993), adicionando superplastificante sob a forma de pó ou granular ao cimento, obteve uma redução na demanda de água de até 40%, rápida e elevada resistência (90 a 100 MPa), microestrutura densa, baixa retração e alta atividade

química do clínquer. O uso do cimento incorporando superplastificante nem sempre é economicamente viável pelo seu elevado custo, sendo usado principalmente para reparos em estruturas hidráulicas e enterradas em ambientes agressivos, apresentando de 1,5 a 2 vezes mais resistência à ação de gelo-degelo, de 2 a 3 vezes mais resistência a ataques químicos da água salgada e de 5 a 10 vezes mais resistência à cavitação.

O uso de superplastificante afeta as propriedades do concreto fresco e do concreto endurecido. As principais propriedades afetadas no concreto fresco são:

a) **consistência:** o efeito do superplastificante é de curta duração, sendo geralmente menor que uma hora (MALHOTRA, 1981), decrescendo rapidamente com a evolução do tempo, da temperatura do concreto e, principalmente, da temperatura ambiente (ACI Committee 212.4R, 1993), da umidade relativa do ar e compatibilidade química com adições minerais, outros aditivos e com o cimento (com altos teores de  $C_3A$  podem apresentar pega rápida com superplastificantes de elevados teores de íons sulfato livres), velocidade de cristalização da etringita, morfologia da estrutura cristalina, concentração de aluminatos, sulfatos e álcalis. AÏTCIN e NEVILLE (1993) analisam profundamente o problema da perda da plasticidade medida pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, apontando quais os fatores relevantes para esta perda que é essencialmente devido à compatibilidade do cimento com o superplastificante.

Estudos comprovaram que as propriedades reológicas do concreto de cimento Portland são muito afetadas pelo momento em que é adicionado o superplastificante. MAGIALARDI e PAOLINI (1988), ao investigar o efeito de retardar a adição de superplastificantes na trabalhabilidade e demanda de água em concretos com MS, concluíram que ao empregar o aditivo imediatamente no início da mistura, a perda de abatimento no concreto com MS é maior que nos concretos só com cimento Portland. Sendo postergada a adição do superplastificante (após seis minutos) a redução da demanda de água é maior nos concretos com MS que nos sem esta pozolana; acima de 2% de superplastificante a diferença de demanda de água entre os dois concretos é significativamente reduzida.

ROSENBERG e GAIDIS (1989) apresentam o Quadro 3.1, concluindo que, ao se adicionar 1% de superplastificante tipo N no fim da betonagem de argamassas com 15% de MS, consegue-se maior eficiência.

**Quadro 3.1** Efeito do momento de adição do superplastificante em argamassas com 15% de MS (ROSENBERG e GAIDIS, 1989).

a/ C+MS	tipo de adição	% fluidez	% ar	resistência à compressão (MPa)	
				14 dias	28 dias
0,45	início	140	1,5	68,3	76,5
0,45	fracionada	>160	0,9	78,5	77,0
0,45	fim	>160	1,0	77,4	84,0
0,40	início	116	3,1	78,3	85,5
0,40	fracionada	160	2,3	87,0	86,2
0,40	fim	>160	1,0	87,9	91,0
0,35	início	85	5,0	89,7	89,1

Obs.: *início*: superplastificante adicionado à água da mistura; *fracionada*: metade do superplastificante adicionado à água da mistura, o restante adicionado no fim; *fim*: superplastificante adicionado no fim da betonagem (padrão ASTM C305) com mistura adicional de 1 min; *fluidez e ar*: determinados pela ASTM C185; *resistência à compressão*: em cubos de 50mm.

b) **ar incorporado**: alguns superplastificantes freqüentemente causam dificuldades em manter o sistema de ar incorporado, que segundo FIORATO (1989), devem apresentar bolhas de ar com um fator de espaçamento menor que 0,2 mm para uma boa durabilidade quanto à ação gelo/degelo. Nos poros do concreto a água, ao congelar aumenta aproximadamente 9% de volume (CEB, 1992), podendo provocar expansão e fissuração a não ser que sejam incorporados vazios de ar que servem como câmaras de descompressão (POWERS, apud MEHTA, 1993b).

Os superplastificantes diminuem a superfície específica do concreto com ar incorporado (ACI Committee 212.4R, 1993) devido a um aumento no tamanho das bolhas de ar que acima de 0,25 mm, provocam a redução da resistência mecânica do concreto (BALAGURU e RAMAKRISHNAN, 1988). TOGNON e CANGIANO (1982) dizem que as bolhas de ar produzidas por superplastificante (tipo N) são de 2 a 4 vezes maiores que as dos aditivos incorporadores de ar, constatando também, que a vibração do concreto após a moldagem diminui o ar incorporado de 2 a 3%.

PIAGEON et al. (1989), analisando a estabilidade dos vazios de ar incorporado, constataram que a quantidade de MS (0, 5 e 10%) e tipo de misturador (betoneira horizontal e vertical) tiveram pouca influência na produção e estabilidade dos vazios de ar, mas que os superplastificantes (quatro tipos diferentes) podem causar um significativo aumento no espaçamento e diminuição da superfície específica destes vazios, conforme o tipo de aditivo, agente incorporador de ar e, principalmente, pelo tipo de cimento (conclusões também obtidas por SAUCIER et al., 1990).

c) **segregação**: normalmente não ocorre nos concretos onde o superplastificante foi usado como redutor de água. Entretanto, nos concretos fluidos isto pode acontecer devido a inadequadas dosagens e misturas. Deficiência de materiais causa



segregação quando o concreto é manuseado. Para evitar que isso ocorra deve-se aumentar a quantidade das partículas de menor tamanho do agregado graúdo e miúdo.

As principais propriedades do concreto endurecido afetadas pelo uso de superplastificantes são:

a) **resistência à compressão, a tração e módulo de deformação:** quando usado para reduzir a quantidade de água tem-se maior resistência pela diminuição da relação a/c. Comparando-se misturas com uma mesma relação a/c, a que contém superplastificantes apresenta uma resistência levemente maior devido a uma eficiente dispersão do cimento (ACI Committee 212.4R, 1993). Entretanto, DEZHEN et al. (1982) afirmam que a taxa de ganho de resistência nestes concretos aditivados pode ser menor, pois devido a reações químicas ocorre uma diminuição da quantidade de água disponível para a hidratação, porque os produtos que primeiramente se formam ao redor das partículas tendem a ser menos permeáveis do que em concretos não aditivados, dificultando, portanto, a hidratação.

b) **retração por secagem:** embora este efeito não esteja definitivamente comprovado, estudos de laboratório relatados pelo ACI Committee 212.4R (1993) e JIAFEN (1993) demonstram que o superplastificante aumenta a retração por secagem causando microfissuras (PHILIEO, 1988) que, segundo BAZANT (1984), são menos pronunciados nos CAD, e os poros são geralmente menores e os caminhos maiores entre os grandes capilares.

c) **durabilidade:** na produção de CAD o superplastificante permite diminuir a relação a/c, reduzindo a permeabilidade do concreto, que junto com a elevada resistência mecânica, melhora propriedades do concreto endurecido como resistência a sulfatos e à abrasão. Entretanto, estudos de BALAGURU e RAMAKRISHNAN (1988) mostram que a permeabilidade a cloretos em CAD com e sem este aditivo é praticamente igual.

Conforme os fabricantes, os superplastificantes devem reduzir 12% a quantidade de água, mantendo a mesma trabalhabilidade, podendo reduzir de 25 até 30% (RAMACHANDRAN, 1983), mas em média atinge de 15 a 20% (FIORATO, 1989), permitindo a redução da relação a/c a 0,20 (REGOURD, 1985). Seu uso é praticamente indispensável em CAD, visto que sem ele não se consegue reduzir a relação a/c para valores abaixo de 0,4, pois em um determinado instante a redução do teor de água torna a mistura não trabalhável, ao mesmo tempo que o teor de cimento não pode ser aumentado excessivamente, não somente devido aos custos como também a problemas técnicos na hidratação (AÏTCIN e NEVILLE, 1993).



### 3.3.4 ADIÇÕES MINERAIS

As adições minerais são conhecidas como ativas quando reagem quimicamente com os compostos hidratados do cimento e inertes quando provocam apenas efeitos físicos. MEHTA e MONTEIRO (1992) dividem as principais adições ativas em quatro grupos:

- 1) **materiais cimentantes secundários:** cinza volante com alto conteúdo de cálcio e escória granular de alto-forno.
- 2) **pozolanas naturais:** geralmente de origem vulcânica ou sedimentar.
- 3) **pozolanas artificiais:** cinza de casca de arroz e cinza volante (resíduo da combustão do carvão).
- 4) **pozolanas artificiais de alto desempenho:** microssilica.

Conforme a norma americana ASTM C618 (1980), pozolana é um material silicoso ou alumino-silicoso que isolado não possui ou possui em pequena quantidade propriedades cimentantes, mas que finamente dividida e na presença de umidade reage quimicamente com hidróxido de cálcio para formar compostos resistentes.

A utilização destes minerais não é necessária para a obtenção de CAD, mas o seu uso modifica a microestrutura interna da pasta de cimento possibilitando resistência final mais elevada, redução na quantidade de cimento e aumento na trabalhabilidade do concreto fresco. Em alguns casos as adições podem causar uma diminuição da durabilidade quando reduzem o diâmetro dos poros que propiciam a sucção capilar (CEB, 1992).

A reação pozolânica é determinada pela composição e pelo arranjo atômico da estrutura das fases na pozolana e, num sentido mais amplo, além da reatividade química considera-se também a morfologia das partículas, finura e resistência mecânica dos produtos da reação da pozolana com a cal ou o cimento (KIHARA, apud WOLF, 1991). A velocidade da reação pozolânica depende geralmente da composição das partículas e da composição da fase não cristalina, pois ambas controlam a energia de ativação (resultante da composição química dos reagentes, energia mecânica da mistura, energia externa gerada pela hidratação ou de fonte externa de energia) disponível para as reações de hidratação.

Segundo MEHTA e MONTEIRO (1992), as pozolanas podem ser incorporadas ao concreto de dois modos distintos: como substituição, onde ela é usada como substituto de uma parte do cimento e outra como adição no momento da mistura do concreto.

Quando a pozolana é empregada como substituição, o grande benefício é a redução do calor de hidratação (ROY, 1986), pois o C-S-H produzido pela reação

pozolânica libera uma quantidade de calor muito menor que a liberada pela reação do  $C_3S$ , o que permite a diminuição de fissuras térmicas que pode ser mais benéfico para a durabilidade do que a redução na porosidade. Genericamente, pode-se dizer que a adição é feita para melhorar o desempenho do concreto e a substituição quando se deseja um consumo menor de cimento geralmente por questões de custo ou durabilidade (MAAGE e SELLEVOLD, 1987).

### 3.4 CAD COM MICROSSÍLICA

A microssílica (MS), pó de sílica (silica dust), sílica volatilizada, pó condensado de sílica (condensated silica dust) ou fumaça de sílica (silica fume) é um pó extremamente fino, constituído essencialmente de sílica amorfa de altíssima reatividade pozolânica, sendo um dos materiais mais eficientes para incorporar partículas ultrafinas, obtendo uma graduação completa para o concreto.

Subproduto da indústria de silício metálico e de ligas metálicas de silício e ferro como ferro-cromo, ferro-manganês, ferro-magnésio, e outros, as MS são produzidas em fornos elétricos tipo arco voltaico onde o quartzo é reduzido por carvão mineral em elevadas temperaturas (2.000 °C), ocorrendo reações químicas muito complexas que envolve a formação do gás monóxido de silício (SiO), que ao atingir a parte superior do forno, tendo contato com o ar e na presença de temperaturas menos elevadas, condensa em  $SiO_2$  que juntamente com pequenas quantidades de outros óxidos e carbono formam minúsculas esferas de MS que são coletadas nas vias de escape de gases dos fornos por filtros de mangas (BRADLEY-WILLIAMS, 1986).

A quantidade e as características da MS produzida por tonelada de produto metálico pode variar muito com o tipo de liga, o modo de operação, as matérias primas, modelo dos fornos, e outros. A produção mundial é hoje da ordem de um milhão de toneladas/ano (MALHOTRA, 1993). Destes, 1/3 é produzido nos EUA, Noruega e Japão, sendo que o Brasil tem um potencial de produção da ordem de 130 mil toneladas/ano, sendo que apenas uma pequena quantidade da MS produzida é captada. Das fábricas existe no país apenas duas fazem a coleta deste material, a de Si metálico de Tucuruí (PA) e Maringá (SP) (AMARAL FILHO, 1992).

A MS pode ser comercializada na forma de produto seco em pó (como produzida), em pó com aditivos superplastificantes secos, densificada com ou sem aditivos químicos e na forma de pasta com água com ou sem superplastificante. COHEN e OLEK (1989) ensaiaram concretos de cimento Portland de relação a/c 0,35 com 0 e 10% de MS para verificar o desempenho das 3 formas comercialmente apresentadas de uma mesma

MS: dispersa em água, pó seco não compactado e pó seco densificado e obtiveram interessantes observações sobre o comportamento de cada uma em diferentes solicitações, concluindo que a seleção da forma comercial de MS a ser usada deve depender do usuário, não havendo razões para defender ou ir contra alguma forma comercial de MS baseado nos dados obtidos.

O uso de MS no concreto iniciou na década de 1950 na Noruega através de experiências realizadas no Norwegian Institute of Technology (NTH), sendo em 1952 utilizada pela primeira vez no túnel Blindtarmen em Oslo (MORGAN, 1988), passando efetivamente a ser usada a partir da década de 70 nos principais países produtores de ligas metálicas de onde se obtêm as MS (Escandinavos e América do Norte) na mesma época em que foi publicada a primeira norma norueguesa NS 3050 sobre o uso de adições de MS no concreto (MEHTA, 1993a).

Seu uso na década de 70 foi relacionado à procura de soluções para diminuição do custo do concreto (gastos de energia para obtenção do cimento), com a substituição de parte deste por rejeitos industriais e também para solução do grave problema de poluição ambiental causado pela MS. A partir desta época, intensas pesquisas sobre o uso de MS nos concretos foram feitas principalmente por GJØRV no NTH, AÏTCIN na Sherbrooke University, MALHOTRA no Canadian Centre for Mineral and Energy Technology e MEHTA na University of California, mostrando os grandes benefícios técnicos que este material incorporou à indústria do concreto e também à dos refratários e plásticos. NILSON (1988) destaca também intensas pesquisas feitas nos Estados Unidos, na Universidade de Cornell, Portland Cement Association de Chicago, na Universidade do Texas, em Austin, na Universidade em Ottawa, no Canadá, na Universidade de Trondheim, na Noruega, sendo que em muitos países europeus (França, Noruega e Suécia) existe um programa nacional de estudos envolvendo vários institutos de pesquisa e universidades sobre o CAD com MS (NAAMAN, 1992).

A MS não é um composto essencial para obtenção do CAD com resistência à compressão de 60 a 80 MPa, para valores de 80 a 90 MPa o uso da MS é benéfico, econômico e simplifica a produção do CAD. Para maiores resistências o uso de MS é essencial pelo efeito do custo que teria o concreto se esta adição não fosse utilizada (AÏTCIN e NEVILLE, 1993).

Quando a MS é adicionada ao concreto, dois comportamentos distintos são observados (QUALITY, 1990):

- 1) misturas com um consumo de cimento relativamente baixo (menor que  $300 \text{ kg/m}^3$ ) e baixa adição de MS (menor que 10%) nota-se maior coesão e enrijecimento da mistura, mas com um notório aumento da trabalhabilidade.

- 2) misturas ricas, com um elevado teor de MS são pouco trabalháveis sem a adição de superplastificantes, possibilitando a obtenção de concretos com resistência à compressão de 150 até 300 MPa conforme o agregado empregado.

### 3.4.1 QUANTIDADE DE MICROSSÍLICA UTILIZADA NO CONCRETO

Observa-se, através da literatura pesquisada, que existe uma grande variabilidade nas conclusões dos pesquisadores sobre a porcentagem ideal de MS a adotar, mostrando que a quantidade de pozolana a ser empregada depende da compatibilidade e proporção dos materiais utilizados, do desempenho desejado e das condições do ambiente de exposição do concreto.

Para BAYASI (1992) as melhorias tanto técnica como econômicas proporcionadas pela MS dependem da quantidade utilizada em relação à massa de cimento, pois, após determinados teores, algumas propriedades do concreto têm seu desempenho diminuído, como a trabalhabilidade, devido ao aumento da coesão, fazendo com que muitas vezes seu emprego fique limitado a 10%.

Conforme BERKE et al. (1988), a quantidade de MS usualmente empregada nos concretos está baseada na agressividade do ambiente, sendo comumente especificada 7,5% para estruturas de estacionamento de automóveis e 10% para pilares em ambientes marinhos. RONNEBERG e SANDVIK (1990) relatam que nas plataformas do Mar do Norte a quantidade de MS empregada está entre 1 e 3%. RADJY e LOELAND (1985) relatam que FISHER, adicionando de 8 a 16% de MS, obteve uma diminuição na difusão de cloretos da água do mar de  $2,4 \times 10^{-7}$  cm/s (concreto sem adição) para  $10^{-8}$  a  $10^{-10}$  cm/s, sendo que BYFORS (1987) obteve uma redução na constante de difusão de um fator de aproximadamente 11 (dependendo da relação a/c e outros fatores) ao adicionar de 10 a 20% de MS.

Segundo DURNING e HICKS (1991) e PAGE e VENNESLAND (1983) pode-se reduzir a zero a quantidade de  $\text{Ca(OH)}_2$  quando adiciona-se aproximadamente 30% de MS ao concreto.

HERRMAN e CAMERATO (1988) dizem que para concretos de resistência à compressão de 150 MPa, boa aderência ao concreto convencional e baixa permeabilidade, usa-se de 10 a 17%, podendo-se usar até 35% em condições especiais.

Para DETWILER, G. (1992) usa-se normalmente de 3 a 18% de MS, sendo seu ajuste junto com a relação a/c o principal responsável para atingir uma elevada resistência à compressão. MEHTA e MONTEIRO (1992) indicam que os ganhos efetivos de resistência



à compressão e à tração ocorrem para teores na faixa de 8 a 12%. Segundo LOLAND e GJØRV (1981), para níveis de resistência normais, os concretos com adição de 5% de MS, quando comparados aos sem adição, apresentam relações entre resistência à tração e resistência à compressão, módulo de deformação e resistência à compressão, ductilidade e resistência à tração e ductilidade e módulo de Poisson similares.

MALHOTRA (1993) relata que a MS em relação a outros materiais pozolânicos é geralmente mais eficiente nos concretos com relação a/c acima de 0,5 e que quando usada em pequenas quantidades como substituição de cimento, tem fator de eficiência entre 3 e 4, ou seja: a MS pode substituir de 3 a 4 kg de cimento no concreto, resultando um concreto com a mesma resistência à compressão aos 7 dias e aos 28 dias que o concreto sem adição.

Para LARRARD (1989) de 20 a 25% é o teor ótimo de MS para se obter maior resistência à compressão, sendo que a adição de até 5% não aumenta o consumo de água, pois evita a sedimentação do cimento facilitando sua fluidez. Entretanto, PHILLO (1988) diz que a MS aumenta a demanda de água devido a sua finura; sendo que para resistir à ação do gelo e degelo deve-se usar 5 a 10% de MS por massa de cimento.

Ensaando concretos com três relações a/c (0,25 , 0,30 e 0,35) e adição de MS (0 , 10 e 20% ), MALHOTRA (1987) encontrou nos concretos de menor relação a/c e maior porcentagem de MS menor permeabilidade, entretanto, os concretos de a/c 0,25 com 10 e 20% de MS (sem incorporação de ar) testados no ensaio de resistência a ação gelo e degelo ( ASTM C 666-84) mostraram-se levemente piores que os sem MS. Isto deve-se ao fato de que estes concretos ficando com a matriz menos permeável apresentam maior quantidade de pequenos poros descontínuos que afetam o movimento da água ao congelar-se. CHENG-YI e FELDMAN (1985) encontraram resultados semelhantes ao estudarem argamassas de a/c 0,45 e 0,60 com 0, 10 e 30% de MS.

Testes de laboratório feitos por MAAGE e SELEVOLD (1987) mostram que os concretos com MS são mais sensíveis às condições de cura que os sem adição, devendo-se tomar precauções para evitar a rápida evaporação da água na superfície do concreto fresco, pois segundo MALHOTRA (1993), o concreto com MS tem forte tendência de apresentar fissuras por retração plástica. ASSELANIS et al. (1989), estudando CAD com 10% de MS e relação a/c 0,31 submetidos a dois processos de cura (úmida a 100% de UR e ao ar a  $49 \pm 24\%$  UR) em várias idades, mostraram que sete dias de cura úmida são suficientes para produzir concretos de baixa permeabilidade, pois ocorre o fechamento de muitos poros, retendo a umidade necessária à hidratação do cimento, resultando num considerável aumento nas propriedades dos concretos.



Para GOWRIPALAN et al. (1990) o método mais eficiente de cura para desenvolver a resistência e hidratação do cimento é manter a superfície externa do concreto imersa em água, o que muitas vezes é difícil de ser executado. A cura é o principal responsável pela estrutura dos poros, permeabilidade, difusibilidade, características de absorção do concreto próximo à superfície e por alguns tipos de fissuramento. Experiências realizadas por SANDVIK e GJØRV (1992) mostraram que a elevada temperatura de hidratação que ocorre no interior de uma estrutura de concreto não necessariamente afeta a permeabilidade da camada superficial deste material, e com isso sua durabilidade, devido ao aparecimento de microfissuras.

REGOURD (1981) relata que com muita MS (40% da massa do cimento) o concreto torna-se mais frágil e algumas partículas de MS não reagem, com 15% ou menos observam-se muito poucas fissuras na pasta de cimento endurecida.

### 3.4.2 APLICAÇÕES DO CAD COM MICROSSÍLICA

O CAD com MS tem sido empregado principalmente para:

a) **edifícios de grandes alturas e pontes devido à economia na área útil, tempo de execução e no consumo de material:** estas vantagens são confirmadas pelo ACI Committee 363 (1992) e relatados nos trabalhos apresentados por AÏTCIN et al. (1985a); COLACO (1985); DRAKE (1985); NILSON (1985 e 1988); HELLAND (1988); RODRIGUES FILHO e SANTOS (1988); HOWARD e LEATHAM (1989); SMITH e RAD (1989); ADELMAN e COUSINS (1990); HEAYES (1990); MORENO (1990); PAGE, K. M. (1990); SHIRLAW (1990); WEBB (1993). Estudo da viabilidade econômica na execução de um projeto de um prédio de quinze andares, empregando numa situação concreto de resistência à compressão de 60 MPa e em outra concreto de 21 MPa, feito por DAL MOLIN e WOLF (1990) demonstrou que no mínimo ocorre uma diminuição no consumo de concreto de 18%, 32% de armadura, 12% de formas, chegando a um custo final da estrutura 12% menor considerando-se também a diminuição da mão-de-obra. SWAMY (1985) afirma que pode-se reduzir cerca de 1% da quantidade de armadura para cada 7 MPa de aumento na resistência à compressão do concreto.

b) **aumento da resistência ao processo corrosivo das armaduras:** a reação da MS com o  $\text{Ca(OH)}_2$  livre diminui a carbonatação devido à diminuição da quantidade deste hidróxido, proporcionando também uma menor permeabilidade, dificultando a difusão do dióxido de carbono (SKJOLSVOLD, 1986) sem, entretanto, afetar o transporte de oxigênio pelo concreto (VENESLAND (1981), estudando concretos com 20% de MS).

Ensaio feitos por BERKE et al. (1988), em concretos com MS submetidos a cloretos, mostram que em um ano e meio estes não apresentavam sinais de corrosão da armadura devido à redução do ingresso de cloretos e aumento da resistência do concreto. Segundo GAYNOR (1985) os cloretos podem estar presentes no concreto através da água, aditivos, cimento e agregados, sendo que parte dos cloretos no concreto estão quimicamente combinados e, provavelmente, a metade ou três quartos estão solúveis em água e livres para contribuir na corrosão das armaduras. Para MALIER (1991) a MS propicia um aumento na resistividade elétrica do concreto, levando a uma menor corrosão da armadura.

c) **melhorar as propriedades do concreto fresco:** o uso de MS proporciona maior coesão (maior número de pontos de contato sólido-sólido) e menor exsudação e segregação (BURNETT, 1991), pois diminui o tamanho dos canais capilares e aumenta as propriedades reológicas da mistura fresca diminuindo a quantidade de água necessária em certos teores de MS (MALIER, 1991).

d) **melhorar as propriedades do concreto endurecido:** maior módulo de deformação (ASWAD e HESTER, 1985), maior resistência ao desgaste e abrasão (HOLLAND e GUTSCHOW, 1987), maior resistência à tração na flexão e à tração por compressão diametral. ROSENBERG e GAIDIS (1989) mostram que aos 40 dias os concretos com MS apresentam menor retração por secagem.

e) **maior resistência a agentes químicos de degradação:** experiências de CARLSSON et al. (1986) feitas em tubos de concreto para esgoto contendo 5% de MS submetidos a sulfatos e nitrato de amônia mostraram ter duas a três vezes mais vida útil que os tubos de concretos sem adição. DURNING e HICKS (1991), ensaiando concretos de relação a/c 0,36 e 0,26 com várias porcentagens de MS submetidos ao ataque de ácidos sulfúrico, acético, fórmico e fosfórico, concluíram que adição de MS pode aumentar a resistência a ataques químicos devido à redução da permeabilidade e do  $\text{Ca(OH)}_2$  livre, formação de C-S-H mais estável em ambientes de baixo pH, o que possibilita este silicato fixar íons potencialmente reativos como álcalis e alumínio. Estes pesquisadores também constataram que, ao submeter estes concretos ao ataque de ácidos de elevada concentração, a ação da MS terá um pequeno efeito na durabilidade.

De todos os ataques de sulfatos o MgS pode ser o mais prejudicial, pois reduz violentamente o pH da solução dos poros que solubiliza o C-S-H. A MS ao reagir com o  $\text{Ca(OH)}_2$  reduz ainda mais o pH potencializando a agressão (COHEN e BENTUR, 1988). FATTUHI e HUGHEST (1986), submetendo a ácido sulfúrico 2%, concluíram que o concreto de melhor desempenho foi obtido com MS e pintura com latex.

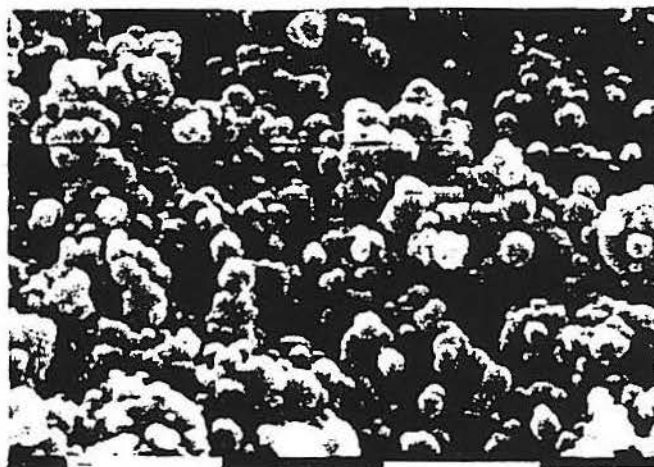
f) **maior aderência aço-concreto e concreto-concreto:** como a MS produz melhorias consideráveis na ZT pasta/agregado, pode-se esperar as mesmas melhorias para a ZT da pasta/armadura que apresenta mecanismo de aderência complicado e influenciado por vários fatores. VIEIRA (1994), ensaiando concretos com 0 e 10% de MS, constatou que o uso desta pozolana promove uma melhora de até 20% no comportamento de aderência de barras nervuradas, sendo que nas barras lisas isto vai depender da relação a/c, observando que para uma baixa relação a/c o efeito da MS é pequeno, entretanto, para uma elevada relação a/c a adição pode prejudicar a aderência. O efeito benéfico da MS na aderência aço-concreto apresenta controvérsias, sendo que alguns pesquisadores põem em dúvida esta eficiência como SAAD e REZENDE (apud DAL MOLIN e WOLF, 1990).

Para HERRMAN e CAMERATO (1988) a grande aderência proporcionada pelo CAD com MS, faz com que este seja um excelente material para reparo estrutural e para selar fendas em rochas graníticas (HOOTON e KONECNY, 1990). LUTHER (1993) diz que a MS aumenta a aderência e coesão de "grout" e concreto projetado, reduzindo o ricocheteio e propiciando emprego de camadas mais grossas (MORGAN, 1988); gerando uma grande economia pelo aumento da produtividade (WOLSIEFER e MORGAN, 1993). KULAKOWSKI (1994), estudando argamassas com adição de MS para reparos estruturais, constatou que estas argamassas podem ser empregadas como parte de um sistema de reparo na reconstituição de seção, pois apresentam boas características de desempenho mecânico, de aderência, possivelmente, maior resistência à entrada de agentes agressivos, podendo ser usadas também, a princípio, para reparos de corrosão de armadura.

### 3.4.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA MICROSSILICA

No estado bruto, a MS apresenta-se como um pó muito fino de cor variando de cinza claro ao escuro, conforme for o teor de carvão, apresentando-se sob forma amorfa com baixíssimo grau de cristalização. Observadas no microscópio eletrônico de varredura com ampliação de 30 mil vezes, estas partículas apresentam-se aglomeradas em pequenos montes como mostra a Figura 3.1 . O diâmetro destas partículas varia de 0,01 a 0,3  $\mu\text{m}$  sendo aproximadamente 100 vezes menor que um grão de cimento. Apresenta uma superfície específica média (medida por absorção de nitrogênio) de 20  $\text{m}^2/\text{g}$  (a do cimento Portland comum é de 0,35 a 0,6  $\text{m}^2/\text{g}$  (HOWARD e LEATHAM, 1989)), massa unitária de 0,2 a 0,6  $\text{Kg}/\text{dm}^3$  (MALHOTRA, 1993), e massa específica de 2,20  $\text{kg}/\text{dm}^3$  (a do cimento Portland comum é em média 3,00  $\text{kg}/\text{dm}^3$ ), o que explica um maior volume final da pasta quando substitui-se, em massa, o cimento por MS. Para uma adição de 10% de MS em

massa de cimento tem-se, em média, 50.000 partículas por grão de cimento (AMARAL, 1988).



**Figura 3.1** Aspecto da microssilica em um microscópio eletrônico. A barra horizontal representa um micron (BUIL, 1987)

#### 3.4.4 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DA MICROSSÍLICA

Caracterizando-se por elevada atividade pozolânica, sua composição química depende muito das matérias-primas usadas na sua obtenção e também do processo de fabricação. O principal componente é o  $\text{SiO}_2$ , cujo teor geralmente é compreendido entre 70 e 90%. Encontra-se também carbono que provém da hulha, cromo e óxidos de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), alumínio ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), cálcio ( $\text{CaO}$ ), magnésio ( $\text{MgO}$ ), manganês ( $\text{MnO}$ ), sódio ( $\text{Na}_2\text{O}$ ), potássio ( $\text{K}_2\text{O}$ ), em teores muito variáveis conforme for a liga metálica fabricada.

As diversas variedades de MS não têm a mesma aptidão para serem empregadas no concreto. As MS saídas das ligas cálcio-silício são notadamente menos reagentes que aquelas provenientes do silício-metálico ou do ferro-silício. Segundo AÏTCIN, (apud BUIL, 1987), as MS provenientes das ligas do tipo ferro-silício, com menos de 75% de silício, têm um teor de sílica e um índice de pozolanicidade fraco. As ligas do tipo ferro-cromo-silício produzem MS contendo teores elevados de óxido de magnésio (acima de 5% pode ocasionar expansão dos concretos na hidratação deste óxido). As ligas do tipo silício-magnésio contém um teor elevado de álcalis (da ordem de 7%) que pode levar a reação álcali-agregado e uma pozolanicidade fraca. De preferência deve-se usar as MS provenientes do ferro-silício ou silício-metálico com, no mínimo, 85% de silício, com teor máximo de  $\text{SO}_3$  de 1%. GRABOWSKI e GILOTT (1989) dizem que quanto mais elevada a pozolanicidade da MS serão consideravelmente melhoradas as propriedades do concreto em condições ambientes.



LARRARD (1989) examinando seis diferentes MS observou que:

- 1) **Finura:** não afeta diretamente as propriedades pozolânicas e reológicas, pois estas propriedades vão depender da aglutinação das partículas de MS que dependem de condições químicas e térmicas durante seu resfriamento.
- 2) **Teor de  $\text{SiO}_2$ :** um elevado teor não é o principal fator a determinar a qualidade da MS, pois MS com menores teores tornou o concreto mais trabalhável e resistente.
- 3) **Teor de carbono:** responsável pela coloração escura, a quantidade de carbono está relacionado (em seus c.p.) ao desempenho reológico, quanto maior seu teor obteve-se maior trabalhabilidade.
- 4) **Teor de álcalis:** quanto maior seu teor maior é a atividade pozolânica da MS, acelerando a cinética de sua reação, entretanto, os álcalis parecem reduzir a resistência do concreto, devendo este teor ser o menor possível.

### 3.4.5 PROPRIEDADES DA MICROSSÍLICA

Na pasta de cimento a MS deve ser considerada como um reagente ativo durante a hidratação, pois através de ações físicas e químicas influencia a cinética e o tipo dos produtos formados logo após a adição de água à mistura. Dois importantes mecanismos da MS atuam sobre o concreto: o efeito pozolânico devido a um teor muito grande de sílica amorfa (hidratando mais rápido que os maiores grãos de cimento) e o efeito microfíler ou granular devido a sua forma e pequeno tamanho dos seus grãos. Estes efeitos são os responsáveis pelo excelente desempenho da MS como pozolana de alta reatividade, sendo por isso denominada, ultimamente, de superpozolana (MEHTA, 1993b).

A ação da MS pode ser representada pelo fluxograma da Figura 3.2, apresentado por RADJY e LOELAND (1985).

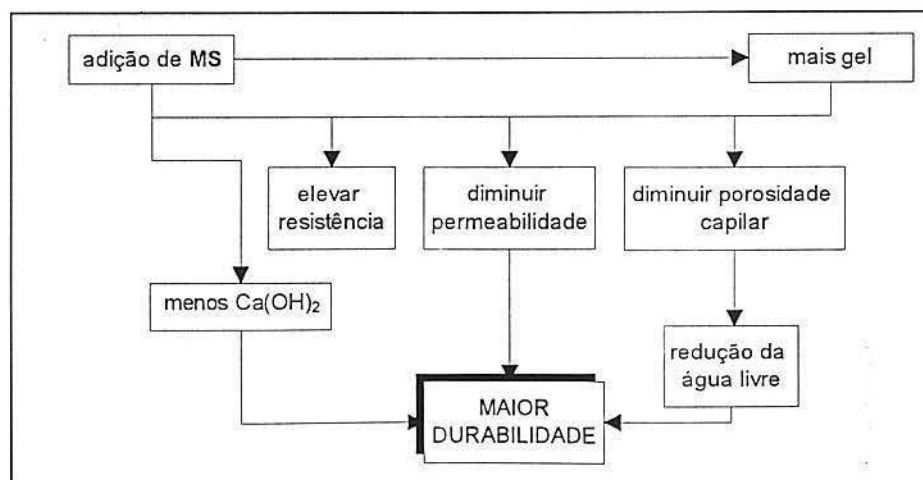


Figura 3.2 Ação da microssílica no concreto (RADJY e LOELAND, 1985)



### 3.4.5.1 EFEITO MICROFÍLER

É um efeito físico associado à natureza da mistura fresca que é causado pelo pequeníssimo tamanho e forma esférica destas partículas que se introduzem entre os grãos de cimento sendo responsáveis pelos seguintes efeitos:

- 1) **Redução do espaço disponível para a água:** densifica a pasta de cimento conduzindo a uma redução da relação a/c a valores da ordem de 0,18 (BUIL, 1987). Existe, entretanto, uma grande dificuldade em se obter este efeito microfíler: a introdução de MS conduz a um aumento da demanda de água no concreto (para manter-se a trabalhabilidade devido a sua grande superfície específica) que é evitada pelo uso de superplastificante que se fixam à superfície da MS, promovendo na pasta de cimento sua dispersão homogênea (MEHTA, 1993a). Segundo BERNTSSON et al. (1990), quando a MS é usada em pequena quantidade não é necessário o uso de superplastificante.
- 2) **Maior número de pontos de nucleação:** aceleram as reações de hidratação e, segundo MONTEIRO (1993a), evitam a formação de cristais de  $\text{Ca(OH)}_2$  com orientação preferencial na ZT;
- 3) **Aumento do número de pontos de contato sólido-sólido:** torna a mistura mais coesiva, tendendo a diminuir a segregação juntamente com um aumento da viscosidade e coesão interna (MEHTA e MONTEIRO, 1992);
- 4) **Modificação da forma e redução do tamanho dos poros e canais capilares** (OWENS, 1989): agindo como estabilizante reduz a taxa de fluxo de líquidos na pasta com a exsudação;
- 5) **Eliminação do efeito parede do agregado:** devido ao empacotamento mais eficiente das partículas finas na superfície do agregado (GOLDMAN e BENTUR, 1989).

Devido, principalmente, a mecanismos físicos e, muito pouco, a efeitos pozolânicos é que se obtém nas primeiras idades qualquer efeito benéfico da MS. Todavia, mesmo sendo os mecanismos físicos predominantes, aos 28 dias de idade as reações pozolânicas no concreto estão bastante avançadas, resultando a resistência à compressão dos concretos com MS mais elevada que os concretos sem adição. HELLAND (1988) diz que um possível atraso no desenvolvimento da resistência é devido a um efeito retardador do aditivo, pois geralmente o uso da MS está ligado ao uso de superplastificante. Este pesquisador menciona que pode ocorrer um menor desprendimento de calor da massa de concreto, devido a um menor consumo de cimento, diminuindo a velocidade das reações de hidratação.

### 3.4.5.2 EFEITO POZOLÂNICO

Podem-se ressaltar três mudanças significativas ligadas diretamente à reação pozolânica que o uso da MS causa nos concretos:

1) **C-S-H:** a MS reage com enorme rapidez com o  $\text{Ca(OH)}_2$  (SARKAR e AÏTCIN, 1987b) originando um C-S-H resistente que subdivide os poros capilares diminuindo a permeabilidade.

REGOURD et al. (apud MONTEIRO, 1993a) relatam que a baixa relação Ca/Si nas pastas de cimento com MS (Ca/Si = 1,3 com 13% e 0,9 com 28% de MS), se comparadas com a pasta de cimento Portland puras (Ca/Si = 1,6), é o que permite que o C-S-H tenha maior capacidade de incorporar íons como álcalis e alumínio, levando a um aumento da resistência do concreto aos íons agressivos e à reação álcali-agregado.

2) **Solução aquosa dos poros capilares:** PAGE e VENNESLAND (1983) relatam que, com o tempo, o aumento do teor de MS causa profundas mudanças na química desta solução, diminuindo o pH: reduz a concentração de cátions metálicos alcalinos  $\text{K}^+$  e  $\text{Na}^+$  e também a de  $\text{OH}^-$  e aumenta a de  $\text{Ca}^{+2}$ , sugerindo que altos índices de substituição de cimento por MS (acima de 24% da massa de cimento) pode consumir todo o  $\text{Ca(OH)}_2$  presente na pasta de cimento Portland. Para estes autores a diminuição do pH aumenta a solubilidade, que é um dos principais fatores responsáveis pela diminuição da capacidade dos produtos de hidratação de se combinarem com íons livres, e a capacidade dos hidratos em combinarem com íons cloretos (introduzidos durante o amassamento da mistura) devido à diminuição do teor de Sal de Friedel (cloroaluminato de cálcio hidratado), aumentando o teor de cloretos livres. O pH da solução dos poros, que é de 12,6 a 14,0 nos concretos convencionais (ANDRADE, 1992), atingiu um valor mínimo de 11,5 para os concretos com 30% de MS nos ensaios de PAGE e VENNESLAND. MAAGE e SELLEVOLD (1987) encontraram pH de 11,5 em concretos com MS, afirmando que esta redução do pH não chega a ultrapassar o nível crítico de 9,4 que despassiva a armadura e possibilita o início do processo corrosivo mesmo em idades mais avançadas.

A MS no concreto reduz a concentração de álcalis e íons hidroxila nas soluções dos poros, sugerindo que o uso desta pozolana venha a inibir a reação álcali-sílica. Ensaio realizado por KAWAMURA et al. (1986) em argamassas com relação a/c 0,4, tendo 10% da massa do agregado substituído por opala e adição de 5, 10, 15 e 20% de MS, mostraram que o uso desta pozolana diminuiu muito pouco a reação álcali-sílica, pois a remoção dos íons hidroxila e álcalis na solução dos poros provoca uma demora no amolecimento do gel de álcali-cálcio-sílica, levando a expansões maiores que na argamassa sem MS (para alguns teores de adição), como pode ser visto na Figura 3.3. Isso ocorre devido à permanência do gel relativamente rígido nas argamassas por um

período aproximadamente longo, prolongando o período da atividade de expansão. Entretanto, muitos autores afirmam que a adição de MS diminui consideravelmente (ÁSGEIRSSON, 1992 e MAGIARDI e PAOLINI, 1988) ou evita a reação álcali-silica. MALHOTRA (1993) diz que 15% de MS é suficiente para suprimir esta reação.

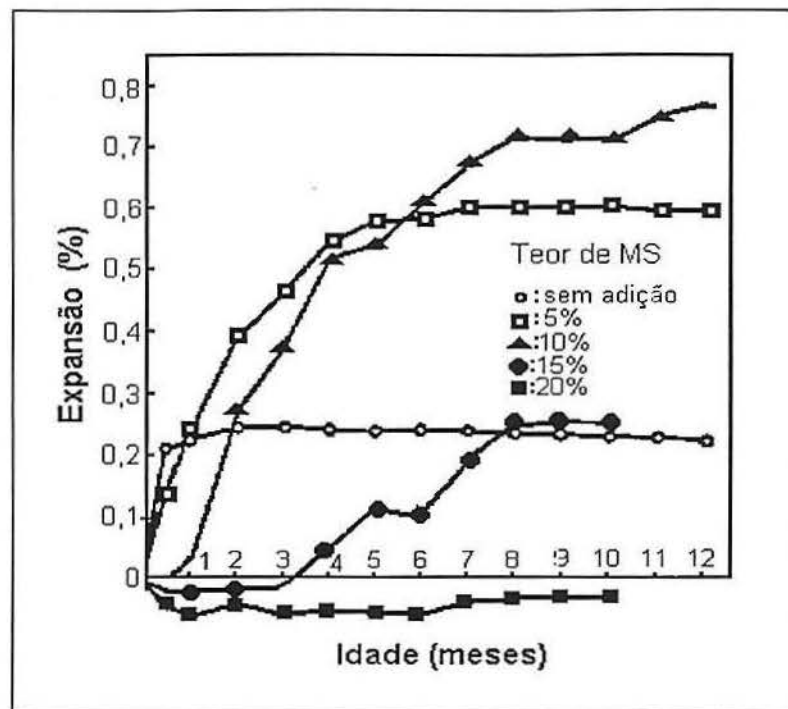


Figura 3.3. Reação álcali-silica ao longo do tempo em argamassas com MS (KUWAMURA et al., 1985)

3) Aumento da aderência na ZT (ROSENBERG e GAIDIS, 1989): preferencialmente cristais orientados de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  com forças de Van der Waals menos intensas que as do C-S-H se concentram nesta região, tornando-a mais suscetível a microfissuras. Com a reação pozolânica tem-se a diminuição do teor deste hidróxido, e formação de compostos mais resistentes como o C-S-H (MONTEIRO, 1985), o que ocasiona uma melhor aderência pasta-agregado. Extensa pesquisa realizada por MONTEIRO (1993a) em concretos com teores de 5 e 16% de MS concluiu que esta pozolana produziu significativa redução na espessura da ZT, de cerca de 50  $\mu\text{m}$  (sem adição) para menos de 8  $\mu\text{m}$ , contribuindo para homogeneização e resistência da ZT.

Com microscópio eletrônico de varredura, MONTEIRO (1993a) constatou que algumas partículas de MS reagiram rapidamente no início da hidratação, mas outras reagiram apenas parcialmente, mesmo em idades maiores, e que o filme de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  que envolvia o agregado possuía partículas de hidratação ou seus produtos pseudomórficos e MS amorfa que acabavam reforçando o filme, pois geralmente as fissuras se desviam destas inclusões de MS. Estudos feitos por PAULON (apud MONTEIRO, 1993a) indicam que independente do tipo de rocha utilizada (quartzo ou calcário), as adições de MS (20%)

tiveram atividade pozolânica suficiente para diminuir a espessura da ZT com o aumento da idade, sendo que a pasta de cimento pura apresentava um crescimento da espessura desta região com a idade.

A densificação da microestrutura que reduz o tamanho dos cristais e poros é associada ao efeito pozolânico e também ao microfíler, por isso filers não pozolânicos também melhoram a aderência na ZT, levando a um maior desempenho. MONTEIRO (1993a) cita vários autores, mostrando que filers não reativos como "carbon black", alumina, filer calcário e MS de baixo valor pozolânico produzem significativo aumento da resistência, embora não tanto como aquele obtido pela MS reativa.

Outra característica relevante do efeito pozolânico da MS, além das três acima citadas, é o tempo em que ocorrem as reações pozolânicas. Experiências de REGOURD (apud BUIL, 1987) mostraram que em presença de um teor elevado de cal quase toda reação pozolânica ocorre entre 2 e 7 dias com a MS e que, no caso das pozolanas naturais, esta reação ocorre principalmente após os 28 dias. SARKAR et al. (1990), estudando o papel sinérgico (associação simultânea de vários fatores que contribuem para uma ação coordenada em comum) da MS em CAD, observaram que em um dia as partículas de MS que não reagiram continuavam em sua forma esférica original junto com as partículas de MS que reagiram parcialmente. Aos 7 dias a dissolução da MS é tão acelerada que ela começa a perder sua forma esférica formando um gel rico em sílica com uma relação Ca/Si muito maior (1,35), sendo que aos 14 dias a maioria destas partículas estão envolvidas na reação pozolânica para formar o gel de C-S-H. Aos 28 dias o concreto já desenvolveu uma estrutura muito densa feita pelo C-S-H. AÏTCIN e RIAD (1988) dizem que, em média, aos 7 dias os CAD com MS atingem 80% da resistência à compressão obtida aos 28 dias.

Quando a MS é usada como adição (conforme SELLEVOLD apud RAMIRES, 1993), ela não causa efeitos prejudiciais nas resistências iniciais (de 1 a 3 dias), notando-se um acréscimo de resistência entre o 3<sup>o</sup> e o 28<sup>o</sup> dia de cura úmida, que é o período em que mais ocorrem as reações pozolânicas. MEHTA e MONTEIRO (1992) citam PISTILLI et al., que estudando concretos com MS usada como adição, não observaram nenhuma diferença da resistência para os dois primeiros dias em relação ao mesmo concreto sem adição de MS; já aos 7 dias observaram um acréscimo de resistência de 10% e aos 28 dias de 20% em relação ao concreto não aditivado, sendo que aos 90 dias este acréscimo é de aproximadamente 8,4%. LESSARD et al. (1992), examinando quatro concretos com MS expostos a severas condições de uso durante dez anos, observaram que durante este período a resistência à compressão entre o primeiro e o décimo ano aumentou de 4 a 17%.

Quando a MS é usada como substituição de parte do cimento Portland, segundo RAMIRES (1993), as resistências iniciais entre 1 e 3 dias podem ser reduzidas, dependendo das proporções de MS utilizadas, especialmente quando a relação a/c for maior que 0,5. RAMIRES (1993) cita MALHOTRA e GARETTE que usando vários teores de MS em substituição observaram que a MS não causou mudanças significativas nos resultados da resistência à compressão, aos 3 dias, nos concretos de relação a/c 0,5 e 0,6, mas no 0,4 houve acréscimo da resistência com o aumento da quantidade de MS de 5 para 15%. Verificaram também que, independente da relação a/c aos 7 e 28 dias, a resistência à compressão do concreto aumentou, sendo o acréscimo proporcional à quantidade de MS.

### 3.4.6 MICROESTRUTURA DO CAD COM MICROSSÍLICA

Devido a sua microestrutura altamente complexa, algumas relações entre microestrutura e propriedades do concreto ainda não estão completamente compreendidas. Contudo, alguns princípios fundamentais que governam o comportamento dos sólidos frágeis como os materiais cerâmicos podem ser utilizados para controlar a microestrutura e propriedades dos concretos, pois estes materiais possuem certas similaridades microestruturais. MEHTA e AÏTCIN (1990) revelam que estudos envolvendo resistência e microestrutura em cerâmicas têm mostrado que junto com a porosidade, o tamanho dos grãos e a não homogeneidade são importantes fatores que controlam a resistência à tração, cuja dependência da porosidade é genericamente expressa pela relação exponencial mostrada na equação 3.1.

$$S = S_0 \cdot e^{-bp} \quad (\text{eq. 3.1})$$

Onde:  $S$  = resistência à tração  
 $p$  = porosidade do material  
 $S_0$  = resistência a tração com porosidade zero  
 $b$  = fator que depende da forma e tamanho dos poros

Segundo PENTTALA (1989), existem muitas fórmulas semi-empíricas de estimativa de resistência à compressão baseadas na porosidade total de pastas de cimento ou do concreto que, entretanto, apresentam uma fraca correlação com a resistência. Teorias desenvolvidas a partir dos trabalhos de GRIFFITH sobre a ruptura de materiais frágeis baseadas nas maiores falhas ou tamanhos dos poros parecem dar uma razoável precisão na resistência à flexão em pastas de cimento, mas estas teorias podem apresentar maus resultados para a resistência à compressão. No artigo apresentado por este autor é proposta uma nova teoria baseada na relação teórica entre microporosidade do concreto e resistência à compressão.



A resistência à compressão dos materiais frágeis é muito maior que a de tração, pois os materiais sob tração podem falhar por uma propagação rápida de uma simples falha ou microfissura, necessitando de muito menos energia para a ruptura que na compressão. Obtida através de dados experimentais e de estudos empíricos a equação 3.2 (MEHTA e AİTCIN, 1990) mostra que, geralmente, a resistência à compressão diminui com o aumento do tamanho dos poros e aumenta com a diminuição do tamanho dos grãos da fase cristalina e maior homogeneidade microestrutural.

$$C = C_o \cdot (1 - P)^m \quad (\text{eq. 3.2})$$

Onde:  $C$  = resistência à compressão  
 $P$  = porosidade do material  
 $C_o$  = resistência à compressão intrínseca com porosidade zero  
 $m$  = fator que depende da aderência intercrystalina dos sólidos, forma e tamanho dos poros e falhas, tamanho dos grãos e presença de impurezas.

SARKAR e AİTCIN (1987a) fizeram um estudo comparativo da microestrutura de um concreto convencional e de um CAD com MS mostrando que, basicamente, ambos os concretos eram compostos por C-S-H e  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , mas com proporções e morfologias completamente diferentes, sendo que também variavam a composição e o tipo de C-S-H. Apresentaram também significativa diferença a porosidade e aderência na ZT, sendo o CAD impermeável a íons cloreto (ensaio AASHTO T277-83). A principal diferença encontrada entre estes concretos foi a presença de uma matriz muito mais compacta no CAD. Outras diferenças significativas entre estes concretos são:

a) **teores de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$** : é muito maior e mais bem cristalizado num concreto convencional do que no CAD no qual é raro (principalmente nos que contém MS), apresentando poucos planos de fraqueza. A variação na quantidade de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  pode ser atribuída, a baixa relação a/c usada na preparação do CAD, não sendo encontrada a solução de água supersaturada de cálcio responsável pela formação destes cristais.

GOLDMAN e BENTUR (1989), ao determinarem a concentração de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  em pastas e CAD, verificaram que a presença de MS reduz sua quantidade ficando mais pronunciada esta redução com a evolução da idade (0 a 90 dias) e do aumento do teor de MS.

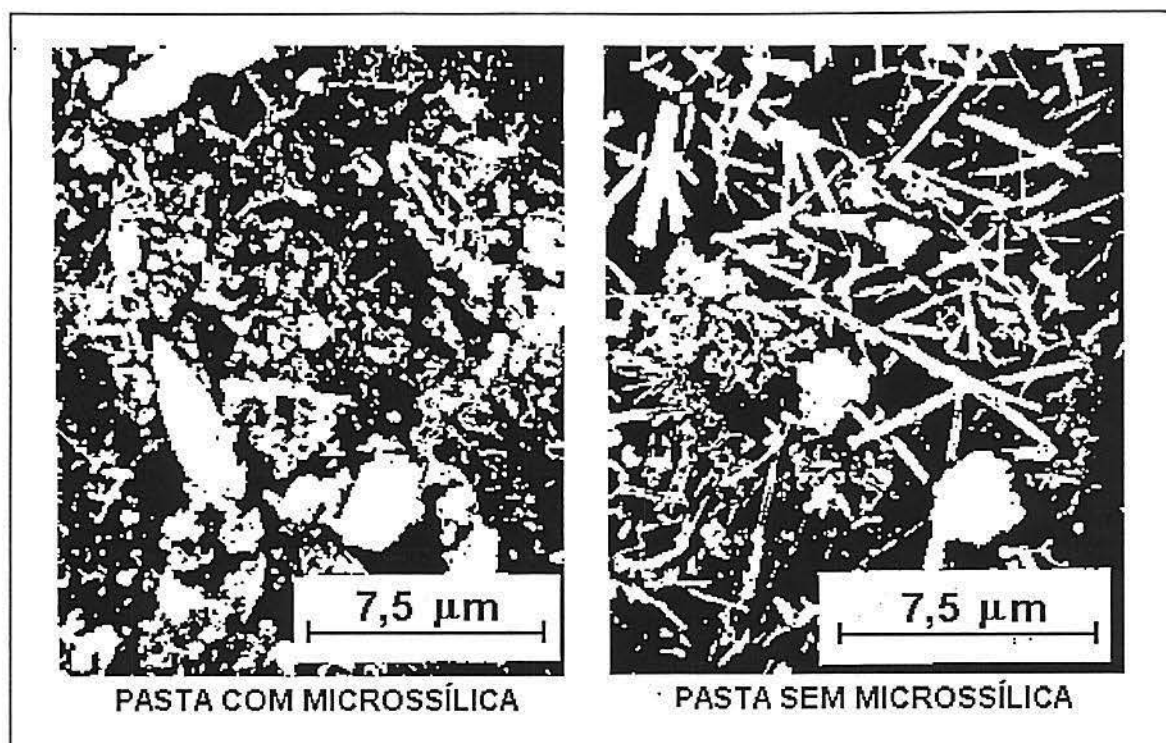
b) **composição do  $\text{Ca}(\text{OH})_2$** : varia entre os dois concretos, no convencional o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  apresenta muito menos íons incorporados como alumínio, enxofre e potássio que no CAD que possui silício além destes, indicando que o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  no CAD está em processo de transformação para C-S-H. A formação preferencial do  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ao redor do agregado no concreto convencional é ausente no CAD, sendo este composto substituído por C-S-H. Segundo MONTEIRO (1993a), no CAD o  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  tende a formar pequenos cristais ao contrário das grandes massas precipitadas nos vazios das pastas normais.

c) **morfologia e composição do C-S-H:** no concreto convencional a relação entre Ca/Si é maior (2,4 a 2,8) que nos CAD (de 1,4 a 1,8 nos com MS). Muitos íons (Mg, Al, S, Cl, K e Fe) são geralmente incorporados à estrutura do C-S-H, sendo que nos concretos com MS a incorporação de K e S é notoriamente maior em proporção aos demais íons, indicando que há maior absorção de álcalis na estrutura do C-S-H quando MS é adicionada ao concreto, o que leva a um aumento da resistência destes concretos aos íons agressivos e à reação álcali-agregado. O C-S-H nos concretos convencionais parece ter maior cristalização, não sendo encontrados diferentes tipos morfológicos de C-S-H como propõe DIAMOND (apud SARKAR e AİTCIN, 1987a). No CAD foram reconhecidos três tipos diferentes de C-S-H (II, III e IV), em uma distribuição muito heterogênea que não permite definir qual tipo prevalece nos concretos com e sem MS e qual deles influi mais na resistência mecânica do concreto.

d) **fase monosulfoaluminato ( $Af_m$ ):** a fase  $Af_m$ , mesmo que rara no CAD, ocorre principalmente no estado pseudocristalino. Cloroaluminosulfato foi encontrado no CAD em forma de placas cristalinas, devido ao uso de superplastificante que utiliza hidróxido de sódio na sua condensação (SARKAR e AİTCIN, 1987a).

e) **microfissuração:** é comum nos concretos convencionais a ocorrência de fissuras intergranulares e algumas vezes amplas. No CAD usualmente ocorrem microfissuras pouco amplas na ZT, sendo verificadas também microfissuras transgranulares.

f) **aderência na zona de transição:** a redução na quantidade de  $Ca(OH)_2$  no CAD traz muitas vantagens como inibir a formação de etringita e aumentar a aderência com uma ZT mais resistente (MALIER, 1991) devido a ligação direta entre C-S-H e agregado, pois o contato com o  $Ca(OH)_2$  é um dos fatores responsáveis pela baixa resistência dos concretos convencionais. BENTUR e COHEN (1987) também chegaram a esta conclusão estudando argamassas de cimento Portland. ROSENBERG e GAIDIS (1989) apresentam a Figura 3.4, tirada em um microscópio eletrônico de varredura, de uma PCE com e sem MS, mostrando que quando se usa esta pozolana não se observa a formação de etringita devido à redução de espaço e da quantidade de íons sulfato, cálcio e aluminato em solução.



**Figura 3.4** Cristais em forma de agulhas (etringita) em pastas de cimento Portland com e sem microsilica aos 14 dias (ROSENBERG e GAIDIS, 1989)

Ao se baixar a relação  $a/c$  obtém-se um aumento do desempenho, mas para valores de resistência à compressão superiores a 100 MPa apenas isto não é suficiente. AÍTICIN (apud MONTEIRO, 1993a) constata que existe um limite na aplicação da Lei de Abrams para os concretos de alta resistência, pois a relação água/aglomerante não é o único parâmetro responsável pela resistência. As adições modificam a estrutura da matriz e da ZT que apresenta maior aderência, fazendo com que o concreto tenha efetivamente um comportamento de material composto, tornando o agregado um componente ativo para aumentar a resistência.

A maior aderência modifica o comportamento do CAD sob carga. Este concreto tem um comportamento mais frágil na ruptura, pois segundo CARRASQUILLO e NILSON (apud MONTEIRO, 1993a) a curva tensão-deformação é linear quase até a ruptura (80% de sua resistência) se compararmos aos 40% dos concretos convencionais. Isto se deve ao fato de que existem poucas microfissuras na interface em níveis de tensão abaixo de 65% da resistência (os concretos convencionais apresentam microfissuras na interface com níveis baixos de tensão, cerca de 30% da resistência que se interconectam com as fissuras da matriz quando os níveis de tensão se aproximam de 75% da resistência). Segundo CARRASQUILLO (1985) a curva tensão-deformação do CAD apresenta maior inclinação e linearidade que a do concreto convencional devido à diminuição do comprimento das microfissuras internas que contribuem para o aumento do módulo de deformação.

### 3.4.7 POROSIDADE E PERMEABILIDADE DO CAD COM MICROSSÍLICA

A redução da porosidade do concreto conduz a um aumento das suas propriedades mecânicas (SCRIVENER et al., 1985). MALHOTRA (1993), em seus estudos, relata que um aumento do conteúdo de MS com uma relação a/c constante não reduz a porosidade total, mas causa um refinamento da estrutura com a diminuição do tamanho e descontinuidade dos poros capilares. Sendo este efeito maior, quanto maior o acréscimo de MS (HJORT, 1982).

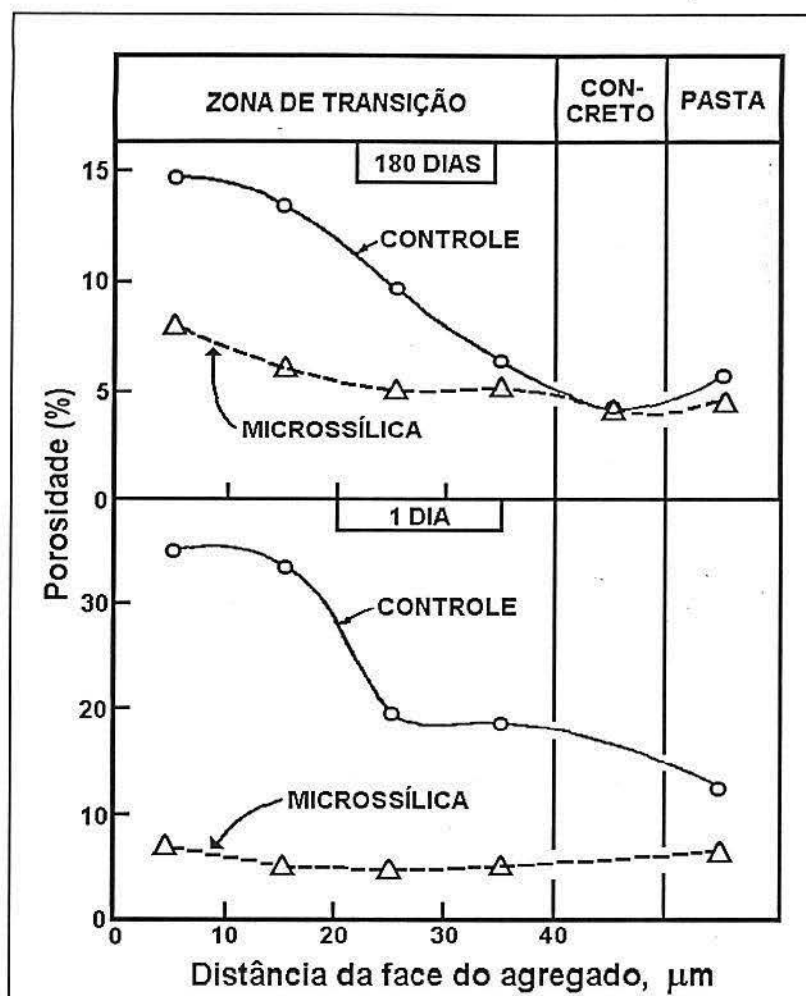
GOLDMAN e BENTUR (1989) verificaram que concretos com e sem MS apresentaram a mesma porosidade total. Como a resistência é controlada, principalmente pela porosidade total, era de se esperar que eles tivessem a mesma resistência; entretanto, os com MS apresentaram uma resistência muito maior, o que sugere este incremento ser provocada pelo aumento da aderência na ZT. Para estudar o efeito da ZT na resistência do CAD com MS estes pesquisadores ensaiaram pastas de concreto de mesma relação a/c com e sem MS, concluindo que a pasta não é um modelo adequado para o estudo do efeito da MS no concreto, pois sua maior influência está no fortalecimento da ZT.

A afirmação de que com o uso de MS não ocorre diminuição na porosidade total do concreto, segundo os dois autores acima citados, deve ser analisada com cautela. O simples fato de que a MS esteja preenchendo espaços no concreto é responsável pela diminuição da relação entre vazios/volume do material que caracteriza sua porosidade.

Para MAAGE e SELEVOLD (1987) a MS é mais eficiente na diminuição da permeabilidade que no aumento da resistência para elevadas relações a/c, pois c.p. curados em laboratório indicaram que para um mesmo nível de resistência os concretos com MS têm, de certo modo, um menor coeficiente de permeabilidade que os concretos convencionais.

HJORT (1982) conclui que a permeabilidade, tanto do CAD com adição de MS, quanto nos concretos convencionais com adição de MS, no qual o efeito desta pozolana é maior, é notadamente baixa.

MONTEIRO (1993a) cita SCRIVENER et al. que quantificaram a microestrutura do CAD, demonstrando que com o uso de MS não existem gradientes de porosidade na ZT, conforme mostra a Figura 3.5.



**Figura 3.5** Porosidade do CAD com microssilica (SCRIVENER et al. apud MONTEIRO, 1993a)

Os resultados do refinamento da estrutura dos poros são notadamente refletidos nas investigações de durabilidade do concreto com MS. Como o fluxo de água e a taxa de difusão de íons são apreciavelmente reduzidos nestes concretos, a deterioração destes materiais por fenômenos que envolvam transferência de massa é consideravelmente diminuída. Dependendo das proporções da mistura, a permeabilidade do concreto pode ser reduzida de 10 a 1000 vezes pela adição de MS como mostra o Quadro 3.2 de GJØRV e HUSTAD apresentada por RADJY e LOELAND (1985).

**Quadro 3.2** Permeabilidade em concretos com microssilica (RADJY e LOELAND, apud GJØRV e HUSTAD, 1985).

Cimento (kg / m <sup>3</sup> )	MS (porcentagem da massa de cimento)	Permeabilidade (m / s)
100	0	$1,5 \times 10^{-7}$
	10	$4 \times 10^{-10}$
	20	$5,7 \times 10^{-11}$
250	0	$4,8 \times 10^{-11}$
	10	$1,8 \times 10^{-14}$



## 4. PARTE EXPERIMENTAL

Com o objetivo de confirmar o que foi exposto teoricamente nos capítulos anteriores, pela revisão bibliográfica, foi realizada uma extensa bateria de ensaios com a confecção de vários c.p. que permitissem a constatação, visualização e obtenção de alguns dados sobre certas propriedades que estão relacionadas com a porosidade e a permeabilidade do concreto com adição de MS.

Estes dados foram obtidos por ensaios de penetração de água sob pressão, absorção total, compressão uniaxial, penetração de cloretos, teor de ar pelo método pressométrico e pelo método gravimétrico, realizados no laboratório de Ensaios de Modelos Estruturais (LEME) e no Núcleo Orientado para Inovação da Edificação (NORIE) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. No período de agosto a dezembro de 1993 foram definidos os concretos, confeccionados os c.p. e executados todos os ensaios.

No transcorrer deste capítulo são fornecidos dados e características dos ensaios executados, bem como dos materiais utilizados para que possa ser avaliada a eficiência de cada uma das combinações de variáveis estudadas.

### 4.1 ENSAIOS REALIZADOS NO CONCRETO ENDURECIDO

#### 4.1.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL

Este ensaio foi realizado conforme a ABNT-NBR 5739 (1980) para dar uma idéia da homogeneidade das misturas quanto à confecção dos c.p. e comportamento dos materiais utilizados. Não foram utilizados os c.p. com as dimensões prescritas na norma ABNT-NBR 5738 (1984), pois a capacidade limite da prensa hidráulica (120 t) poderia ser ultrapassada se fossem utilizados c.p. cilíndricos de  $\varnothing 15 \times 30$  cm. Foram confeccionados 6 c.p. para cada concreto (2 c.p. em cada dia de moldagem) com dimensões  $\varnothing 9,5 \times 19$  cm que já são bem difundidos e justificada sua utilização para concretos de alta resistência à compressão (ISAIA, 1991, e ACI-Committee 363 R, 1991), pois conserva a proporção de 1:2 entre diâmetro e altura e a proporção de 1:3 entre o diâmetro máximo do agregado

graúdo e do c.p. (HERRMANN e CAMERATO, 1988), apresentando a vantagem adicional de diminuir a quantidade de material necessário para confecção dos c.p. .

A amostragem e moldagem dos c.p. seguiu as prescrições da ABNT-NBR 5750 (1980) e ABNT-NBR 5738 (1984) sendo adensados manualmente em 2 camadas com 17 golpes por camada. Permaneceram nas formas por 24 h e até o 28<sup>o</sup> dia na câmara úmida (conforme ABNT-NBR 9479 (1986):  $T = 23 \pm 2$  °C e umidade > 95%), quando eram enviados para serem capeados com enxofre e rompidos em uma prensa hidráulica WPM com capacidade de 120 t, sendo que o valor mais baixo de resistência obtido entre os 2 c.p. rompidos era desprezado (NBR 6118 (1978) item 15.1.2).

#### 4.1.2 PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO: PERMEABILIDADE

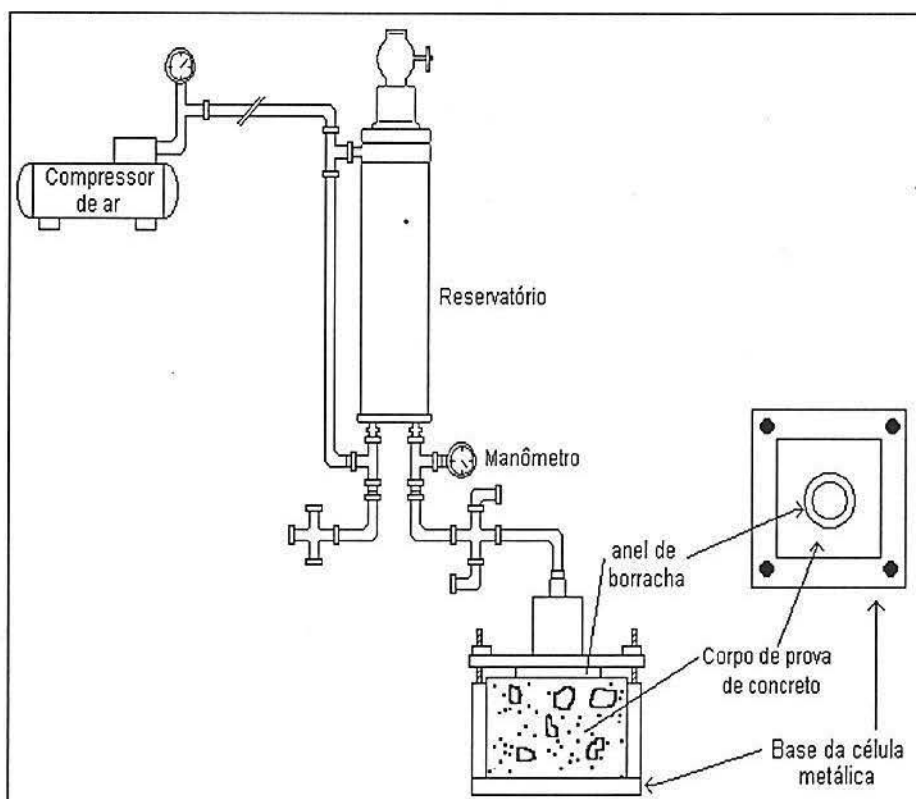
De praxe, a medição da permeabilidade é feita com um fluxo de água constante para obtenção de um regime de escoamento estacionário. Porém, neste trabalho, optou-se por um ensaio que utiliza um método de entrada que dá uma idéia sobre o mecanismo de transporte de água pelo concreto sem obter fluxo constante, sendo menos demorado e menos suscetível às variações das condições físicas do laboratório, resultando em menores coeficientes de variação (WOLF, 1991). Além de uma fácil medição, os ensaios de penetração de água sob pressão apresentam qualitativamente uma melhor correlação com as condições reais de exposição do concreto através da absorção inicial, dando uma indicação da microestrutura do material.

O ensaio normalizado executado é o proposto pelo RILEM C.P.C 13.1.- *Penetration de l'eau sur pression* (1979) onde é medida a profundidade de penetração de água submetida a pressões de 0,1 N/mm<sup>2</sup> por 48h, 0,3 N/mm<sup>2</sup> por 24h e 0,7 N/mm<sup>2</sup> por mais 24h. O c.p. utilizado foi o prisma com 12 cm de altura e 15 cm de aresta. Após ser desmoldado, na base inferior do c.p., foi aplicado um anel de resina epóxi para evitar perdas de água e pressão se porventura a extremidade do anel de borracha de diâmetro interno 7,5mm (que define a área de atuação da pressão) estivesse sobre alguma cavidade provocada por bolha de ar ou mau adensamento.

Como a região superficial se constitui na barreira principal à agressão do meio externo é de extrema importância na determinação do desempenho do concreto avaliar a permeabilidade da superfície natural do concreto, obtida pelo contato com a forma de compensado resinado, sem corte ou tratamento superficial, para que possa ser avaliada, além da permeabilidade, a porosidade natural, com os defeitos típicos da região de cobrimento como fissuras de retração e concentração de nata. A partir da idade de 28 dias os c.p. moldados para cada mistura eram submetidos às pressões por 96h e após

rompidos à compressão. Foram utilizados 6 c.p. para realização deste ensaio, pois costuma-se observar um elevado coeficiente de variação quando ensaiados apenas 3 c.p. (WOLF, 1991). Adotou-se a maior profundidade observada, embora nem sempre coincidindo com o centro do c.p., e determinou-se também a área molhada. A Figura 4.1 mostra parte dos equipamentos utilizados neste ensaio: um compressor de ar Schulz, 6 células de permeabilidade com reservatórios individuais de água, uma válvula reguladora de pressão Dover com manômetro Norgren, 1 reservatório central de água pressurizada (para padronizar a pressão aplicada em todos os c.p.) com válvula de reabastecimento; 3 manômetros de pressão Record.

Embora a penetração de água seja estimulada pela ação da gravidade (a pressão é aplicada na parte superior do c.p.) seu efeito é desprezível em face às pressões de água aplicadas. Deve-se observar que nos c.p. de relações  $a/agl$  baixas pode ocorrer sucção capilar ao invés de penetração de água sob pressão, pois estes concretos tendem a apresentar poucos macroporos e menor diâmetro médio dos poros capilares bloqueando a permeabilidade.



**Figura 4.1** Equipamento utilizado para o ensaio de penetração de água sob pressão (sem escala)

Os c.p. foram confeccionados em moldes de madeira com as dimensões anteriormente especificadas e revestidos internamente com fina camada de óleo, adensados manualmente com haste de socamento em 2 camadas com 24 golpes,

conforme a ABNT-NBR 5738 (1984). A amostra de concreto destinado à moldagem dos c.p. foi obtida conforme a ABNT-NBR 5750 (1980). Os c.p. permaneceram nas formas por 48h e foram curados em câmara úmida até o 26º dia quando era aplicado o anel de resina epóxi na sua base e recolocados na câmara úmida. No 28º dia iniciava-se a aplicação das pressões e no 32º, com o uso de prensa, eram rompidos os c.p. perpendicularmente à face onde foi aplicada a pressão, sendo determinada a profundidade máxima de penetração de água com uso de uma escala em cm e desenhada a região molhada em folha plástica para posterior determinação da área por um planímetro.

### 4.1.3 SUCÇÃO CAPILAR: ABSORÇÃO POR IMERSÃO

Preferiu-se realizar um ensaio de absorção total por imersão do concreto que é menos suscetível às variações das condições do laboratório como temperatura, umidade relativa do ar e condições de medição que os ensaios de absorção capilar que também são muito sensíveis a variações de umidade do c.p. Estas variações no ensaio de capilaridade acontecem, pois este ensaio é muito dependente da viscosidade e tensão superficial da água (VUORINEN, apud WOLF, 1991) e é difícil se manter a área molhada (área de contato do c.p. com a fonte de água constante) pois forma-se um menisco capilar na superfície de contato entre a água e o concreto que varia muito com as características ambientais.

Por isso realizou-se o ensaio da ABNT-NBR 9778 (1986) que relaciona a massa seca e a saturada do material para a obtenção da taxa de absorção. Os c.p. utilizados foram os de Ø 9,5 x 19cm, moldados em formas de aço, tendo sido utilizados 6 c.p. para cada mistura analisada, sendo que 3 foram submetidos a temperatura de 50°C e os restantes a 100°C por 72h no período de secagem em estufa e por mais 72h no período de absorção de água por imersão. A porcentagem de absorção é determinada pela divisão da diferença entre a massa do c.p. saturado após a imersão e a massa do c.p. seco na estufa, dividido pela massa do c.p. seco. Como a norma brasileira não fixa a altura mínima acima da qual a água deve encobrir o c.p., adotou-se como base a altura de 20mm sugerida pela RILEM-CPC 11.3 (1979).

A amostra de concreto destinada a moldagem dos c.p. foi obtida conforme a ABNT-NBR 5750 (1980), e o adensamento manual feito com haste de socamento em 2 camadas com 17 golpes cada uma conforme ABNT-NBR 5738 (1984). Os c.p. permaneceram nas formas por 24h e foram curados em câmara úmida até o 28º dia quando iniciou-se o ensaio de absorção de água por imersão, utilizando-se 2 estufas, uma balança eletrônica com precisão de 0,1 g e recipiente para imersão.

#### 4.1.4 MIGRAÇÃO: PENETRAÇÃO DE CLORETOS

Para realização deste ensaio, utilizaram-se as prescrições da norma americana ASTM C 1202-91 *Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration* (1992) para indicação elétrica da capacidade do concreto para resistir a penetração de íons cloreto. Foram utilizados 3 c.p. cilíndricos de Ø 9,5 x 19cm moldados em formas de aço conforme ABNT-NBR 5750 (1980) e ABNT-NBR 5738 (1984) com adensamento manual feito com haste de socamento em 2 camadas com 17 golpes por camada. Após 24h foram desformados e permaneceram na câmara úmida até o 25º dia quando eram serradas suas extremidades para se retirar da porção central o c.p. de Ø 9,5 x 5,1 cm de altura utilizado no ensaio.

Este c.p. teve suas laterais revestidas por resina epóxi e no 26º dia era colocado no dessecador com vácuo durante 4 horas, ficando o c.p. submerso em água deaerada após as 3 horas iniciais de vácuo, para no 27º dia ser acoplado na célula de aplicação de voltagem onde era colado com borracha de silicone. No 28º preenchiam-se as duas meia-células de acrílico, uma com solução de NaCl 3% e outra com NaOH 3N e ligavam-se os bornes das duas meia-células à fonte de energia gerando uma diferença de potencial de 60 V de C.A.. Efetuava-se então a leitura da corrente inicial, as próximas 12 leituras eram realizadas em intervalos de 30 min num total de 6 h. Para determinação da corrente final passante pelos c.p. (produto da corrente pelo tempo em Coulombs) foi utilizada a equação 4.1 apresentada na referida norma. A Figura 4.2 mostra o equipamento utilizado por este ensaio, a carga positiva representada junto a meia-célula com NaCl indica que a passagem de corrente elétrica irá forçar os íons negativos, como os  $\text{Cl}^-$ , a migrarem através do c.p. para o outro polo que vai ficar com excesso de íons com cargas negativas.

$$Q = 900 (I_0 + 2I_{30} + 2I_{60} + \dots + 2I_{300} + 2I_{330} + 2I_{360}) \quad (\text{eq. 4.1})$$

Onde: Q = carga total passante em 6 horas de ensaio  
I = corrente registrada no tempo t, em Amperes.

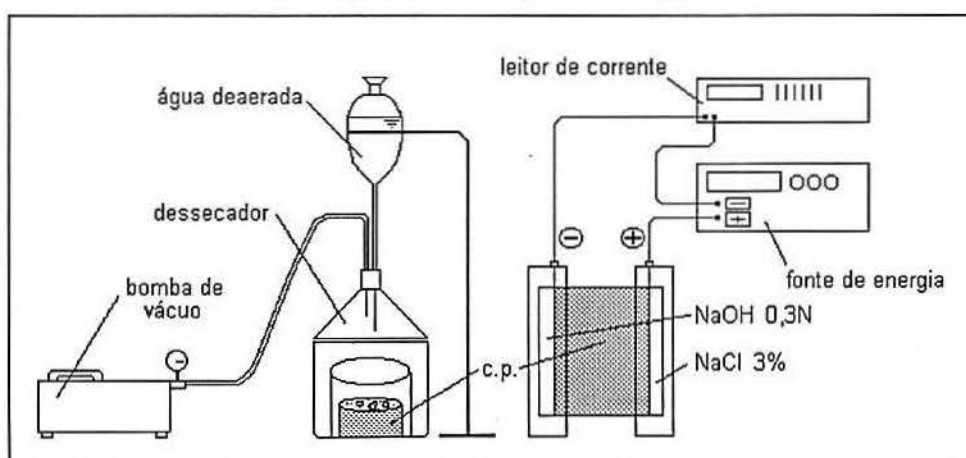


Figura 4.2 Equipamento utilizado para o ensaio de penetração de cloretos (sem escala)



A permeabilidade à água e íons, infelizmente, não pode ser medida rapidamente. Devido a este problema a Federal Highway Administration (FHWA) dos EUA adotou um ensaio de medição rápido para determinar a permeabilidade aparente a cloretos em vários concretos. Denominado FHWA/RD-81/119 *Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete* foi normalizado pela AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) T277-83 (1986) *Standard of Test or Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete*. Este ensaio desenvolvido por WHITING (1991) consiste em monitorar a quantidade de corrente passante através do c.p. de concreto quando uma diferença de potencial de 60 a 80 Volts de C.A. é mantida através do c.p. por 6 horas. Os íons cloretos (que têm carga negativa) são forçados a migrar para fora da solução de cloreto de sódio (NaCl) submetida à carga negativa através do concreto em direção a um eletrodo com um potencial positivo. Como a resistividade elétrica do concreto diminui com o aumento da concentração de íons cloreto, uma medição de aumento da corrente com o tempo pode ser relacionada com a quantidade de cloretos que penetram no concreto.

A técnica de aplicação da voltagem é baseada no princípio que os íons carregados, como os cloretos, devem acelerar em um campo elétrico em direção ao polo de carga positiva. Os íons devem atingir a velocidade final quando a resistência ao atrito do meio ao seu redor for igual à força de aceleração, isto é, a base da eletroforese (migração das partículas de uma solução coloidal sob a influência de um campo elétrico) usada em muitos estudos químicos e biológicos. Este ensaio sofreu pequenas alterações em 1991 por um Comitê da ASTM, principalmente quanto a terminologias, substituindo o termo "permeabilidade" que estava mal empregado por "penetração", denominando esta norma de ASTM C 1202-91 (1992), que classifica os concretos, conforme a carga passante em Coulombs como indicado no Quadro 4.1.

**Quadro 4.1** Classificação dos concretos quanto à penetração a cloretos conforme a carga passante em Coulombs (ASTM C 1202-91 (1992)\*, AASHTO T 277-83 (1983)\*\* e WOLSIEFER e MORGAN (1993)\*\*\*)

CARGA	PERMEABILIDADE*	CLASSIFICAÇÃO DO CONCRETO
> 4.000	elevada	elevado a/c ( $\geq 0,6$ ), CCP convencional **
4.000 a 2.000	média	moderado a/c (0,4 a 0,5), CCP convencional **
2.000 a 1.000	baixa	baixo a/c (<0,4), CCP convencional **
1.000 a 100	muito baixa	concreto de latex modificado ** concreto internamente vedado, concreto com MS (5 a 15%)***
<100	insignificante	concreto impregnado de polímero ** concreto de elevado teor de MS (15 a 20%)***

CCP = concreto de cimento Portland

Conforme PIGEON et al. (1993), alguns pesquisadores sugerem outra classificação: >6.500 elevada permeabilidade, de 6.500 a 5.000 média, de 5.000 a 2.500 baixa e < 2.500 muito baixa permeabilidade.

Além deste tipo de ensaio existem outras maneiras de determinar a resistência à penetração de cloretos. Alguns testes envolvem a determinação do coeficiente de difusão, outros são baseados na quantidade de cloretos que penetram numa amostra de concreto coberta por uma solução de sal por 90 dias, e outros (PIGEON et al., 1993).

Segundo BERKE et al. (1988) existe, no mínimo, uma dúzia de parâmetros que podem afetar a leitura total da carga passante, sendo uma medição exata aproximadamente impossível. Concretos que apresentam de 100 a 1.000 Coulombs de carga passante são classificados pela ASTM C 1202-91 (1992) como de "muita baixa" permeabilidade, embora alguns pesquisadores acreditem que este método da ASTM não seja muito preciso, preferindo especificar a porcentagem de MS por massa de cimento do que por nível de Coulombs.

ANDRADE et al. (1993), analisando o que ocorre em um concreto submetido a um campo elétrico como no ensaio da ASTM C 1202-91 observam que:

- a) todos os íons presentes neste eletrólito podem participar desta migração, sendo que nem todos transportam a mesma quantidade de eletricidade, pois possuem diferente mobilidade iônica ou condutividade equivalente. Isto significa que os íons  $\text{OH}^{-1}$  irão conduzir proporcionalmente muito mais corrente que o  $\text{Cl}^{-1}$ .
- b) quando se estabelece o fluxo pelo concreto os íons  $\text{Cl}^{-1}$  podem reagir com o  $\text{C}_3\text{A}$ , fazendo com que um fluxo só seja atingido quando todas estas reações estiverem saturadas.
- c) o efeito Joule, se a corrente não for alta suficiente, pode gerar calor observando-se uma elevação na temperatura que irá influenciar a mobilidade dos íons.

Com estas observações, estes pesquisadores concluíram que este ensaio apresenta os seguintes imprecisões:

- 1) a corrente total usada não corresponde ao fluxo de cloretos;
- 2) ao considerar a corrente total não é feita uma distinção entre o fluxo de cloretos que reagiram ou não, com o fluxo simples;
- 3) a voltagem usada (60 V) induz o aparecimento de calor que modifica a velocidade dos íons. Deste modo, este teste de migração não pode quantificar precisamente o transporte de cloretos, muito menos a porosidade ou permeabilidade do concreto, entretanto, deve-se considerar a importância deste ensaio visando diminuir o tempo necessário para ensaios de resistência do concreto à difusão iônica, sendo que a determinação de um coeficiente de difusão iônica através de uma medição elétrica

(similar à descrita pelo teste de AASHTO) é o parâmetro que pode caracterizar um concreto quanto ao seu desempenho ao longo do tempo, pois determina a sua resistência à penetração de íons.

CABRERA e CLAISSE (1990), ensaiando dois concretos (20% MS, a/c de 0,3 e 0,46) conforme AASHTO T 277, mas com uma corrente de 40V, concluíram que devido às propriedades especiais dos concretos com MS, este teste elétrico não é um método confiável de se medir este efeito por serem eles, muitas vezes, menos permeáveis que concretos comuns de cimento Portland. Estes pesquisadores observam que a condução de corrente é quase toda feita através da água dos poros, sendo insignificante a que percola pela matriz da pasta do cimentos e agregados, concluindo que em estruturas de poros fechados quase não percola corrente.

Assumindo-se que a corrente do cátodo é amplamente constituída por migração de íons cloreto em direção ao c.p., ao penetrar neste, os íons não chegam a ser transportados até a outra face, atingindo só uma determinada distância a partir da qual outros íons como os hidróxidos migrarão para conduzir os elétrons até o ânodo. O ponto exato em que os íons cloro irão parar irá depender da concentração existente e de outros fatores como a habilidade da matriz em deter estes íons. Deste modo, a corrente inicial irá depender da mobilidade dos íons já no c.p., primeiramente, íons hidroxila e não íons cloreto. Comparando os ensaios de penetração de cloretos por gravidade e o ensaio elétrico de penetração de cloretos, CABRERA e CLAISSE (1990) concluíram que a corrente é controlada pelos íons hidroxila nos concretos com MS e por íons cloreto nos concretos comuns de cimento Portland. Ambos os testes, entretanto, indicaram que o uso de MS reduz a penetração de cloretos, e que esta resistência aumenta com a idade e diminui com o aumento da relação a/c, sendo que a cura a 20 °C e 100% de umidade relativa possibilita a obtenção de concretos mais resistentes a esta penetração.

Vários pesquisadores vêm realizando ou citando este ensaio como um bom indicador da "permeabilidade" do concreto a cloretos como: SARKAR e AİTCIN (1987a); PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1989); ROSENBERG e GAIDIS (1989); MORENO (1990); SCANLON (1992); OZYILDIRIN (1993); PIGEON et al. (1993); WOLSIEFER e MORGAN (1993). Apesar das limitações deste ensaio MEHTA (1993a) diz que este é o método acelerado mais adequado para obter-se uma indicação da "permeabilidade" de CAD.

WHITING e KUHLMANN (1987) ao estudar o efeito da cura e da penetração de cloretos (conforme AASHTO T277-83I) em quatro concretos: convencionais, de latex modificado, denso de baixo abatimento e denso superplastificado, concluíram que a permeabilidade a cloretos é fortemente influenciada pela idade e condições de cura, e que

as medidas de permeabilidade de concreto curado sobre condições padrões de laboratório podem ser otimistas, porque os resultados de permeabilidade medida em concreto curado sob as condições de campo é significativamente maior. Estes autores recomendam que o efeito da idade e do tipo de cura sejam considerados na interpretação dos dados de permeabilidade pelos laboratórios de pesquisa quando este teste for usado como medida de aceitação ou qualidade.

## **4.2 ENSAIOS REALIZADOS NO CONCRETO FRESCO**

Para verificar a influência dos macroporos na permeabilidade dos concretos, foram realizados ensaios de determinação do teor de ar incorporado visando determinar a variação deste elemento nas diferentes misturas e correlacioná-las com os resultados dos outros ensaios.

### **4.2.1 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE AR: MÉTODO PRESSOMÉTRICO**

Este ensaio descrito pela ABNT-NBR 11686 (1990) utiliza o processo pressométrico baseado na Lei de BOYLE para gases. O teor de ar é o volume de ar aprisionado ou incorporado ao concreto expresso em porcentagem do volume total de concreto fresco adensado. Foi utilizado o medidor Tipo A descrito pela NBR 11686 (1990), sendo a amostra de concreto coletada conforme a ABNT-NBR 5750 (1980). Foram realizadas duas determinações: na 2ª e 3ª betonadas realizadas para confeccionar respectivamente o grupo dos 2<sup>os</sup> e 3<sup>os</sup> c.p. de cada mistura ensaiada.

### **4.2.2 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE AR: MÉTODO GRAVIMÉTRICO**

Para poder-se comparar os resultados dos ensaios descritos em 4.2.1 foi executado o ensaio da ABNT-NBR 9833 (1987) que prescreve o método de determinação da massa específica, que é a massa de unidade de volume do concreto fresco, considerando-se o volume de ar aprisionado ou incorporado (teor de ar) expresso em porcentagem total de concreto fresco adensado. Para realização deste ensaio utilizou-se recipiente com capacidade nominal de 15 dm<sup>3</sup> e adensamento manual.



## 4.3 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

### 4.3.1 CIMENTO

Foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial CPV-ARI, pois este costuma apresentar menores variações de suas propriedades quando comparado com lotes diferentes de produção (WOLF, 1991). O cimento usado foi proveniente de um único lote de fabricação. Os principais testes e ensaios realizados com o cimento, conforme as normas da ABNT, indicaram os resultados apresentados no Quadro 4.2. A análise química foi fornecida pela ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP) e a física pela FUNDAÇÃO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO RIO GRANDE DO SUL - CIENTEC.

Quadro 4.2 Análise do cimento utilizado

<b>Análise química (ABCP)</b>		<b>%</b>	<b>Composição potencial</b>		<b>%</b>
perda ao fogo		2,46	silicato tricálcio - C <sub>3</sub> S		58,83
dióxido de silício total - SiO <sub>2</sub> (NBR 9203)		19,67	silicato dicálcio - C <sub>2</sub> S		12,01
óxido de alumínio - Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (NBR 9203)		5,01	aluminato tricálcio - C <sub>3</sub> A		8,84
óxido de ferro - Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (NBR 9203)		2,62	ferro-aluminato tetracálcio - C <sub>4</sub> AF		7,97
óxido de cálcio total - CaO (NBR 9203)		64,02	sulfato de cálcio - CaSO <sub>4</sub>		5,29
óxido de magnésio - MgO (NBR 9203)		1,38	<b>Análise física (CIENTEC)</b>		
anidrido sulfúrico - SO <sub>3</sub> (NBR 5745)		3,11	finura (NBR 11579) - Índice de finura		0,3%
óxido de sódio - Na <sub>2</sub> O (NBR 5747)		0,03	finura (NBR 7224) - área específica		441 m <sup>2</sup> /kg
óxido de potássio - K <sub>2</sub> O (NBR 5747)		0,84	massa específica (NBR 6474)		3,14 g/cm <sup>3</sup>
enxofre - S (NBR 5746)		—	água de pasta de consistência normal		28,5%
resíduo insolúvel (NBR 5744)		0,56	tempos de pega (NBR 11581) início		2h45min
óxido de cálcio livre - CaO (NBR 7227)		1,48	fim		—
equivalente alcalino em Na <sub>2</sub> O		0,58	resistência à compressão (NBR 7215)		
<b>Módulos:</b>	hidráulico	2,26	1 dia		23,3 MPa
	sílica	2,58	3 dias		38,6 MPa
	alumina	1,91	7 dias		44,0 MPa

### 4.3.2 AGREGADO MIÚDO

Foi utilizada areia quartzosa proveniente do estuário do Guaíba vendida no comércio de Porto Alegre. O Quadro 4.3 apresenta composição granulométrica, módulo de finura e dimensão máxima característica determinados conforme a ABNT-NBR 7217 (1987), tendo seus limites granulométricos (graduação em zonas) classificados conforme NBR 7211 (1983). A massa específica foi determinada segundo a ABNT-NBR 9776 (1987), a absorção de água pela ABNT-NBR 9777 (1987).

Seguindo a ABNT-NBR 7220 (1987) não foi constatada a presença de impurezas orgânicas húmicas no agregado miúdo.



**Quadro 4.3** Características físicas do agregado miúdo

Peneiras ABNT Abertura (mm)	% Retida	% Média Retida Acumulada	Dimensão Máxima Característica (mm)	2,4
4,8	0	0	Módulo de Finura	2,18
2,4	5	5	Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,61
1,2	7	12	Graduação (Zona)	2 (fina)
0,600	13	25		
0,300	52	77		
0,150	22	99		
<0,150	1	100		

### 4.3.3 AGREGADO GRAÚDO

Foi utilizado como agregado graúdo rocha de origem basáltica britada e lavada. A composição granulométrica foi determinada conforme a ABNT-NBR 7217 (1987), e a absorção e massa específica conforme a ABNT-NBR 9937 (1987). Foi determinado o índice de forma pelo método do paquímetro, conforme ABNT-NBR 7809 (1983). Estes dados estão apresentados no Quadro 4.4.

**Quadro 4.4** Características físicas do agregado graúdo

Peneiras ABNT Abertura (mm)	% Retida	% Média Retida Acumulada	Dimensão Máxima Característica (mm)	19
19,0	0	0	Módulo de Finura	7,77
12,5	36	36	Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,77
9,5	42	78	Absorção de Água (%)	1,96
6,3	19	97	Índice de forma	3,02
4,8	2	99		
< 4,8	1	100		

### 4.3.4 MICROSSÍLICA

A MS utilizada nestes concretos foi proveniente de uma fábrica de silício metálico, localizada em Tucuruí (PA), sendo fornecida na forma de pó e originada de um mesmo lote de fabricação. As características físicas e químicas da MS, determinadas pela ABCP, estão apresentadas no Quadro 4.5.

**Quadro 4.5** Composição química e características físicas da microssilica

Composição Química		Características Físicas	
Óxido	Teor		
SiO <sub>2</sub>	95,000	Umidade (%)	0,80
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,040	Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,20
CaO	0,170	Área Específica (m <sup>2</sup> /g)	16,20
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,060	Tamanho Médio das Partículas (µm)	0,16
TiO <sub>2</sub>	0,011		
MgO	0,412		
Na <sub>2</sub> O	0,511		
K <sub>2</sub> O	0,488		

### 4.3.5 ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE

Foi utilizado o aditivo superplastificante à base de condensado de formaldeído naftaleno sulfonado com massa específica de  $1,05 \text{ g/cm}^3$  e parte sólida correspondente a 40% da massa do aditivo líquido.

### 4.3.6 ÁGUA

Para execução dos ensaios e confecção dos c.p. utilizou-se água potável disponível na rede pública de abastecimento local, sendo que na execução do ensaio de penetração de cloretos esta água foi deaerada através de fervura.

### 4.3.7 OUTROS

Foi utilizado adesivo estrutural à base de resina epóxi bi-componente para delimitação da área de aplicação de água no ensaio de penetração de água sob pressão e para impermeabilização das laterais dos c.p. utilizados no ensaio de migração de cloretos que foram colados nas meia-células de acrílico com borracha de silicone. As soluções de NaCl e NaOH utilizadas nos ensaios de penetração de cloretos foram adquiridas em laboratório comercial.

## 4.4 VARIÁVEIS ANALISADAS

Conforme a bibliografia consultada vários fatores podem influenciar a permeabilidade do concreto. Neste trabalho optou-se por avaliar a influência da relação água/aglomerante e da porcentagem de adição de MS.

### 4.4.1 RELAÇÃO ÁGUA/AGLOMERANTE

Foi escolhido este fator por ser o mais importante e influente na formação da microestrutura de um concreto de cimento Portland, estando intimamente ligado à porosidade e permeabilidade deste material. Ao invés da tradicional denominação relação água/cimento ( $a/c$ ) foi utilizada a nomenclatura relação água/aglomerante ( $a/agl$ ), pois além do cimento foi utilizada microssilica, que possui também função cimentícea.

As relações  $a/agl$  0,28; 0,37 e 0,58 foram escolhidas para possibilitar a confecção de concreto convencional ( $a/agl$  0,58) e CAD ( $a/agl$  0,28 e 0,37). A escolha de dois valores baixos de  $a/agl$  foi feita para verificar a variação de desempenho destes concretos baseada na curva exponencial da Lei de Abrams, onde a resistência varia inversamente com o aumento da relação  $a/agl$ , esperando-se para valores próximos de baixa relação  $a/agl$  grande aumento na resistência a compressão e, possivelmente, em outras propriedades do concreto. Além disso, estes valores têm sido empregados em outras pesquisas realizadas nesta Universidade (WOLF, 1991; RAMIRES, 1993; VIEIRA, 1994), o que permite comparar os resultados.

#### 4.4.2 ADIÇÃO DE MICROSSÍLICA

O emprego de MS foi feito para verificar o quanto esta pozolana beneficia o concreto através da diminuição do deslocamento de água devido a uma menor permeabilidade decorrente dos efeitos microfíler e pozolânico. A adição de MS em teores de 5, 10 e 20% da massa de cimento foi escolhida baseada na literatura onde, valores de até 5% podem não afetar significativamente algumas propriedades, valores por volta de 10% são os mais indicados, sendo patamares maiores que este somente adotados para melhoria de determinadas propriedades (conforme analisado no item 3.4.1).

### 4.5 PROPORÇÕES DOS MATERIAIS E CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS

Para dosagem dos traços foi utilizado o método desenvolvido pela UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO (1988) descrito por HELENE e TERZIAN (1993). Seguindo-se os procedimentos deste método obteve-se um teor de argamassa  $\alpha = 45\%$  para o traço 1:5, e determinou-se a quantidade de água para uma consistência de  $60 \pm 10$  mm verificada pelo ensaio de abatimento do tronco de cone da ABNT-NBR 7223 (1981).

Segundo HELENE (1990), a manutenção do teor de argamassa e da relação água/materiais secos em patamares constantes permite admitir que vários concretos, controlados, por ensaio de abatimento de tronco de cone, apresentem a mesma trabalhabilidade e características equivalentes.

A redução da trabalhabilidade causada pelas relações  $a/agl$  0,25 e 0,37, elevado consumo de cimento e adição de MS, foi compensada pelo aumento no teor de aditivo superplastificante utilizado que deveria ser suficiente para proporcionar um abatimento no tronco de cone de  $60 \pm 10$  mm, desde que o concreto apresentasse uma

adequada coesão sem apresentar vazios nem desprendimento de agregado graúdo quando manuseado com colher de pedreiro. Foi fixado um limite máximo de 4% de aditivo em massa (relativo a massa de cimento) a ser adicionado ao concreto, pois valores acima desta porcentagem podem prejudicar algumas propriedades do concreto (RAABE, 1991). A quantidade de superplastificante utilizada na primeira bateria de c.p. foi rigorosamente seguida para confecção da segunda e terceira.

O Quadro 4.6 apresenta a composição e características dos concretos utilizados nesta pesquisa, bem como a média dos valores dos ensaios de abatimento de tronco de cone. Conforme a ABNT-NBR 5750 (1980) foi preparado um volume total de concreto de 1,25 vezes, volume necessário à confecção de todos os c.p., ensaio de abatimento de tronco de cone e ensaios de determinação do teor de ar incorporado.

**Quadro 4.6** Composição e características dos concretos utilizados

Código Concreto	Traço em massa c : a : p	% MS	% adit.	a+ad c+MS	Cimento (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)	MS (kg)	Aditivo (kg)	Água (kg)	Abat. (mm)	Grupo
C1	1 : 1,90 : 3,65	0	0	0,58	34,420	65,398	125,633	0	0	19,964	128	A
C2	1 : 0,85 : 2,25	0	1,50	0,37	55,202	46,922	124,204	0	0,828	20,050	103	B
C3	1 : 0,37 : 1,68	0	2,50	0,28	74,864	27,700	125,772	0	1,872	20,048	69	C
C4	1 : 1,90 : 3,65	5	0	0,58	32,699	62,128	119,351	1,721	0	19,964	87	D
C5	1 : 0,85 : 2,25	5	1,00	0,37	52,442	44,576	117,994	2,760	0,524	20,188	74	A
C6	1 : 0,37 : 1,68	5	1,85	0,28	71,121	26,315	119,483	3,743	1,316	20,320	47	B
C7	1 : 1,90 : 3,65	10	0	0,58	30,978	58,858	113,070	3,442	0	19,964	72	C
C8	1 : 0,85 : 2,25	10	1,5	0,37	49,692	42,230	111,784	5,520	0,745	20,088	85	D
C9	1 : 0,37 : 1,68	10	2,22	0,28	67,378	24,930	113,194	7,486	1,496	20,232	57	A
C10	1 : 1,90 : 3,65	20	0	0,58	27,536	52,318	100,506	6,884	0	19,964	55	B
C11	1 : 0,85 : 2,25	20	1,76	0,37	44,162	37,537	99,364	11,040	0,777	20,073	71	C
C12	1 : 0,37 : 1,68	20	3,55	0,28	59,891	22,160	100,617	14,973	2,126	19,924	67	D
TOTAIS		—	—	—	600,385	511,072	1.370,972	57,569	9,684	240,779	—	—

Para aleatorizar ao máximo os experimentos os doze concretos estudados foram distribuídos em quatro grupos (A, B, C e D), ficando cada um dos grupos com três concretos de diferentes relações a/c e teores de MS. Em um dia eram confeccionados todos os concretos de um grupo. Esta operação que iniciou com o grupo A foi sucessivamente executada até o grupo D para confeccionar todo o primeiro lote de c.p. dos doze concretos. Esta sequência foi seguida mais duas vezes para obtenção do segundo e terceiro lotes de c.p., tendo-se em cada dia mudado a ordem de execução dos concretos de um mesmo grupo.

O volume total confeccionado para cada concreto foi de 102,88 dm<sup>3</sup>. Para calcular a quantidade de materiais dos traços C1, C2 e C3 que não utilizam MS empregou-se a equação 4.2 para determinar "C" e em sequência a quantidade de agregado miúdo (=

a x C), de agregado graúdo (= p x C), superplastificante (=porcentagem de aditivo x C) e água (= [C + MS] x a/c - 0,6 aditivo)\*.

$$C = \frac{(V - ar)}{\frac{1}{\rho_c} + \frac{a}{\rho_a} + \frac{p}{\rho_p} + \frac{agua}{agl}} \quad (\text{eq. 4.2})$$

Onde: C = consumo de cimento para o volume V (kg/m<sup>3</sup>)  
 V = volume de concreto necessário para os ensaios (102,88 dm<sup>3</sup>)  
 ar = teor de ar aprisionado por V  
 ρ<sub>c</sub> = massa específica do cimento (3,14 kg/dm<sup>3</sup>)  
 ρ<sub>a</sub> = massa específica do agregado miúdo (2,61 kg/dm<sup>3</sup>)  
 ρ<sub>p</sub> = massa específica do agregado graúdo (2,77 kg/dm<sup>3</sup>)  
 a = relação agregado miúdo seco/cimento em massa (kg/kg)  
 p = relação agregado graúdo seco/cimento em massa (kg/kg)

Para as relações a/agl 0,28 e 0,37 fixou-se o teor de ar em 2% (ar = V x porcentagem ar = 2,06 dm<sup>3</sup>), conforme KREIJGER (1984) e para o a/agl 0,58 fixou-se o teor de ar em 1,5% (ar = V x porcentagem ar = 1,54 dm<sup>3</sup>), conforme PETRUCCI (1987). Para o cálculo do consumo dos outros concretos diminuiu-se inicialmente de "C" a quantidade correspondente da porcentagem de MS sobre a massa de cimento que foi utilizado por substituição ao cimento, pois os consumos encontrados são bastante elevados para os concretos de relações a/agl mais baixas: 770 e 550 kg/m<sup>3</sup> de concreto, sendo de 340 kg/m<sup>3</sup> o consumo de cimento para o concreto de a/agl 0,58. As principais vantagens em diminuir a quantidade de cimento estão na obtenção de um menor calor de hidratação e menor custo.

Para CANNON (ACI 363.1R-87, 1987) o abatimento é normalmente especificado como um requisito do concreto para indicar trabalhabilidade que é a propriedade do material fresco que determina a homogeneidade e a facilidade do concreto em ser misturado, empregado, compactado e sofrer acabamento. Estes concretos podem com um mesmo abatimento variar significativamente de trabalhabilidade, esperando-se, conseqüentemente, uma menor resistência. MITTELACHER (1992) diz que a incorporação de ar e utilização de superplastificante prejudicam a capacidade do ensaio de abatimento em sugerir a resistência do concreto convencional, pois um elevado abatimento deve indicar uma elevada relação a/c, esperando-se, conseqüentemente, uma menor resistência. Analisando estatisticamente a influência do abatimento na resistência à compressão de 33 concretos este pesquisador concluiu que existe uma baixa relação

---

\*Obs.: apresentando o aditivo 40% de partes sólidas, 60% correspondente à parte líquida, sendo, portanto, este valor descontado da água a ser adicionada à mistura.



entre resistência e abatimento, sendo que esta relação é geralmente diminuída com a incorporação de ar.

Conforme DETWILER (1992), o modo de mistura e a ordem de colocar os materiais para serem misturados pode ter um grande impacto na resistência e consistência, devendo-se para a produção de um concreto de elevada qualidade usar um procedimento padronizado.

A ordem de mistura dos materiais feita em betoneira de eixo vertical (volume máximo de 32 litros) seguida em todas as concretagens, e que já foi utilizada nos ensaios de WOLF (1991) e VIEIRA (1994) é:

- 1) 100% de agregado graúdo + 30% de água
- 2) 100% de cimento + 30% de água
- 3) 100% de microssílica
- 4) 80% de aditivo + 40% de água
- 5) 100% de agregado miúdo
- 6) 20% de aditivo superplastificante

Entre cada uma das etapas (1 a 5) deixava-se um intervalo de 30 seg., mantendo-se a betoneira ligada. Após a etapa 6 ficava-se misturando por aproximadamente 1 min. e 30 seg., verificava-se, então, a coesão com uma colher de pedreiro e determinava-se o abatimento.

## 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Deve-se considerar a diferença entre o concreto de obra e o de laboratório quando se executa um programa experimental. As condições usuais de obra influenciam as complexas reações físico-químicas que ocorrem no concreto não podendo ser reproduzidas de forma realística através dos procedimentos para confecção e condicionamento de c.p. de laboratório. Apesar disso, a utilização de ensaios laboratoriais que sigam procedimentos padronizados, é indispensável para avaliação e para que se possa ter parâmetros de comparação do comportamento dos materiais.

Comparando ensaios de resistência a compressão de concretos convencionais em obra e em laboratório o ACI 214 considera, para controle de uniformidade e estabelecimento de especificações destes concretos alguns coeficientes de variação (c.v.) e desvio padrão (S). ANDERSON (1985) baseado em suas experiências diz que os valores de c.v. apresentados na tabela 3.5 do ACI (1991) não são aplicáveis para as elevadas resistências à compressão dos CAD, indicando e justificando a utilização dos valores apresentados no Quadro 5.1. Segundo o ACI 214 (1991) parâmetros como durabilidade podem ser mais importantes que a resistência à compressão para a confecção de um concreto, entretanto os testes de resistência são importantes pois variações na resistência indicam variações em outras propriedades dos concretos. Por este motivo e pelo não conhecimento de c.v. específicos para permeabilidade, absorção e migração em CAD serão adotados os valores de c.v. do Quadro 5.1 para analisar os dados dos ensaios apresentados neste trabalho.

**Quadro 5.1** Classificação dos coeficientes de variação (c.v.) empregados para ensaios com concreto (ACI 214) (ANDERSON, 1985)

Classe de Operação	c.v. (%) para diferentes padrões de controle				
	excelente	muito bom	bom	razoável	fraco
testes gerais em obra	abaixo de 8	8-11	11-15	15-18	acima de 18
testes em laboratório	abaixo de 4	4-6	6-8	8-10	acima de 10

Este capítulo apresenta uma discussão e análise de resultados obtidos na parte experimental desta pesquisa. Para cada grupo de dados de um mesmo concreto foram calculados a média ( $\bar{x}$ ), o desvio padrão (S) e o coeficiente de variação (c.v.). Foi feita uma análise estatística de comparação múltipla de médias para poder identificar a existência de

diferenças significativas entre os valores obtidos para as diversas combinações de variáveis a um nível de significância de 5%. As três etapas desta análise, conforme abordam NANNI e RIBEIRO (1992) e MONTGOMERY (1986), são:

- 1) Reunião dos dados de cada concreto que representa uma combinação de variáveis e cálculo da média;
- 2) Cálculo dos dados sobre a comparação múltipla das médias dos diversos grupos. Neste trabalho, para obtenção destes dados, utilizou-se o módulo ANOVMEAN do programa computacional PROJEX ;
- 3) Se os resultados obtidos com o programa estatístico rejeitarem a hipótese de igualdade entre as médias dos diversos grupos, deve-se utilizar o Teste de DUNCAN para agrupar os traços de concreto de valores semelhantes.

O Teste de DUNCAN faz a comparação das médias duas a duas, sendo os traços estatisticamente similares agrupados conforme a compatibilidade destas várias comparações. As médias agrupadas em um mesmo conjunto não diferem significativamente, isto é, as diferenças numéricas existentes nas médias não podem ser atribuídas com convicção ao efeito das variáveis em estudo, mas pode mostrar que o efeito das variáveis em estudo é significativo entre combinações de variáveis cujas médias pertencem a conjuntos distintos.

ANDERSON (1985) relata que na análise dos dados dos ensaios de concreto de alta resistência têm sido feita a determinação das relações matemáticas entre variáveis dependentes e independentes (ex.: resistência e relação  $a/c$ ), sendo empregada uma regressão linear para relacionar a mudança de um dos componentes do concreto na propriedade estudada.

## 5.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL

Embora não seja objetivo deste trabalho o estudo do comportamento mecânico dos concretos, a resistência à compressão está relacionada com as propriedades estudadas. Durante este ensaio observou-se, em relação a forma de ruptura dos c.p., que os concretos de  $a/agl$  0,28 e 0,37 indicaram uma ruptura frágil com elevado percentual de ruptura dos agregados, sendo que em alguns c.p. de relação 0,37 a ruptura ocorria de forma menos brusca. Na relação 0,58 a ruptura ocorria de forma mais dútil, com esfarelamento de alguns c.p., verificando-se também a ruptura de alguns poucos agregados.

O Quadro 5.2 apresenta os resultados deste ensaio descrito no item 4.1.1.

Quadro 5.2 Resultados do ensaio de resistência à compressão uniaxial

Concreto	% MS	a/agl	Tensões de compressão (MPa)			$\bar{x}$ (MPa)	S (MPa)	c.v. (%)	IR	IR*
			c.p.1	c.p.2	c.p.3					
C1	0	0,58	37,49	40,02	35,81	37,77	2,12	5,61	1,00	
C2		0,37	59,82	55,61	53,50	56,31	3,22	5,71	1,49	
C3		0,28	68,25	65,30	64,88	66,14	1,84	2,78	1,75	
C4	5	0,58	40,76	41,39	39,60	40,58	0,91	2,24	1,07	1,00
C5		0,37	57,71	60,87	56,24	58,27	2,37	4,06	1,54	1,43
C6		0,28	74,56	73,33	70,77	72,89	1,93	2,65	1,93	1,80
C7	10	0,58	45,49	41,91	42,97	43,46	1,84	4,23	1,51	1,00
C8		0,37	61,08	61,93	63,19	62,07	1,06	1,71	1,64	1,43
C9		0,28	79,14	88,47	78,56	82,06	5,56	6,78	2,17	1,89
C10	20	0,58	40,13	40,02	39,70	39,95	0,22	0,56	1,06	1,00
C11		0,37	64,03	60,09	61,39	61,84	2,01	3,25	1,64	1,55
C12		0,28	69,09	70,99	68,66	69,58	1,24	1,78	1,84	1,74

$\bar{x}$  = média; S = desvio padrão; c.v. = coeficiente de variação;

IR = índice de resistência em relação ao concreto C1

IR\* = índice de resistência em relação ao concreto de a/agl 0,58 para os concretos de mesma porcentagem de MS

A coluna índice de resistência (IR) apresenta o coeficiente obtido pela divisão da média de resistência determinada para cada combinação de variáveis de cada um dos demais concretos pelo valor da média de resistência do concreto de referência que apresenta a relação a/agl de 0,58 e não contém adição de MS. A coluna IR\* apresenta para cada porcentagem de MS o coeficiente de variação da resistência devido à alteração da relação a/agl em relação ao concreto de a/agl 0,58.

#### A) Análise dos dados

Pelo Quadro 5.2 verifica-se que os coeficientes de variação são bastante reduzidos, indicando que este ensaio não apresenta problemas na fase de execução, e pode-se confiar nos dados obtidos. Conforme o ACI 214 um c.v. abaixo de 4% para testes de laboratório é considerado excelente e muito bom entre 4 e 6%, conforme mostra o Quadro 5.1.

A ação conjunta da diminuição da relação a/agl e adição de MS leva a um aumento na resistência à compressão de até 2,17 vezes (117%) como demonstra a coluna IR do Quadro 5.2.

#### B) Comparação múltipla de médias

Pela análise de variância apresentada no Quadro 5.3 observa-se que para a resistência à compressão todos os fatores são significativos ( $F_{calc} > F_{tab}$ ), e que a relação a/agl é de extrema importância, seguido pela porcentagem de MS, sendo que apresenta uma significância bem menor que os demais a interação destes elementos. A interação a/agl e MS indica que a MS apresenta um desempenho diferente, conforme for a relação

a/agl, como pode ser observado na Figura 5.1 pelo não paralelismo entre as retas dos diferentes teores de MS.

Quadro 5.3 Análise de variâncias para resistência à compressão

Fator	GDL	SQ	MQ	F <sub>calc</sub>	F <sub>tab</sub>	Significância
A: água/aglomerante	2	6322,00	3161,00	538,00	3,40	significativo
B: microssílica	3	369,30	123,10	20,95	3,01	significativo
C: interação AB	6	166,40	27,73	4,72	2,51	significativo
Erro	24	141,00	5,87	—	—	—
Total	35	6999,00	—	—	—	—

GDL = graus de liberdade;  
 SQ = somas quadradas;  
 MQ = médias quadradas

F<sub>calc</sub> = valor calculado a ser comparado com o valor tabelado;  
 F<sub>tab</sub> = distribuição de Fisher (nível de 5% de significância);

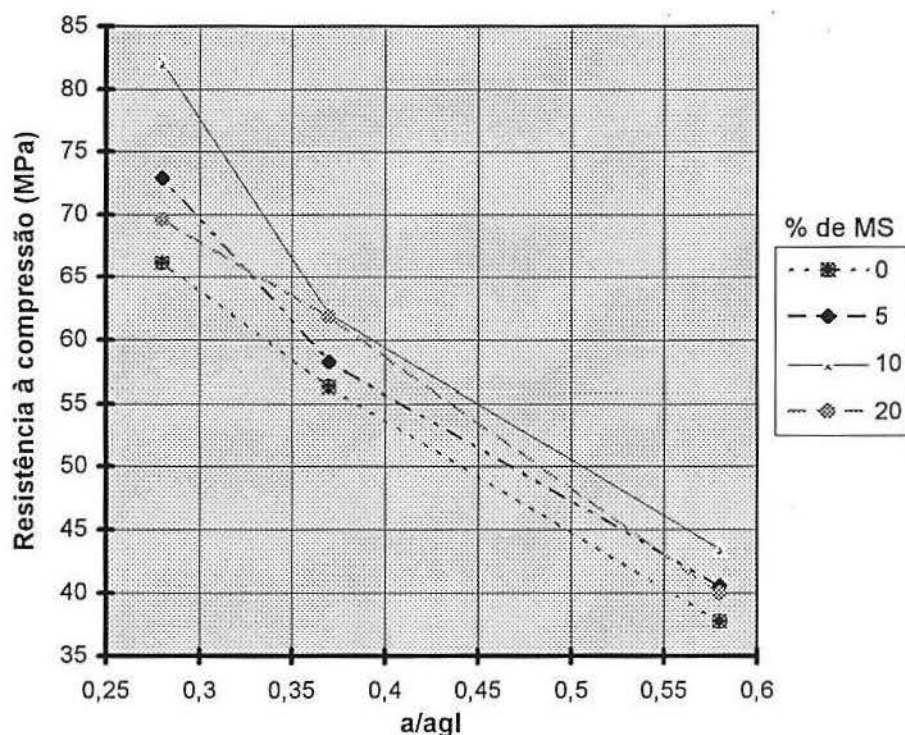


Figura 5.1 Variação da resistência à compressão conforme a interação a/agl e MS

A comparação de médias determinada pelo Teste de DUNCAN indica a possibilidade de estabelecimento de dez grupos conforme mostra a Figura 5.2.



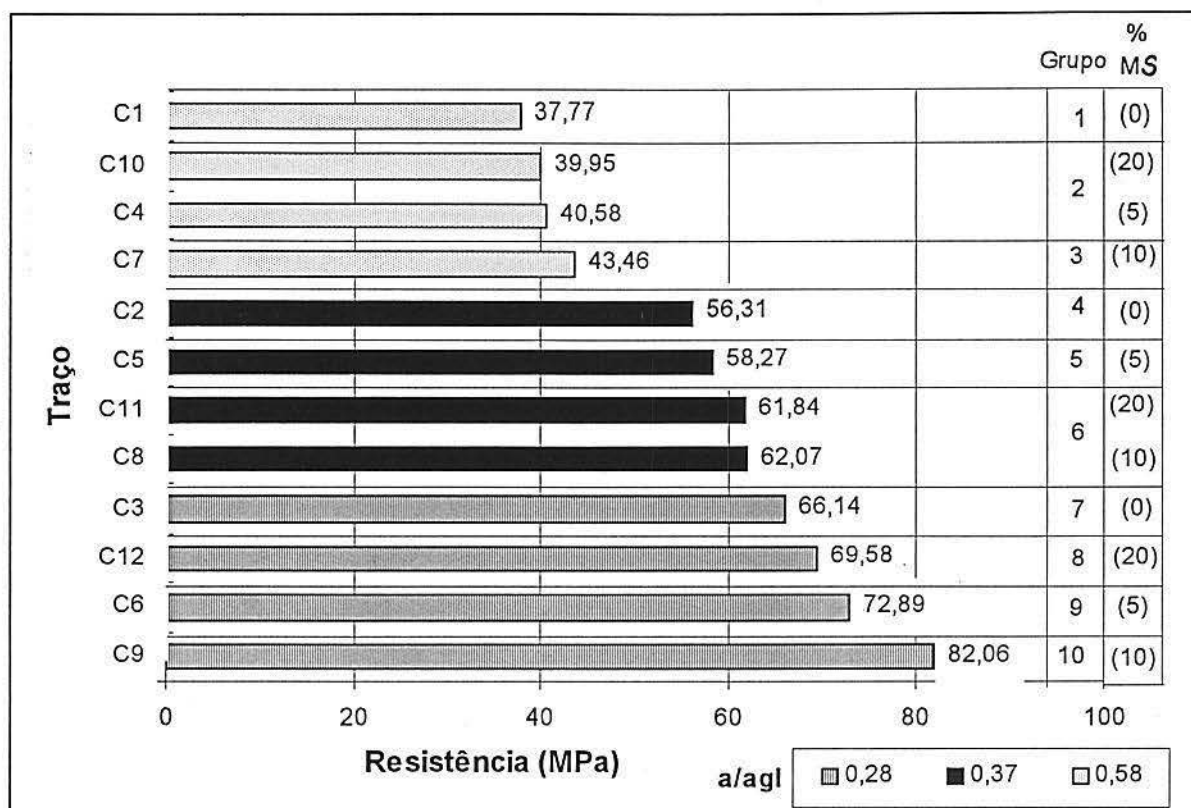


Figura 5.2 Valores médios de resistência à compressão uniaxial

Analisando-se os grupos gerados verifica-se que sua formação é, inicialmente, decorrente das diferenças na relação  $a/agl$  e, posteriormente, das diferenças no teor de MS. A interação da relação  $a/agl$  e porcentagem de MS é tão marcante como se pode observar no Quadro 5.3 ( $F_{calc}$  e  $F_{tab}$ ) e na Figura 5.2. Observa-se que muitas vezes o emprego de quantidades maiores de MS não produz um benefício significativo como se verifica nos grupos 2 e 6 em que 20% de MS apresenta o mesmo efeito que adicionar respectivamente 5 e 10% de MS. Em patamares muito elevados de adição pode ocorrer um aumento na coesão gerando uma dificuldade de adensamento que propicia o aumento do número de vazios e leva a uma diminuição da resistência. Isto pode explicar, por exemplo, porque com 20% de MS (concreto C12) tem-se uma resistência inferior ao concreto C6 com 5% de MS e C9 com 10% de MS.

### C) Análise da influência das variáveis

#### a) Relação $a/agl$

Segundo a Lei de Abrams os valores desses ensaios mostraram que quanto menor a relação  $a/c$  maior é a resistência à compressão do concreto. Os concretos de maior resistência à compressão obtidos foram os de  $a/agl$  0,28 seguido dos de 0,37 e 0,58.

## b) Teor de MS

Nota-se de forma geral que há um aumento de resistência com a incorporação de MS devido aos seus efeitos microfíler e pozolânico que modificam a microestrutura do concreto, tornando a matriz mais densa, com cristais menores e produtos de hidratação mais resistentes, principalmente na ZT. A ruptura significativa de agregados, principalmente nos concretos de resistência superior a 40 MPa, indica que a ZT está tão resistente quanto a matriz da pasta de cimento hidratada. Verifica-se que o incremento do teor de MS de 0 até 10% foi mais significativo para os concretos de relação a/c 0,28, pois as resistências aumentaram 10,2% (de 0 a 5% de MS), 24% (de 0 a 10% de MS) e 5,2% (de 0 a 20% de MS); os concretos de relação a/agl 0,37 apresentaram respectivamente aumento de 3,5; 10,2 e 9,8% e os de relação a/agl 0,58 de 7,4; 15,1 e 5,8%.

A literatura algumas vezes informa que quanto maior for a relação a/agl maior é o efeito da adição de MS. Nos concretos estudados, como demonstra a Figura 5.1, os de relação a/agl 0,28 apresentou resultados mais expressivos que os de a/agl 0,58. Nos concretos de baixa relação a/agl a MS melhora o empacotamento, principalmente na ZT, preenchendo os vazios entre os grãos de cimento anidro e os produtos de hidratação, aumentando os pontos de contato sólido-sólido que propiciam uma maior resistência mecânica ao concreto. Nos concretos de relação a/agl elevada, a ação da MS é mais representativa na diminuição da elevada porosidade capilar do que uma maior densificação na ZT, pois nos concretos de baixa relação a/agl a porosidade capilar já é baixa. A diminuição da resistência mecânica, ao aumentar de 10 para 20% o teor de MS, pode estar relacionada ao aumento da coesão com a falta de uma compactação eficiente. Para estes concretos estudados o teor ótimo de MS a empregar seria de 10%.

## 5.2 PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO: PERMEABILIDADE

No ensaio, descrito no item 4.1.2, segundo a RILEM C.P.C. 13.1 (1979), é feita a determinação da permeabilidade tomando-se como medida apenas a profundidade máxima atingida, visualizada pelo escurecimento do concreto umedecido pela água, em relação ao eixo central longitudinal da face do c.p. em que foi aplicada a pressão. Como muitas vezes o ponto de maior profundidade atingido pela água não coincide com o eixo central do c.p., foi determinada a área molhada como sugerem alguns pesquisadores (WOLF, 1991).

## 5.2.1 PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO: PROFUNDIDADE MEDIDA

No Quadro 5.4 são apresentados os valores medidos em centímetros, a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação da profundidade de penetração de água sob pressão. A coluna índice de profundidade (IP) apresenta o coeficiente obtido pela divisão da profundidade de penetração de água medida para cada combinação de variáveis pelo valor da profundidade obtida pelo concreto de referência: a/agl 0,58 e sem MS. A coluna IP\* apresenta o coeficiente de variação da profundidade de penetração para cada incremento de a/agl para um mesmo teor de MS.

### A) Análise dos dados

Em alguns casos, os coeficientes de variação são elevados (acima de 4%), mas estão num patamar satisfatório se considerarmos a variabilidade inerente a este tipo de ensaio (WOLF, 1991). Em seus ensaios WOLF (1991) encontrou c.v de 4.0 a 32.1%.

**Quadro 5.4** Resultado do ensaio de permeabilidade: penetração de água sob pressão - profundidade molhada (cm)

Concreto	% MS	a/agl	Profundidade (cm)						$\bar{x}$ (cm)	S (cm)	c.v. (%)	IP	IP*
			c.p.1	c.p.2	c.p.3	c.p.4	c.p.5	c.p.6					
C1	0	0,58	8,50	8,40	8,00	8,40	8,40	8,60	8,38	0,20	2,43	1,00	
C2		0,37	1,70	1,60	1,90	1,80	1,50	1,70	1,70	0,14	8,32	0,20	
C3		0,28	1,10	1,40	1,30	1,20	1,30	1,30	1,27	0,10	8,15	0,15	
C4	5	0,58	4,90	4,70	5,00	5,00	4,80	5,20	4,93	0,17	3,55	0,59	1,00
C5		0,37	1,50	1,50	1,50	1,60	1,50	1,60	1,53	0,52	3,37	0,18	0,23
C6		0,28	1,00	1,20	1,10	1,10	1,20	1,20	1,13	0,82	7,20	0,13	0,23
C7	10	0,58	3,90	3,70	3,70	4,20	4,30	4,20	4,00	0,27	6,71	0,48	1,00
C8		0,37	1,20	1,20	1,10	1,30	1,10	1,30	1,20	0,89	7,45	0,14	0,30
C9		0,28	0,80	1,00	0,90	0,90	0,90	1,00	0,92	0,75	8,21	0,11	0,23
C10	20	0,58	2,60	2,50	2,60	2,50	2,40	2,60	2,53	0,82	3,22	0,30	1,00
C11		0,37	1,20	1,10	1,10	1,20	1,30	1,20	1,18	0,75	6,36	0,14	0,47
C12		0,28	1,00	0,90	0,80	0,90	1,00	1,00	0,93	0,82	8,75	0,11	0,37

$\bar{x}$  = média; S = desvio padrão; c.v. = coeficiente de variação;

IP = índice de profundidade em relação ao concreto C1

IP\* = índice de profundidade em relação ao concreto de a/agl 0,58 para os concretos de mesma porcentagem de MS

### B) Comparação múltipla de médias

Pela análise de variância apresentada no Quadro 5.5 observa-se que para a profundidade de penetração de água sob pressão são significativos a relação a/agl, porcentagem de MS e também a interação destes dois fatores, ou seja, a diminuição na relação a/agl junto com uma elevação na quantidade de MS é muito relevante para diminuição da permeabilidade. A comparação de médias determinada pelo Teste de DUNCAN indica a possibilidade de estabelecimento de dez grupos como mostra a Figura 5.3.

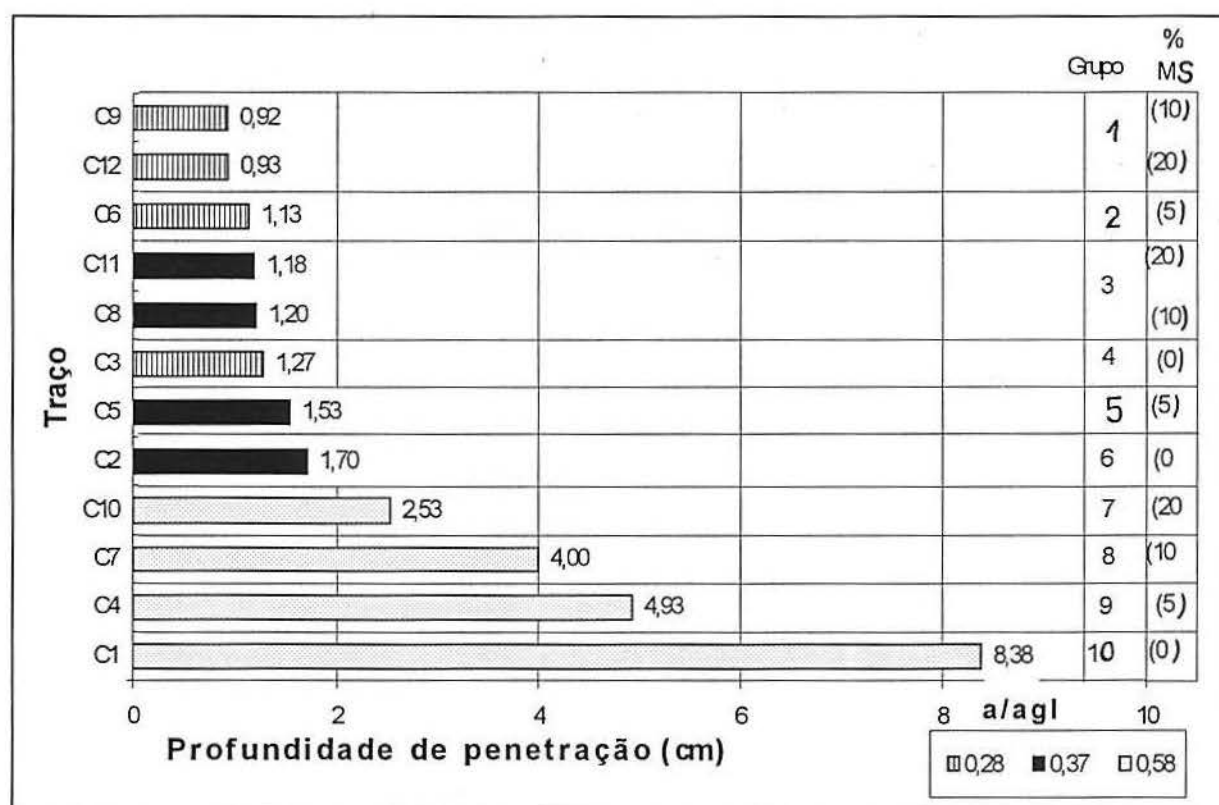
**Quadro 5.5** Análise de variância para a profundidade medida do ensaio de penetração água sob pressão

Fator	GDL	SQ	MQ	F <sub>calc</sub>	F <sub>tab</sub>	Significância
A: água/aglomerante	2	223,90	112,00	6194,69	3,15	significativo
B: microssilica	3	49,70	16,57	916,48	2,76	significativo
C: interação AB	6	63,16	10,53	582,41	2,25	significativo
Erro	60	1,085	0,01808	—	—	—
Total	71	337,80	—	—	—	—

GDL = graus de liberdade;  
 SQ = somas quadradas;  
 MQ = médias quadradas

F<sub>calc</sub> = valor calculado a ser comparado com o valor tabelado;  
 F<sub>tab</sub> = distribuição de Fisher (nível de 5% de significância);

Analisando os grupos gerados, verifica-se que os maiores valores de profundidade são inicialmente decorrentes da relação a/agl, sendo que o aumento progressivo da MS foi fundamental para diminuição da profundidade. Como indica o Quadro 5.5 é significativa a interação entre a relação a/agl e o teor de MS; a MS teve um comportamento diferente conforme foi a variação da relação a/agl. Nos concretos de a/agl 0,58 a ação da MS foi muito mais significativa na diminuição da permeabilidade, pois estes concretos apresentam uma elevada porosidade capilar. Os concretos de baixa relação a/agl já apresentam uma reduzida porosidade capilar, sendo, portanto, a ação da MS menos expressiva.



**Figura 5.3** Valores médios de profundidade de penetração de água sob pressão

### C) Análise da influência das variáveis

#### a) Relação a/agl

A redução da relação a/agl é bastante significativa na redução da profundidade de penetração de água principalmente nos concretos sem MS, nos quais se obteve uma redução de 393% na profundidade ao diminuir a relação a/agl de 0,58 para 0,37 e de 560% ao diminuir para 0,28.

#### b) Teor de MS

Observando o Quadro 5.5 percebe-se que a porcentagem de MS é muito significativa na diminuição da permeabilidade. Ao analisar a coluna IP (Quadro 5.4) e a Figura 5.3, observa-se que o incremento de MS influenciou a diminuição da profundidade, principalmente para os concretos de relação a/agl 0,58. Para os concretos de 0,37 e 0,28 a diminuição da relação a/agl foi mais proeminente na diminuição da profundidade de penetração de água que a adição de MS, pois o índice de permeabilidade (IP) para estes concretos praticamente não alterou.

Para estes concretos estudados, um teor ótimo de MS a empregar é de 20% para o concreto de a/agl 0,58. Para os concretos com a/agl 0,28 e 0,37 o teor ótimo é de 10%. Isto está em consonância com dados encontrados na literatura, como os de BANTHIA e MINDESS (1989) que encontraram para pastas de baixa relação a/agl valores de permeabilidade menores com 10% de MS do que com 15%.

Utilizando a equação 5.1 proposta por VUORINEN (1985a) para calcular os valores de permeabilidade a partir dos dados de profundidade do ensaio de penetração de água sob pressão, obtém-se o Quadro 5.6 que mostra a classificação dos valores de permeabilidade dos concretos estudados, segundo BAKER (apud HOOTON e KONECNY, 1990).

$$\log K_{dp} = 2 \log x_{mm} + \log(A\%) - 15,33 \quad (\text{eq. 5.1})$$

Onde:  $K$  = permeabilidade (m/s)  
 $x$  = profundidade (mm)  
 $A$  = porcentagem de ar incorporado

**Quadro 5.6** Classificação conforme BAKER (apud HOOTON e KONECNY, 1990) dos concretos segundo a profundidade de penetração de água sob pressão

Classificação	Permeabilidade (m/s)	Código do concreto estudado
Baixa	$< 10^{-12}$	C10, C2, C3, C5, C6, C11, C8, C12, C9
Média	entre $10^{-10}$ e $10^{-12}$	C1, C4, C7
Alta	$> 10^{-10}$	—



Indicar qual o melhor teor de MS e a/agl a ser usado para obter uma baixa permeabilidade pode ser algo subjetivo se avaliarmos apenas o resultado do Teste de DUNCAN apresentado na Figura 5.3. Segundo a classificação de BAKER (apud HONTON e KONECNY, 1990) o concreto C10 de a/agl 0,58 e 20% de MS já seria o suficiente para obtenção de um concreto de baixa permeabilidade. HELENE (1993) diz que para um concreto ser considerado impermeável a penetração de água sob pressão deve ser inferior a 10mm. Conforme este critério, somente os concretos C12 e C9 podem ser considerados impermeáveis como mostra a figura 5.3.

## 5.2.2 PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO: ÁREA MEDIDA

No Quadro 5.7 são apresentados os valores medidos em centímetros quadrados, a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação da área molhada no ensaio de penetração de água sob pressão.

**Quadro 5.7** Resultados do ensaio de permeabilidade: penetração de água sob pressão - área molhada (cm<sup>2</sup>)

Concreto	% MS	a/agl	Área molhada (cm <sup>2</sup> )						$\bar{x}$ (cm <sup>2</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	c.v. (%)	IA	IA *
			c.p.1	c.p.2	c.p.3	c.p.4	c.p.5	c.p.6					
C1	0	0,58	65,40	63,05	68,24	65,56	70,62	73,25	67,70	3,76	5,55	1,00	
C2		0,37	8,25	8,25	8,35	8,23	7,60	7,88	8,09	0,29	3,59	0,12	
C3		0,28	5,02	5,18	5,09	5,56	5,55	5,50	5,32	0,25	4,65	0,08	
C4	5	0,58	29,25	28,75	32,75	30,50	30,69	32,94	30,81	1,74	5,64	0,46	1,00
C5		0,37	6,12	6,24	6,94	6,50	6,68	6,52	6,50	0,30	4,56	0,10	0,21
C6		0,28	4,41	4,50	4,50	4,44	4,52	4,91	4,55	0,18	4,02	0,07	0,15
C7	10	0,58	17,63	16,74	19,75	20,05	20,07	20,04	19,05	1,47	7,74	0,28	1,00
C8		0,37	6,08	6,00	5,31	6,38	6,09	6,58	6,07	0,43	7,14	0,09	0,32
C9		0,28	4,82	5,25	4,80	4,59	4,31	5,00	4,79	0,32	6,77	0,07	0,25
C10	20	0,58	10,88	12,00	11,38	12,26	11,88	12,20	11,77	0,53	4,55	0,17	1,00
C11		0,37	3,58	4,06	3,52	3,80	3,69	3,56	3,70	0,20	5,48	0,05	0,31
C12		0,28	4,84	4,63	5,25	5,28	5,65	5,40	5,17	0,37	7,24	0,08	0,44

$\bar{x}$  = média; S = desvio padrão; c.v. = coeficiente de variação;

IA = índice de área em relação ao concreto C1

IA\* = índice de área em relação ao concreto de a/agl 0,58 para os concretos de mesma porcentagem de MS

### A) Análise dos dados

Em alguns casos os coeficientes de variação são elevados (acima de 4%), mas estão num patamar satisfatório se considerarmos a variabilidade inerente a este ensaio (ver 5.2.1 A).

### B) Comparação múltipla de médias

Pela análise de variância são muito significativos a relação a/agl, a porcentagem de MS e a ação conjunta destes dois parâmetros. A comparação de médias

pelo Teste de DUNCAN indica a possibilidade de estabelecimento de dez grupos como mostra a Figura 5.4.

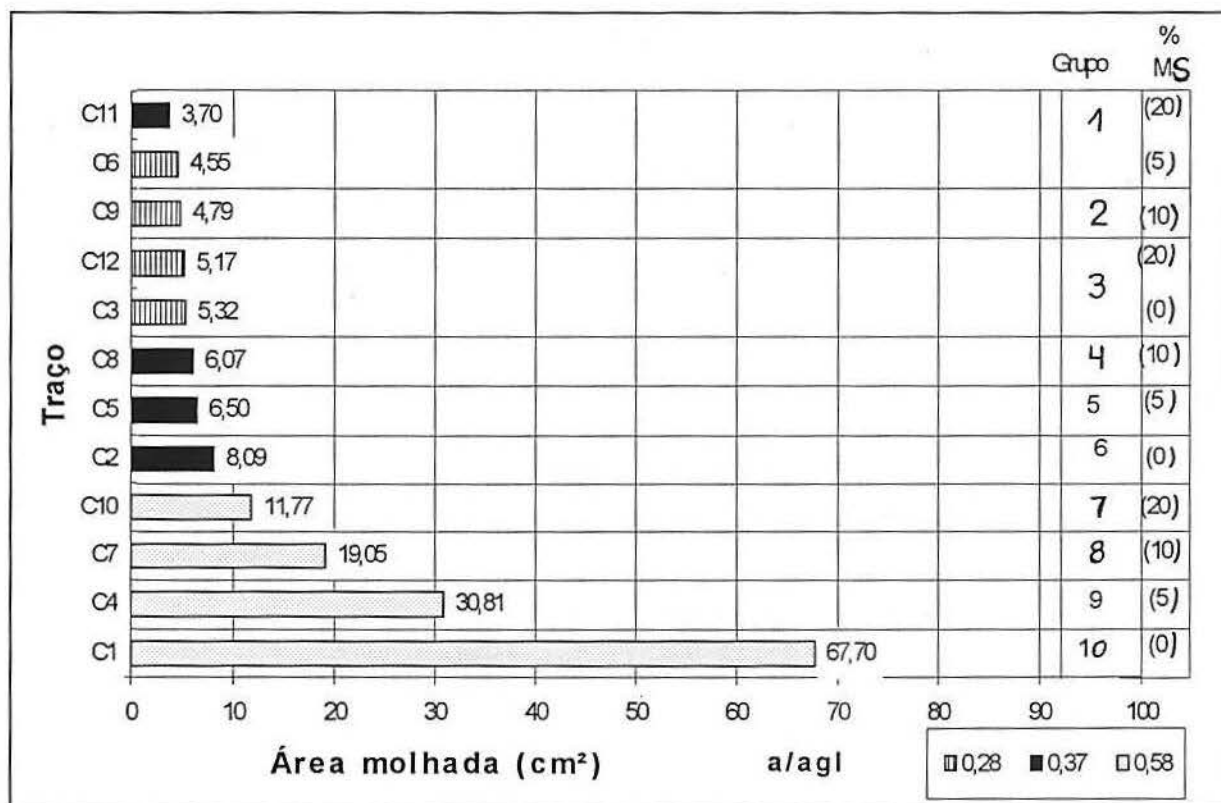
**Quadro 5.8** Análise de variância para a área medida do ensaio de penetração de água sob pressão

Fator	GDL	SQ	MQ	F <sub>calc</sub>	F <sub>tab</sub>	Significância
A: água/aglomerante	2	11510,0	5755,0	3867,23	3,15	significativo
B: microssílica	3	4246,0	1415,0	830,90	2,76	significativo
C: interação AB	6	6925,0	1154,0	677,63	2,25	significativo
Erro	60	102,2	1,703	—	—	—
Total	71	22780,0	—	—	—	—

GDL = graus de liberdade;  
 SQ = somas quadradas;  
 MQ = médias quadradas

F<sub>calc</sub> = valor calculado a ser comparado com o valor tabelado;  
 F<sub>tab</sub> = distribuição de Fisher (nível de 5% de significância);

Observando os grupos gerados, nota-se que a eficiência da MS é maior para os concretos de a/agl mais elevado. No concreto de a/agl 0,58 de 0 para 20% de MS a área molhada obteve uma diminuição de 575%; no de a/agl 0,37 a diminuição foi de 219% e de 103% nos concretos com a /agl 0,28, comprovando que o efeito da MS na penetração sob pressão é maior para os concretos de relação a/agl mais elevados.



**Figura 5.4** Valores médios de área de penetração de água sob pressão

### C) Análise da influência das variáveis

#### a) Relação a/agl

Como se observou no item 5.2.1, a redução da relação a/agl é muito significativa na redução da área molhada, principalmente nos concretos sem MS, obtendo-se uma redução de 737% na área molhada ao diminuir a relação a/agl de 0,58 para 0,37 e de 1172% ao diminuir para 0,28. Ao analisar as colunas IA e IA\* do Quadro 5.7, observa-se uma importância maior que a encontrada no Quadro 5.4 para os concretos com 0% e 5% de MS quando se reduz a relação a/agl para diminuir a permeabilidade. Sendo que, nos concretos com 20% de MS, esta diminuição foi ainda maior quando comparada ao concreto C1 (o que não se verifica quando determinou-se a profundidade: item 5.2.1).

#### b) Teor de MS

Em um determinado instante a adição de MS para os concretos com reduzida relação a/agl faz com que a coesão fique muito elevada, tornando difícil o adensamento se não for feita uma vibração eficiente. A vibração manual feita nestes concretos talvez explique uma falta de compactação eficiente fazendo com que os concretos de a/agl 0,28 apresentem o mesmo desempenho com 0% ou 20% de MS. Para os concretos de relação a/agl 0,58 e 0,37 um teor ótimo seria de 20%, e para os concretos de relação 0,28 um teor de 5% é o mais indicado.

A constatação de que o aumento do teor de MS é mais efetivo nos concretos de maior relação a/agl, foi encontrada para este ensaio. Os valores de permeabilidade obtidos pela área sofreram uma diminuição tanto em números absolutos como relativos. A adição de 5% de MS provocou uma redução nos concretos de a/agl 0,58 de 67,70 para 30,81 cm<sup>2</sup> (reduziu para 45% a permeabilidade), comparando-se os concretos com 0 e 10% esta redução foi para 28% e para 17% nos concretos com 20% de MS. Para os concretos de relação a/agl 0,28 a permeabilidade obtida para 5, 10 e 20% de MS foi de 80, 90 e 97% em relação à permeabilidade do concreto sem MS. Os valores de permeabilidade obtidos pela profundidade máxima de penetração tiveram o mesmo comportamento, entretanto, com números relativos maiores (redução da permeabilidade não foi tão efetiva).

### D) Avaliação entre profundidade e área

Em alguns concretos a posição de determinados agregados, a presença de imperfeições no c.p. ou de fissuras, podem provocar uma distorção na frente de umidade, com uma penetração localizada mais intensa, o que majora a leitura do pico de profundidade de penetração de água. Para poder evitar este problema uma das alternativas é considerar toda a área molhada como foi feito no item 5.2.2. A desvantagem

deste método está no fato de ser mais trabalhoso determinar a área molhada do que a profundidade de penetração de água.

Ao analisar os dados das Figuras 5.2 e 5.3, constata-se que os concretos de relação  $a/agl$  0,58 apresentaram o mesmo comportamento, entretanto, os de 0,28 e 0,37 tiveram comportamento diferentes para as mesmas porcentagens de MS. Para os concretos de relação  $a/agl$  baixa (0,28 e 0,37) os valores encontrados estão muito próximos, a diferença entre o maior e menor valor para o ensaio que utiliza a área é de apenas 2,2 vezes e a que usa profundidade é de 1,8 vezes, se compararmos aos concretos de relação  $a/agl$  elevada que apresentam diferença entre os maiores e menores valores encontrados, respectivamente, 5,8 e 3,3 vezes. Muitos pesquisadores não indicam este ensaio para concretos de permeabilidade muito baixa, pois os valores encontrados são muito próximos, indicando para estes casos ensaios como o descrito no item 4.1.4 (MEHTA, 1993a). Em vista dos dados obtidos para os concretos de baixa relação  $a/agl$  (0,28 e 0,37), desaconselha-se este tipo de ensaio. Para os concretos de relações  $a/agl$  elevadas (como o de 0,58) pode-se utilizar este ensaio obtendo-se a profundidade máxima pela maior facilidade na aquisição dos dados.

### 5.3 SUCÇÃO CAPILAR: ABSORÇÃO POR IMERSÃO

Este ensaio descrito no item 4.1.3 propõe apresentação da absorção sob forma de percentuais de absorção de água em relação à massa do c.p., após secagem em estufa. Utilizar temperatura de aproximadamente 105 °C no preparo do c.p. pode causar distorções nos resultados como já foi abordado no item 2.2.7.2. Devido a este fato foram feitos ensaios submetendo os c.p. à secagem em temperaturas de 50 °C e 105 °C. O Quadro 5.9 apresenta os resultados destes ensaios. Para cada concreto foram confeccionados 3 c.p. para a temperatura de 50 °C e 3 c.p. para a temperatura de 105 °C.

As colunas índice de absorção ( $I_{a50}$  e  $I_{a105}$ ) apresentam os coeficientes obtidos pela divisão da absorção calculada para cada combinação de variáveis de cada um dos demais concretos pelo valor de absorção do concreto de referência que apresenta a relação  $a/agl$  0,58 e não contém adição de MS. As colunas  $I_{a^*50}$  e  $I_{a^*105}$  apresentam para cada porcentagem de MS o coeficiente de variação da absorção devido à alteração da relação  $a/agl$  em relação ao concreto de  $a/agl$  0,58.

Quadro 5.9 Média dos resultados do ensaio de absorção total

Concreto	% MS	a/agl	% Absorção (50 °C)					% Absorção (105 °C)					Ab <sub>105</sub> Ab <sub>50</sub>
			$\bar{x}$ (%)	S (%)	c.v. (%)	la <sub>50</sub>	la* <sub>50</sub>	$\bar{x}$ (%)	S (%)	c.v. (%)	la <sub>105</sub>	la* <sub>105</sub>	
C1	0	0,58	3,85	0,17	4,42	1,00		6,45	0,15	3,91	1,00		1,67
C2		0,37	2,49	0,06	0,23	0,65		5,32	0,06	0,11	0,82		2,14
C3		0,28	2,30	0,11	4,78	0,60		5,24	0,20	3,91	0,81		2,28
C4	5	0,58	3,37	0,06	0,17	0,88	1,00	6,35	0,19	2,91	0,98	1,00	1,88
C5		0,37	2,16	0,10	4,39	0,56	0,64	4,76	0,03	0,53	0,74	0,75	2,20
C6		0,28	2,01	0,18	8,89	0,52	0,59	4,66	0,54	11,70	0,72	0,73	2,32
C7	10	0,58	3,35	0,13	3,88	0,87	1,00	6,30	0,20	3,17	0,98	1,00	1,88
C8		0,37	2,14	0,15	6,91	0,55	0,64	4,60	0,51	11,02	0,71	0,73	2,15
C9		0,28	1,97	0,13	9,60	0,51	0,59	4,48	0,04	0,89	0,69	0,71	2,27
C10	20	0,58	3,59	0,50	14,04	0,93	1,00	6,34	0,54	8,47	0,98	1,00	1,77
C11		0,37	2,26	0,14	6,19	0,59	0,63	4,81	0,11	2,18	0,75	0,76	2,13
C12		0,28	2,09	0,15	7,18	0,54	0,58	4,74	0,29	6,01	0,73	0,75	2,27

$\bar{x}$  = média; S = desvio padrão; c.v. = coeficiente de variação;

la = índice de absorção em relação ao concreto C1

la\* = índice de absorção em relação ao concreto de a/agl 0,58 para os concretos de mesma porcentagem de MS

Ab<sub>105</sub>/Ab<sub>50</sub> = Relação entre as porcentagens de absorção encontradas para um mesmo concreto

### A) Análise dos dados

Pelo Quadro 5.9 verifica-se que alguns coeficientes de variação são elevados: um concreto com c.v. acima de 10% (uniformidade fraca), dois entre 8 e 10% (uniformidade razoável) e os demais entre boa e excelente conforme o Quadro 5.1. De forma geral, a absorção tende a diminuir quando se diminui a relação a/agl e se aumenta o teor de MS.

Observa-se pelas médias obtidas que os concretos ensaiados a 105 °C apresentam valores de absorção muito maiores que os ensaiados a 50 °C. Devido à diferença nestes valores encontrados procurou-se determinar quais foram os fatores responsáveis por este fenômeno: diferença na quantidade de água (umidade) no interior do c.p. e/ou mudanças microestruturais como fissuras e alteração nos produtos de hidratação.

Primeiramente, é feita a comparação múltipla de médias para verificar se os concretos são classificados em grupos distintos e, após avaliada, qual a umidade final do concreto após a absorção e a resistência à compressão destes c.p.

## 5.3.1 SUCÇÃO CAPILAR: SECAGEM DOS c.p. A 50 °C

### A) Comparação múltipla de médias

Pela análise de variância apresentada no Quadro 5.10 observa-se que nos concretos estudados, a alteração no valor da relação a/agl e no teor de MS atuam significativamente na modificação destes concretos, sendo que a ação conjunta (interação)



da MS e a/agl não é responsável por alteração significativa na absorção. A comparação de médias determinada pelo Teste de DUNCAN indica a possibilidade de estabelecimento de 6 grupos como indica a Figura 5.5.

**Quadro 5.10** Análise de variância para o ensaio de absorção (secagem a 50 °C)

Concreto	GDL	SQ	MQ	F <sub>calc</sub>	F <sub>tab</sub>	Significância
A: água/aglomerante	2	15,0200	7,5120	207,86	3,40	significativa
B: microssilica	3	0,8877	0,2959	8,19	3,01	significativa
C: interação AB	6	0,0451	0,0075	0,21	2,51	não significativa
Erro	24	0,8673	0,0361	—	—	—
Total	35	16,8200	—	—	—	—

GDL = graus de liberdade;

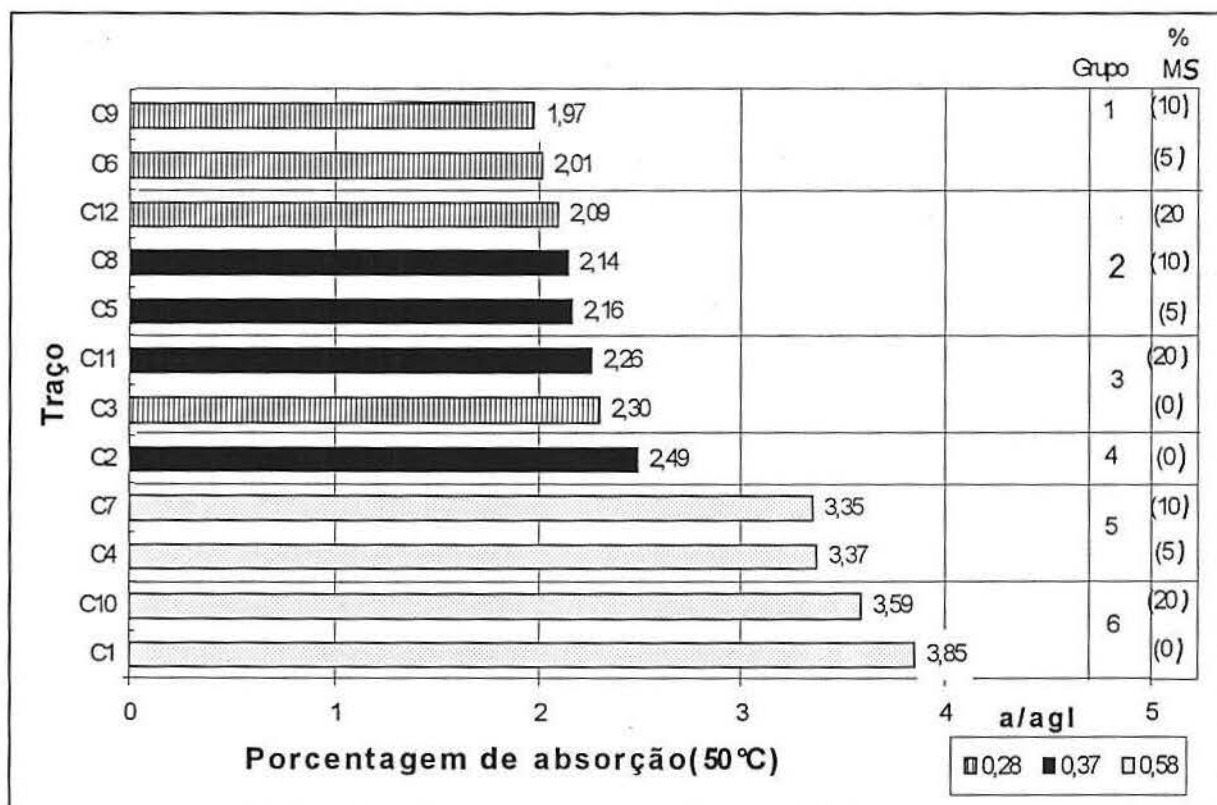
F<sub>calc</sub> = valor calculado a ser comparado com o valor tabelado;

SQ = somas quadradas;

F<sub>tab</sub> = distribuição de Fisher (nível de 5% de significância);

MQ = médias quadradas

Analisando os grupos gerados verifica-se que as maiores porcentagens de absorção são inicialmente decorrentes da relação a/agl. Como indica o Quadros 5.9 nas colunas  $la_{50}$  e  $la^*_{50}$  (valores em torno de 0,65 e 0,60 para todos os concretos de mesma porcentagem de MS) o aumento do teor de MS não é muito significativo para diminuição da porcentagem de absorção.



**Figura 5.5** Valores médio das porcentagens de absorção dos c.p. secos a 50 °C

Constata-se na Figura 5.5 que todos os concretos de mesma relação a/agl tiveram redução da porcentagem de absorção ao aumentarem os teores de MS,

sucessivamente com 0, 20, 5 e 10%. Uma provável explicação para este fato pode ser dada pelo mecanismo de absorção capilar que é função do diâmetro dos poros capilares: quanto menor o diâmetro maior será a sucção capilar. Nos concretos com 20% de MS os poros que não forem bloqueados apresentarão um maior refinamento no seu diâmetro (o que incrementa a absorção) que os concretos com adição de 10% de pozolana.

## B) Análise da influência das variáveis

### a) Relação a/agl

É o fator que tem maior influência na redução da porcentagem de absorção entre os concretos, principalmente entre os concretos de relação a/agl 0,58 e os concretos com menor a/agl. Entretanto, a adição de MS pode, em alguns casos, melhorar um concreto com relação a/agl mais elevada, de tal forma que sua absorção seja menor que a de um outro concreto, com a/agl mais baixo e sem adição, como é o caso dos concretos C8, C5 e C11 com o C3, pois além de reduzir o diâmetro dos capilares (o que pode aumentar a absorção) a MS obstrui alguns poros interrompendo o deslocamento pelos capilares.

### b) Teor de MS

Os valores estatísticos obtidos (Quadro 5.10) para os concretos estudados indicam que o efeito do teor de MS é bem menos significativo para alterar a absorção destes concretos que a relação a/agl, obtendo-se estatisticamente a interação entre a MS e a relação a/agl como não significativa. Para todos os concretos estudados o emprego de 5 ou 10% de MS apresentou o mesmo desempenho para os concretos de mesma relação a/agl. Por questões econômicas, devido à diminuição no consumo de MS e de superplastificante, considera-se o emprego de 5% como teor ótimo.

## 5.3.2 SUCÇÃO CAPILAR: SECAGEM DOS c.p. A 105 °C

### A) Comparação múltipla de médias

A análise de variância dos c.p. submetidos à secagem a 105 °C mostrou que somente a relação a/agl e a porcentagem de MS atuam significativamente. A comparação de médias estabelecida pelo método de DUNCAN indica a possibilidade do estabelecimento de cinco grupos mostrados na Figura 5.6.

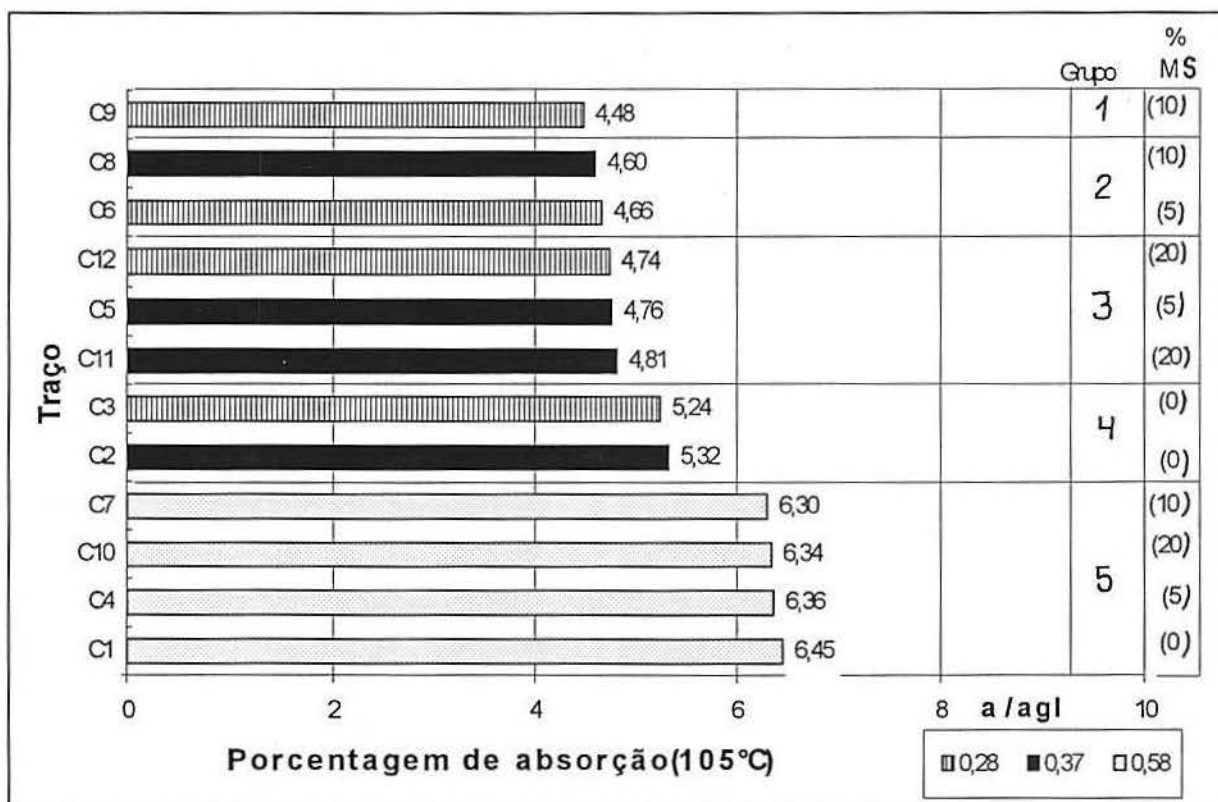
**Quadro 5.11** Análise de variância para o ensaio de absorção (secagem a 105 °C)

Concreto	GDL	SQ	MQ	F <sub>calc</sub>	F <sub>tab</sub>	Significância
A: água/aglomerante	2	18,9400	9,4710	105,70	3,40	significativo
B: microssilica	3	1,4890	0,4964	5,54	3,01	significativo
C: interação AB	6	0,4026	0,0671	0,75	2,51	não significativo
Erro	24	2,1500	0,0896	—	—	—
Total	35	22,9800	—	—	—	—

GDL = graus de liberdade;  
 SQ = somas quadradas;  
 MQ = médias quadradas

F<sub>calc</sub> = valor calculado a ser comparado com o valor tabelado;  
 F<sub>tab</sub> = distribuição de Fisher (nível de 5% de significância);

Os grupos gerados são diferentes dos encontrados para os c.p. ensaiados a 50 °C. Verifica-se que as maiores taxas de absorção são inicialmente decorrentes da relação a/agl. Como mostram as colunas  $la_{105}$  e  $la^*_{105}$  do Quadro 5.9, o aumento da porcentagem de MS não é muito significativa para diminuição da absorção, principalmente após a adição de 5% de MS (os valores ficam em torno de 0,71 e 0,76). Ao analisarmos os concretos de relação a/agl 0,58 na Figura 5.6 notamos que o teor de MS é muito pouco significativo para diminuição da absorção destes concretos.



**Figura 5.6** Valores médios da porcentagem de absorção dos c.p. secos a 105 °C

## B) Análise da influência das variáveis

### a) Relação a/agl

Como nos c.p. submetidos a 50 °C, os submetidos a 105 °C tiveram influência muito significativa de alteração da porcentagem de absorção, principalmente ao se diminuir a relação a/agl de 0,58 para os outros dois valores.

### b) Teor de MS

Para estes concretos estudados o efeito do teor de MS é ainda menos significativo para alterar a absorção que nos concretos submetidos à secagem a 50 °C. Para concretos de a/agl 0,58 a utilização de MS estatisticamente não alterou a absorção. Nos concretos de a/agl 0,28 e 0,37 o teor ótimo de MS é 10%.

## C) Avaliação entre secagem dos c.p. a 50 e 105 °C

Como a umidade interna do c.p., principalmente água livre e água adsorvida, são importantes para avaliar algumas propriedades do concreto como absorção e resistência à compressão, determinou-se primeiramente a perda de água dos c.p. na estufa a 50 e a 105 °C, a quantidade de água absorvida na imersão e absorção efetiva de água (diferença entre o que foi ganho na imersão e a umidade inicial do cp. ao sair da estufa).

### C.1) Perda de água na estufa

O Quadro 5.12 apresenta a média dos resultados da perda de água dos c.p. na estufa obtido pela diferença de massa do c.p. úmido (ao sair da câmara úmida) e do c.p. seco (ao sair da estufa). Como era de se esperar a perda de água dos c.p. submetidos a 105 °C foi de 2,1 a 2,8 vezes maior que a dos c.p. submetidos a 50 °C.

**Quadro 5.12** Média dos resultados do ensaio de absorção total: perda de água dos c.p. na estufa

Concreto	% MS	a/agl	Perda de água na estufa (50 °C)					Perda de água na estufa (100 °C)				
			$\bar{x}$ (%)	S (%)	c.v. (%)	la <sub>50</sub>	la* <sub>50</sub>	$\bar{x}$ (%)	S (%)	c.v. (%)	la <sub>105</sub>	la* <sub>105</sub>
C1	0	0,58	78,93	2,75	3,48	1,00		166,2	1,15	0,69	1,00	
C2		0,37	61,53	2,30	3,74	0,78		147,9	3,05	2,06	0,89	
C3		0,28	60,43	2,10	3,48	0,77		150,1	5,95	3,97	0,90	
C4	5	0,58	67,40	3,90	5,79	0,85	1,00	165,1	10,40	6,30	0,99	1,00
C5		0,37	50,60	5,70	11,26	0,64	0,75	130,2	4,80	3,69	0,78	0,79
C6		0,28	45,40	5,74	12,65	0,57	0,67	125,2	21,34	17,05	0,75	0,76
C7	10	0,58	66,95	5,15	7,69	0,85	1,00	157,6	4,55	2,89	0,94	1,00
C8		0,37	44,97	2,30	5,12	0,57	0,67	118,7	20,18	17,01	0,71	0,75
C9		0,28	43,60	2,30	5,28	0,55	0,65	117,8	3,20	2,71	0,71	0,75
C10	20	0,58	60,10	2,14	3,56	0,76	1,00	146,2	20,80	14,22	0,88	1,00
C11		0,37	47,50	0,10	0,21	0,60	0,79	123,0	6,05	4,92	0,74	0,84
C12		0,28	47,20	2,40	5,08	0,60	0,78	125,4	5,04	4,02	0,75	0,86

$\bar{x}$  = média; S = desvio padrão; c.v. = coeficiente de variação;

la = índice de perda de água na estufa em relação ao concreto C1

la\* = índice de perda de água na estufa em relação ao concreto de a/agl 0,58 para os concretos de mesma porcentagem de MS

O c.v. ficou acima de 10% em dois concretos (uniformidade fraca), um concreto com dados de uniformidade razoável (c.v. de 8 a 10%), um com dados entre 6 e 8% (boa uniformidade) e oito concretos classificados com dados de excelente uniformidade (c.v. <4), conforme o Quadro 5.1.

### C.2) Absorção na imersão

Seguindo a lógica, os c.p. que perderam mais água (105 °C) absorveram mais durante a imersão. Entretanto, a absorção de água em relação à perda foi um pouco menor, ficando de 1,6 a 2,2 vezes maior a absorção dos c.p. submetidos a 105 °C que os tratados a 50 °C como mostra o Quadro 5.13. Dos vinte e quatro concretos ensaiados quatro tiveram c.v. acima de 8%.

**Quadro 5.13** Média dos resultados do ensaio de absorção total: absorção de água pelos c.p. na imersão

Concreto	% MS	a/agl	Absorção na imersão (50 °C)					Absorção na imersão (105 °C)				
			$\bar{x}$ (g)	S (g)	c.v. (%)	li <sub>50</sub>	li* <sub>50</sub>	$\bar{x}$ (g)	S (g)	c.v. (%)	li <sub>100</sub>	li* <sub>100</sub>
C1	0	0,58	121,90	4,80	3,94	1,00		198,1	2,55	1,29	1,00	
C2		0,37	80,83	0,50	0,62	0,66		168,2	0,55	0,33	0,85	
C3		0,28	75,13	3,10	4,13	0,62		166,3	6,30	3,79	0,84	
C4	5	0,58	107,20	0,25	0,23	0,88	1,00	196,3	5,65	2,88	0,99	1,00
C5		0,37	70,13	3,00	4,28	0,58	0,65	151,0	1,80	1,19	0,76	0,77
C6		0,28	65,27	5,35	8,20	0,54	0,61	148,1	16,91	11,42	0,75	0,75
C7	10	0,58	105,50	2,90	2,75	0,87	1,00	192,2	7,99	4,23	0,97	1,00
C8		0,37	68,87	4,07	5,91	0,56	0,65	144,1	15,57	10,81	0,73	0,75
C9		0,28	63,66	3,95	6,21	0,52	0,60	141,4	0,85	0,60	0,71	0,74
C10	20	0,58	110,80	14,19	12,81	0,91	1,00	191,8	12,39	6,58	0,97	1,00
C11		0,37	71,63	3,70	5,17	0,59	0,65	147,1	4,95	3,37	0,74	0,77
C12		0,28	66,06	4,05	6,13	0,54	0,60	147,0	7,84	5,34	0,74	0,77

$\bar{x}$  = média; S = desvio padrão; c.v. = coeficiente de variação;

li = índice de absorção de água na imersão em relação ao concreto C1

li\* = índice de absorção de água na imersão em relação ao concreto de a/agl 0,58 para os concretos de mesma porcentagem de MS

### C.3) Absorção efetiva

Fazendo-se a diferença dos valores da massa do c.p. após a imersão pela massa do c.p. ao sair da câmara úmida, obtêm-se os valores apresentados no Quadro 5.14. Ao observar estes dados constata-se que os concretos submetidos a 50 e a 105 °C não apresentam no final do processo um teor de umidade muito diferente. Isto significa que a umidade final destes concretos não é o fator preponderante para determinar a porcentagem de absorção destes materiais. Estes resultados apresentam um c.v. muito elevado, pois acumulam as variações da perda de água na estufa e da absorção na imersão.



Quadro 5.14 Média dos resultados do ensaio de absorção total: absorção efetiva

Concreto	% MS	a/agl	Absorção efetiva (50 °C)					Absorção efetiva (105 °C)					c.v. (%) 50 e 105°C
			$\bar{x}$ (g)	S (g)	c.v. (%)	le	le*	$\bar{x}$ (g)	S (g)	c.v. (%)	le	le*	
C1	0	0,58	42,97	7,55	17,59	1,00		32,00	3,70	11,60	1,00		20,69
C2		0,37	19,33	2,80	14,51	0,45		20,40	3,60	17,73	0,64		3,81
C3		0,28	14,73	1,00	6,80	0,34		16,35	0,35	2,16	0,51		7,37
C4	5	0,58	39,77	4,15	10,44	0,92	1,00	31,25	4,75	15,26	0,98	1,00	16,97
C5		0,37	19,53	2,70	13,85	0,45	0,49	20,93	3,00	14,42	0,65	0,67	4,89
C6		0,28	19,87	3,03	15,24	0,46	0,50	22,93	4,97	21,69	0,72	0,73	10,11
C7	10	0,58	38,58	2,25	5,84	0,90	1,00	34,70	1,00	2,89	1,08	1,00	7,49
C8		0,37	23,90	4,53	18,95	0,56	0,62	25,40	4,65	18,31	0,80	0,73	4,30
C9		0,28	20,07	1,65	8,24	0,47	0,52	23,65	4,05	17,21	0,74	0,68	11,58
C10	20	0,58	50,33	12,97	25,76	1,17	1,00	45,53	9,52	20,91	1,42	1,00	7,08
C11		0,37	24,13	3,80	15,77	0,56	0,48	24,20	1,10	4,56	0,76	0,53	0,20
C12		0,28	18,87	2,33	12,38	0,44	0,37	21,70	2,80	12,96	0,68	0,48	9,86

$\bar{x}$  = média; S = desvio padrão; c.v. = coeficiente de variação;

le = índice de absorção real (em relação à umidade inicial) em relação ao concreto C1

le\* = índice de absorção real (em relação à umidade inicial) em relação ao concreto de a/agl 0,58 para os concretos de mesma porcentagem de MS

#### C.4) Resistência à compressão

O Quadro 5.15 apresenta as médias das resistências à compressão dos concretos submetidos às duas temperaturas de secagem: a última coluna traz a relação entre as resistências, mostrando que os concretos secos a 50 °C apresentaram uma resistência à compressão de 7 a 47% maior que os concretos secos a 105 °C.

Quadro 5.15 Médias dos resultados do ensaio de absorção total: resistência à compressão

Concreto	% MS	a/agl	Resist. à compressão (MPa): 50 °C					Resist. à compressão (MPa): 105 °C					$R_{50}$ $R_{105}$
			$\bar{x}$ (MPa)	S (MPa)	c.v. (%)	lr	lr*	$\bar{x}$ (MPa)	S (MPa)	c.v. (%)	lr	lr*	
C1	0	0,58	34,41	1,36	3,94	1,00		23,45	1,27	5,42	1,00		1,47
C2		0,37	51,25	3,53	6,89	1,49		44,37	1,00	2,25	1,89		1,15
C3		0,28	59,19	0,21	0,36	1,72		45,08	0,95	2,10	1,92		1,31
C4	5	0,58	41,00	3,19	7,77	1,19	1,00	32,12	1,53	4,76	1,37	1,00	1,28
C5		0,37	59,21	1,19	2,01	1,72	1,44	46,06	2,71	5,88	1,96	1,43	1,28
C6		0,28	69,20	2,34	3,38	2,01	1,69	54,57	3,08	5,65	2,33	1,70	1,27
C7	10	0,58	39,17	1,92	4,89	1,14	1,00	29,10	2,22	7,62	1,24	1,00	1,35
C8		0,37	63,43	2,64	4,16	1,84	1,62	48,23	1,92	3,98	2,06	1,66	1,31
C9		0,28	75,37	4,78	6,34	2,19	1,92	57,43	3,28	5,71	2,45	1,97	1,31
C10	20	0,58	36,42	1,31	3,58	1,06	1,00	28,65	2,23	7,78	1,22	1,00	1,27
C11		0,37	65,96	1,82	2,75	1,92	1,81	51,68	1,75	3,40	2,20	1,80	1,28
C12		0,28	73,91	5,31	7,18	2,15	2,03	68,53	1,29	1,88	2,92	2,39	1,07

$\bar{x}$  = média; S = desvio padrão; c.v. = coeficiente de variação;

lr = índice de resistência à compressão em relação ao concreto C1

lr\* = índice de resistência à compressão em relação ao concreto de a/agl 0,58 para os concretos de mesma porcentagem de MS

Baseado neste fato e nos índices de absorção de 1,67 a 2,32 vezes maior nos concretos secos a 105 °C (última coluna do Quadro 5.8) pode-se constatar o que é relatado na literatura, que a temperatura de 105 °C ao retirar a água livre e a adsorvida provoca um rompimento no gel com o surgimento de uma rede de microfissuras que são as

responsáveis pela maior porcentagem de absorção levando a uma menor resistência à compressão destes concretos (embora o aumento de temperatura provoque uma aceleração no processo de hidratação (CAMPITELI, 1987)). No concreto C12 a pequena diferença entre os valores de resistências encontrados pode ser atribuído a um estímulo da temperatura ao efeito pozolânico da MS.

Analisando os dados obtidos, deve-se procurar utilizar a secagem dos c.p. a uma temperatura de 50 °C, pois a temperatura de 105 °C indicada pela ABNT 9778 (1986) provoca modificações na microestrutura do concreto que majoram os resultados da absorção. HELENE (1993) sugere a classificação dos concretos em virtude da porosidade e da absorção de água, conforme o Quadro 5.16. Segundo esta classificação todos os concretos ensaiados a 50 °C seriam considerados como duráveis, e os concretos ensaiados a 105 °C apresentam diferentes classificações.

**Quadro 5.16** Classificação dos concretos ensaiados segundo a porosidade e porcentagem de absorção de água (conforme HELENE, 1993)

Classificação	Porosidade	Absorção	Código do concreto estudado
Concretos duráveis	< 10%	< 4,2%	todos concretos se ensaiados a 50 °C
Concretos normais	entre 10% e 15%	entre 4,2 e 6,3%	C2, C3, C11, C5, C12, C6, C8, C9
Concretos deficientes	> 15%	> 6,3%	C1, C4, C10, C7

## 5.4 MIGRAÇÃO: PENETRAÇÃO DE CLORETOS

Este ensaio, que segue as prescrições da norma americana ASTM C 1202-91 (1992), está descrito no item 4.1.4. O Quadro 5.17 apresenta os valores medidos em Coulombs da carga passante nos c.p., o desvio padrão e o coeficiente de variação para cada concreto.

**Quadro 5.17** Resultados do ensaio de penetração de cloretos

Concreto	% MS	a/agl	Carga passante (Coulombs)			$\bar{x}$ (Coulombs)	S (Coulombs)	c.v. (%)	Ic	Ic*
			c.p.1	c.p.2	c.p.3					
C1	0	0,58	5873	6334	6610	6272,0	372,30	5,94	1,00	
C2		0,37	2983	3044	3061	3029,0	41,02	1,35	0,48	
C3		0,28	2877	2708	2508	2698,0	184,70	6,85	0,43	
C4	5	0,58	2703	2103	2099	2302,0	347,60	15,10	0,37	1,00
C5		0,37	1093	876	960	976,3	109,40	11,21	0,16	0,42
C6		0,28	932	798	1003	911,0	104,10	11,43	0,14	0,40
C7	10	0,58	2031	1557	1817	1802,0	237,40	13,18	0,29	1,00
C8		0,37	630	462	467	519,7	95,58	18,39	0,08	0,29
C9		0,28	400	523	529	484,0	72,81	15,04	0,08	0,27
C10	20	0,58	934	1038	1107	1026,0	87,09	8,48	0,16	1,00
C11		0,37	395	396	520	437,0	71,88	16,45	0,07	0,43
C12		0,28	360	356	293	336,3	37,58	11,17	0,05	0,33

$\bar{x}$  = média; S = desvio padrão; c.v. = coeficiente de variação;

Ic = índice de difusão de cloretos em relação ao concreto C1

Ic\* = índice de difusão de cloretos em relação ao concreto de a/agl 0,58 para os concretos de mesma porcentagem de MS

A coluna índice de penetração de cloretos ( $I_c$ ) apresenta o coeficiente obtido pela divisão da carga passante medida para cada combinação de variáveis pelo valor da carga obtida pelo concreto de referência: a/agl 0,58 e sem MS. A coluna  $I_c^*$  apresenta o coeficiente de variação da carga passante para cada incremento de a/agl para um mesmo teor de MS.

#### A) Análise dos dados

Em alguns casos os coeficientes de variação estão elevados (acima de 4%). A grande variabilidade nos resultados é inerente a este tipo de ensaio. KULAKOVSKI (1994), utilizando este ensaio para avaliar a difusão em argamassas com MS, obteve c.v. de até 69%.

#### B) Comparação múltipla de médias

Quadro 5.18 Análise de variância para o ensaio de penetração de cloretos

Concreto	GDL	SQ	MQ	$F_{calc}$	$F_{tab}$	Significância
A: água/aglomerante	2	$22,59 \times 10^6$	$11,30 \times 10^6$	336,51	3,40	significativo
B: microssilica	3	$64,55 \times 10^6$	$21,52 \times 10^6$	640,86	3,01	significativo
C: interação AB	6	$8,72 \times 10^6$	$1,45 \times 10^6$	43,27	2,51	significativo
Erro	60	$0,81 \times 10^6$	$3,36 \times 10^4$	—	—	—
Total	71	$96,67 \times 10^6$	—	—	—	—

GDL = graus de liberdade;  
 SQ = somas quadradas;  
 MQ = médias quadradas

$F_{calc}$  = valor calculado a ser comparado com o valor tabelado;  
 $F_{tab}$  = distribuição de Fisher (nível de 5% de significância);

Pela análise de variância observa-se que para penetração de cloretos todos os fatores são significativos, sendo que a porcentagem de MS é o fator mais significativo (em todos os outros ensaios a relação a/agl foi preponderante). A comparação de médias determinada pelo Teste de DUNCAN indica a possibilidade de estabelecimento de oito grupos, conforme mostra a Figura 5.7. Analisando-se os grupos gerados verifica-se que sua formação é inicialmente decorrente das diferenças da porcentagem de MS e, posteriormente, das diferenças na relação a/agl.

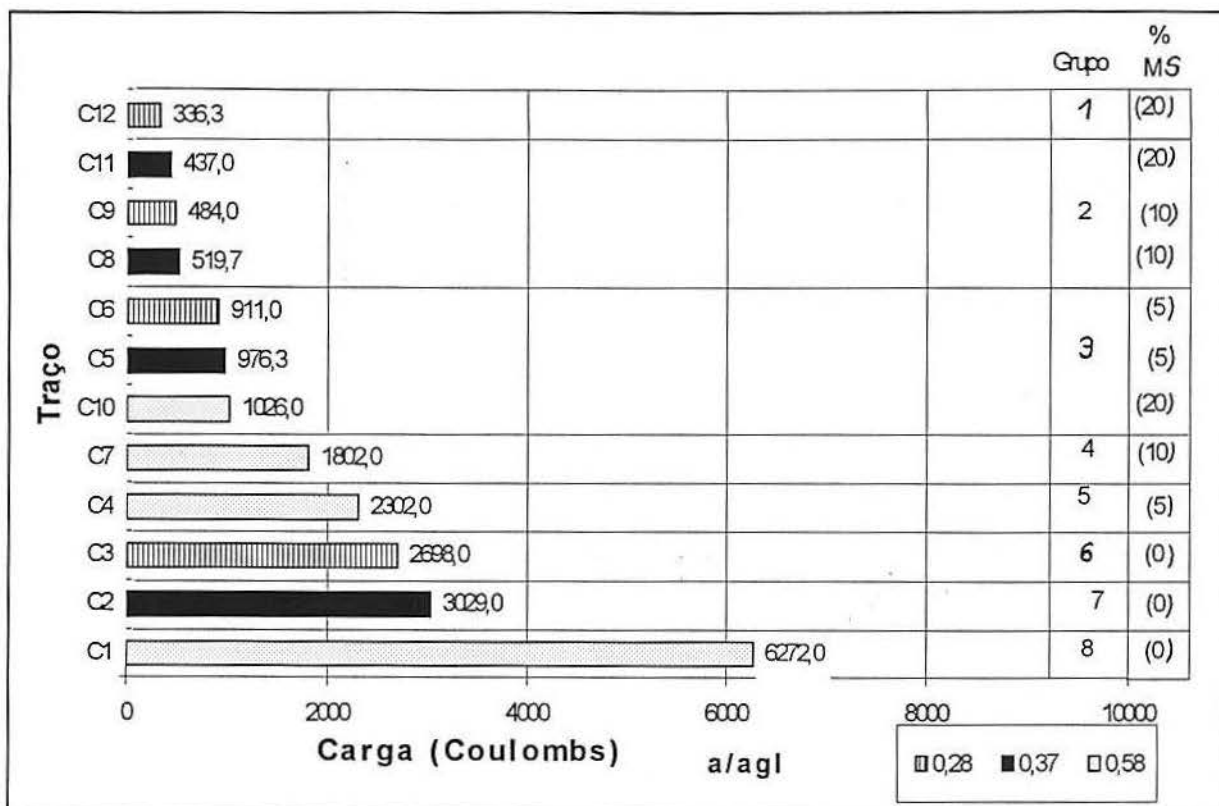


Figura 5.7 Valores médios de carga passante do ensaio de penetração de cloretos

### C) Análise da influência das variáveis

#### a) Relação a/agl

Nos concretos sem MS a redução da relação a/agl foi fundamental para a diminuição da penetração de cloretos. Concretos com igual porcentagem de MS e a/agl 0,28 e 0,37 apresentaram o mesmo desempenho (concretos C9 e C8 no grupo 2 e C6 e C5 no grupo 3).

Conforme constatado por MEHTA (1993a), neste ensaio obtém-se uma melhor visualização dos resultados, possibilitando obter conclusões mais precisas sobre os concretos de baixa permeabilidade do que o ensaio de penetração de água sob pressão. O ensaio de permeabilidade, independentemente do teor de MS empregado, apresentou em média uma diferença de apenas 2 vezes entre o maior e o menor valor da permeabilidade nos concretos de a/agl baixos (0,28 e 0,37) e de 4,4 nos concretos de a/agl 0,58. No ensaio de penetração de cloretos, a diferença entre o maior e menor valor encontrado para os concretos de a/agl 0,28, 0,37 e 0,58 foram, respectivamente, 8,0, 6,9 e 6,1 vezes.

Ao confrontar os resultados obtidos para estes concretos com a tabela de classificação da permeabilidade aos íons cloretos fornecida pela ASTM C 1201 (1992) (ver Quadro 4.1), constata-se que os concretos que apresentam de 100 a 1.000 Coulombs de

carga passante são classificados como apresentando permeabilidade a íons cloretos muito baixa. Neste contexto, poder-se-ia classificar os concretos C12, C11, C9, C8, C6, C5 (de  $a/agl$  0,28 e 0,37) e, praticamente, o C10 ( $a/agl = 0,58$ ) como tendo o mesmo desempenho. PRUDÊNCIO JR. (1993), entretanto, salienta que esta classificação é apenas qualitativa, não existindo uma relação definitiva com modelos de vida útil do material.

Designar um teor ótimo de relação  $a/agl$  pode ser muito subjetivo. Se considerarmos apenas o menor valor de carga total passante, o  $a/agl$  0,28 com 20% de MS é o mais indicado. Se, entretanto, considerarmos a classificação da ASTM, um  $a/agl$  0,37 com 5% de MS é suficiente. MEHTA (1993a) diz que um CAD submetido a este ensaio não deve apresentar uma carga passante total superior a 500 Coulombs. Baseado nesta observação tem um mesmo desempenho os concretos C12 e C9 ( $a/agl$  0,28) e C11 ( $a/agl$  0,37), sendo que C9 emprega 10% de MS e os outros dois 20% de MS.

#### b) Teor de MS

De todos os ensaios realizados neste trabalho o teor de MS foi o mais significativo só neste ensaio de penetração de cloretos. Nota-se claramente que os valores de 5, 10 e 20% de MS diminuem progressivamente a permeabilidade a íons para todas as relações  $a/agl$  estudadas. O aumento do teor de MS é mais efetivo na diminuição da penetração de íons no concreto de maior  $a/agl$  em valores absolutos (reduz a carga média passante de 6272 para 1026: reduziu para 16% a carga passante), mas em valores relativos os concretos com menores  $a/agl$  apresentam melhor desempenho: ao aumentar ao máximo a porcentagem de MS nos concretos de  $a/agl$  0,28 diminuiu de 2698 para 336 Coulombs, ou seja, reduziu-se para 12% o valor da carga passante.

O teor máximo de MS empregado (20%) foi o que apresentou os melhores resultados para todos os concretos estudados neste ensaio. Ao observarmos os resultados dos outros ensaios constata-se que um teor de aproximadamente 10% de MS é o mais indicado para diminuir a permeabilidade e absorção destes concretos, sendo que teores acima deste valor tendem a piorar os resultados, pois a coesão aumenta ficando mais difícil uma eficiente compactação.

KULAKOWSKI (1994) ao realizar este ensaio em argamassas com MS constatou que argamassas de menor teor de MS apresentaram uma quantidade menor de cloretos retidos que os traços de maior teor de MS (menos porosos). Esta pesquisadora supõe ter ocorrido uma migração dos cloretos ao longo de todo o c.p. de menor teor de MS, tendo estes cloretos alojado-se na meia-célula de NaOH, constatou também que na argamassa de maior relação  $a/agl$  registrou-se a maior carga total passante e um grande aumento na temperatura do c.p. que provavelmente tenha contribuído para acelerar a



mobilidade iônica. Este aumento de temperatura também foi observado nos concretos de elevada relação a/agl e sem MS, principalmente nos concretos C1, C2 e C4.

Observa-se, entretanto, que esta conclusão só poderia ser confirmada se tivesse sido realizada uma análise das soluções contidas nas meias-células após a realização dos ensaios de migração de cloretos.

Ensaio feitos por PIGEON et al. (1993), conforme AASTHO T277 em concretos com relação a/c 0,22; 0,25; 0,35 e 0,45 com teores de 0, 5, 10, 15 e 20% de MS ensaiados aos 3, 7, 28 e 90 dias, confirmaram que o uso de MS reduz significativamente a penetração dos íons cloreto, sendo que esta redução aumenta com o aumento da quantidade de MS usada para um mesmo a/c. Esta diminuição associada ao aumento do teor de MS pode estar relacionada ao baixo teor de íons na água dos poros capilares que aumentam a resistência elétrica do concreto além do refinamento da estrutura dos poros. A penetração de  $Cl^{-1}$  diminui com a redução do a/c e com o aumento da finura do cimento que reduz a permeabilidade devido a uma estrutura de poros mais finos.

BAYASI (1992), ensaiando vários concretos com MS, encontrou os resultados apresentados no Quadro 5.19, concluindo que a penetração de cloretos será menor quanto maior for a porcentagem de MS empregada e quanto maior for a porcentagem de agregados utilizados para uma mesma quantidade de MS.

**Quadro 5.19** Permeabilidade a cloretos em CAD com MS (BAYASI, 1992)

Concreto n <sup>o</sup>	1	3	5	7	9	11	13
Porcentagem de MS	10	10	15	15	20	20	30
Porcentagem de superplastificante (tipo F)	1	1	1	1	1	1	5
a/c	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,43
areia + agregado cimento + MS	3,8	2,0	3,0	2,0	3,0	2,0	1,0
% vazios permeáveis (ASTM C642)	12,6	20,3	19,0	23,6	20,4	18,3	28,5
Permeabilidade (Coulombs)	841	2.288	951	1.329	623	1024	580

## 5.5 TEOR DE AR INCORPORADO: MÉTODO PRESSOMÉTRICO E GRAVIMÉTRICO

Devido à disponibilidade de tempo e de material, os ensaios para determinação do teor de ar não foram realizados para todas as 3 baterias de c.p. O método pressométrico foi realizado junto com a moldagem dos 2<sup>os</sup> e 3<sup>os</sup> c.p., sendo o teor de ar pelo método gravimétrico feito com o concreto produzido para os 3<sup>os</sup> c.p. Estes ensaios descritos nos itens 4.2.1 e 4.2.2 foram realizados para poderem contribuir na análise dos resultados dos outros ensaios. A utilização de dois métodos distintos para obtenção da porcentagem de ar incorporado do concreto teve como objetivo verificar qual a variação

entre os resultados encontrados e para verificar qual dos dois têm maior praticidade na execução. O Quadro 5.20 apresenta os resultados destes ensaios.

**Quadro 5.20** Resultados dos ensaios do teor de ar: métodos pressométrico e gravimétrico

Concreto	% MS	a/agl	% Ar lido no manômetro (pressométrico)			% Ar gravimétrico	% Ar pelos dois métodos			$I_{ar}$	$I_{ar}^*$
			$\bar{x}$ (% ar)	S (% ar)	c.v. (%)		$\bar{x}$ (% ar)	S (% ar)	c.v. (%)		
C1	0	0,58	1,35	0,07	5,24	1,5	1,42	0,11	7,44	1,00	
C2		0,37	1,95	0,07	3,63	2,0	1,97	0,04	1,79	1,39	
C3		0,28	2,70	0,14	5,24	2,9	2,80	0,14	5,05	1,97	
C4	5	0,58	1,45	0,07	4,88	1,7	1,57	0,18	11,22	1,11	1,00
C5		0,37	1,80	0,14	7,86	1,9	1,85	0,07	3,82	1,30	1,18
C6		0,28	2,35	0,07	3,01	2,4	2,37	0,03	1,49	1,67	1,50
C7	10	0,58	1,50	0,14	9,43	1,7	1,60	0,14	8,84	1,13	1,00
C8		0,37	1,75	0,07	4,04	2,0	1,87	0,18	9,43	1,30	1,17
C9		0,28	2,30	0,14	6,15	2,5	2,40	0,14	5,89	1,69	1,50
C10	20	0,58	1,75	0,07	4,04	1,7	1,72	0,03	2,05	1,21	1,00
C11		0,37	1,80	0,14	7,86	2,3	2,05	0,35	17,25	1,44	1,19
C12		0,28	2,30	0,28	12,30	2,6	2,45	0,21	8,66	1,72	1,42

$\bar{x}$  = média; S = desvio padrão; c.v. = coeficiente de variação;

$I_{ar}$  = Índice de porcentagem de ar incorporado em relação ao concreto C1

$I_{ar}^*$  = Índice de porcentagem de ar incorporado em relação ao concreto de a/agl 0,58 para os concretos de mesma porcentagem de MS

A coluna índice de ar ( $I_{ar}$ ) apresenta o coeficiente obtido pela divisão da porcentagem média de ar incorporado para cada combinação de variáveis de cada um dos demais concretos pelo valor da porcentagem média de ar incorporado do concreto de referência (a/agl = 0,58 e 0% de MS). A coluna  $I_{ar}^*$  apresenta para cada porcentagem de MS o coeficiente de variação da porcentagem média de ar incorporado devido à alteração da relação a/agl em relação ao concreto de a/agl 0,58.

As porcentagens de ar incorporado encontradas nos concretos estudados estão em consonância ao que se constata na literatura, segundo KREIJGER (1984), a porcentagem de ar incorporado no CAD fresco é de aproximadamente 2%.

#### A) Análise dos dados

Verifica-se que alguns coeficientes de variação são elevados. Pelo Quadro 5.1 os dados de c.v. de metade dos concretos são classificados como excelentes ou muito bons, um concreto como bom, três como razoáveis e dois concretos apresentam dados ruins.

#### B) Análise da influência das variáveis

##### a) Relação a/agl

Os concretos de maior relação a/agl têm maior facilidade de adensamento, com isto tende-se a ter uma menor quantidade de ar incorporado. Observando especialmente as colunas  $I_{ar}$  e  $I_{ar}^*$  do Quadro 5.20 consegue-se constatar este fenômeno.

### b) Teor de MS

As colunas  $lar$  e  $lar^*$  mostram que sem adição de MS, ao reduzir-se a relação  $a/agl$  de 0,58 para 0,37, ocorre em média um aumento de 39% na incorporação de ar, que chega a 97% nos concretos de  $a/agl$  0,28. Ao adicionar-se MS esta incorporação de ar fica em média entre 18 e 50%, respectivamente. Embora tenham-se usado teores diferentes de superplastificantes pode-se constatar o que se relata na literatura: em certos níveis de adição a MS propicia um aumento na coesão dos concretos, levando a uma menor incorporação de ar, desde que bem adensado.

Ao analisarem-se os dados do Quadro 5.21, observa-se que nos concretos sem superplastificantes (concretos com relação  $a/agl$  0,58) o aumento no teor de MS provoca um aumento na porcentagem de ar incorporado quando não se tem uma compactação eficiente pois tem-se um aumento na coesão da mistura (que pode ser observado pela diminuição no abatimento). Nos concretos com superplastificante o aumento no teor de MS provoca uma diminuição na porcentagem de ar incorporado ao se adicionar 5% de MS. LARRARD (1989) constatou que esta quantidade de MS evita a sedimentação do cimento facilitando sua fluidez. Nos concretos estudados a menor porcentagem de aditivo empregada foi quando se utilizou 5% de MS.

Constata-se que o emprego de MS torna a ação do superplastificante mais efetiva, nos concretos com 5 e 10% de MS utilizou-se, de modo geral, uma quantidade menor de superplastificante que os concretos sem adição desta pozolana.

**Quadro 5.21** Porcentagem média de ar incorporado, porcentagem de aditivo superplastificante e abatimento médio obtidos para os concretos estudados

		% média de ar incorporado			% de aditivo superplastificante			Abatimento médio (mm)		
		0,28	0,37	0,58	0,28	0,37	0,58	0,28	0,37	0,58
% de MS	0	2,80	1,97	1,42	2,50	1,50	0	69	103	128
	5	2,37	1,85	1,57	1,85	1,00	0	47	74	87
	10	2,40	1,87	1,60	2,22	1,50	0	57	85	72
	20	2,45	2,05	1,72	3,55	1,76	0	67	71	55

### C) Ar incorporado e resistência à compressão

NEVILLE (1982) observa que a incorporação de diferentes teores de ar para um mesmo concreto convencional, em certos limites, acarreta uma diminuição na sua resistência à compressão. Nos concretos estudados não foi possível fazer esta comparação, pois as diferentes relações  $a/agl$  e teores de MS mostraram preponderância sobre a resistência que o teor de ar incorporado.

Os c.p. de mesmo teor de MS apresentaram sempre para o de menor  $a/agl$  a maior porcentagem de ar incorporado e a maior resistência à compressão, sendo que os

de  $a/agl$  0,58 incorporaram menos ar e obtiveram sempre a menor resistência. Para os concretos de mesma relação  $a/agl$  os de maior resistência não foram os que apresentaram menores teores de ar incorporados.

#### D) Ar incorporado, permeabilidade, absorção e migração

Como no ensaio de resistência à compressão, as diferentes relações  $a/agl$  e teores de MS mostraram maior preponderância sobre estas propriedades que o teor de ar incorporado. Os concretos de mesmo teor de MS apresentaram sempre para o de menor  $a/agl$  a maior porcentagem de ar incorporado e a menor permeabilidade e absorção, sendo que os de  $a/agl$  0,58, incorporaram menos ar e obtiveram sempre a maior permeabilidade e absorção. Isto pode ser possível se estes vazios de ar não estiverem interconectados com a superfície do concreto através de poros capilares, estas propriedades não vão ser afetadas pela maior ou menor incorporação de ar. Analisando-se os concretos de mesma relação  $a/agl$  e diferentes teores de MS, os concretos de menor quantidade de ar incorporado não foram os que obtiveram os menores valores de permeabilidade e absorção.

## 5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

#### A) Avaliação dos ensaios realizados

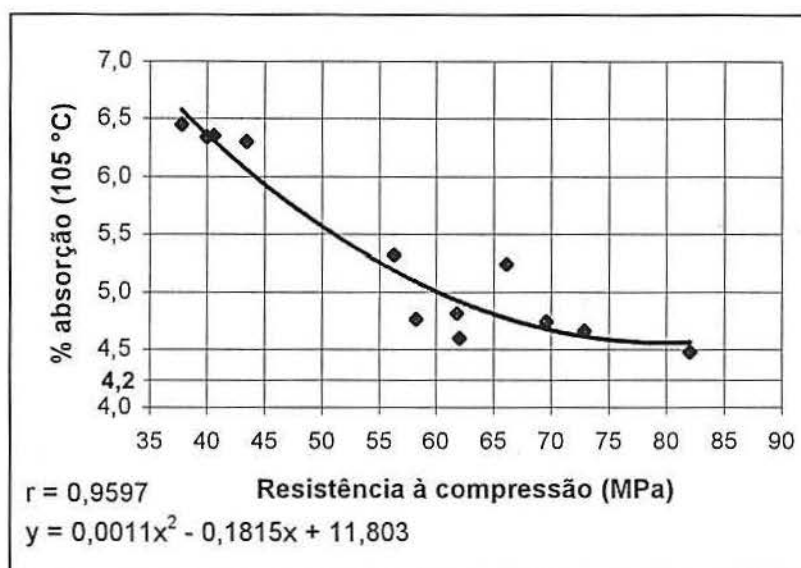
Devido aos bons resultados e da variabilidade aceitável obtida pelos dados coletados, pode-se dizer que o programa experimental foi bem sucedido.

De todos os ensaios realizados para avaliar o deslocamento de um fluido através do concreto, o de absorção mostrou-se como o de mais simples e fácil execução, sendo indicável até como um ensaio de controle usual. Ensaio bastante trabalhoso são os de penetração de água sob pressão no manuseio do equipamento e o de difusão de cloretos pelo trabalhoso e demorado preparo dos c.p., podendo-se dizer que eles são satisfatórios para avaliar qualitativamente um material através de comparações. Para auxiliar a interpretação dos resultados do ensaio de penetração de cloretos deve-se fazer a análise da solução nas meia-células no término do experimento. Com isso será possível determinar se os cloretos migram ao longo de todo corpo de prova (como se supõe no concreto de água/aglomerante 0,58 sem microssilica), ou para verificar se outros íons (como observam ANDRADE (1993) e HELENE (1993)) contribuíram na corrente registrada.

## B) Comparação entre os ensaios executados

Embora a resistência mecânica do concreto não esteja diretamente relacionada a sua durabilidade, que é muito mais identificada com a facilidade de deslocamento de um fluido pelo seu interior, estas propriedades estão indiretamente relacionadas através da microestrutura referente a seus vazios (poros e fissuras).

Verifica-se uma relação com comportamento de aproximadamente uma equação polinomial (coeficiente de correlação = 0,9597) ao se plotar os resultados de absorção (105 °C) com resistência à compressão, que indica uma redução da absorção com o aumento da resistência, como mostra a Figura 5.8. Conforme esta relação, concretos com resistência superior a 80 MPa apresentam valores que se aproximam a percentagem de absorção de 4,2%, indicada por HELENE (1993) para considerar um concreto durável.



**Figura 5.8** Resistência à compressão x porcentagem de absorção

Plotando os resultados de resistência com o de penetração de água sob pressão, como mostra a Figura 5.9, nota-se que existe uma tendência de redução da penetração com o aumento de resistência. Seguindo o comportamento que sugere uma equação potencial (coeficiente de correlação = 0,9267) o concreto deve ter uma resistência superior a 71 MPa para que a penetração de água seja inferior a 10 mm, indicando um concreto impermeável (HELENE, 1993).

\*Obs.: os gráficos (figura 6.1) foram feitos utilizando o programa computacional Microsoft Excel Versão 5.0 for Windows 3.11.



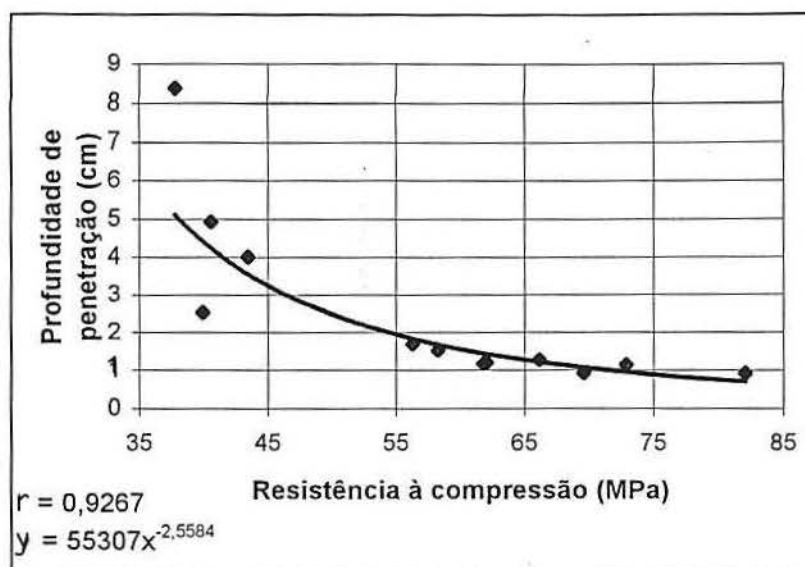


Figura 5.9 Resistência à compressão x penetração de água sob pressão

Ao plotar os resultados de resistência com o de migração de cloretos, observa-se um comportamento de uma equação potencial (coeficiente de correlação = 0,6350) entre estas duas propriedades, como mostra a Figura 5.10. Conforme esta relação, o concreto deverá ter uma resistência superior a 65 MPa para que a carga passante seja inferior a 500 C, que é indicado para CAD quando avaliado pelo ensaio acelerado de penetração de cloretos da AASHTO T 277-83 (MEHTA, 1993a). Observa-se que o coeficiente de correlação encontrado é muito baixo, devendo-se ter muita cautela na análise dos dados, pois os concretos C2 e C3 com resistência à compressão respectivamente de 56,31 e 66,14 MPa apresentam uma carga total passante de 3029 e 2698 C.

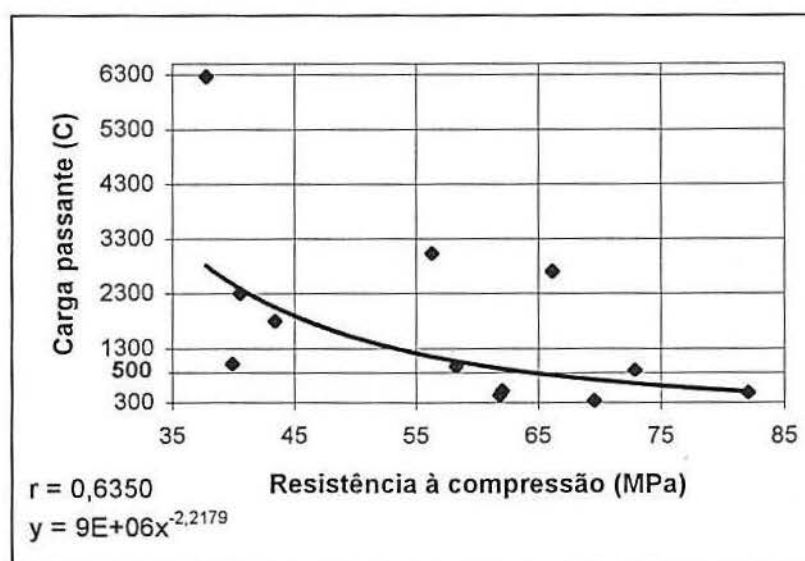


Figura 5.10 Resistência à compressão x migração de cloretos

## 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PRÓXIMOS TRABALHOS

Este trabalho expõe um estudo da porosidade e permeabilidade do concreto de alto desempenho com microssilica. Deve-se ressaltar que as conclusões e considerações apresentadas não devem ser tomadas de forma absoluta, pois são referentes somente aos dados obtidos de concretos que utilizaram tipos, quantidades e qualidades específicas de materiais e técnicas de execução. Sua representatividade deve ser firmada através da execução de novas pesquisas que apresentem resultados que possam complementar, confirmar ou discordar dos dados obtidos neste estudo.

Espera-se que as conclusões obtidas venham a colaborar no desenvolvimento de concretos duráveis, especialmente no que se refere a uma baixa permeabilidade, ou como subsídio de novas pesquisas na área.

### 6.1 CONCLUSÕES

Após a revisão bibliográfica e em consequência dos dados fornecidos no Capítulo 5 referentes ao programa experimental, pode-se estabelecer sobre o desempenho quanto à porosidade e à permeabilidade dos concretos elaborados com diferentes teores de microssilica e água/aglomerante, as seguintes conclusões:

- A **relação água/aglomerante** é a variável mais importante no desenvolvimento da porosidade e da possibilidade de deslocamento de um fluido através do concreto. Seu efeito foi o mais significativo nos ensaios de resistência à compressão, de penetração de água sob pressão e no de absorção. Uma menor quantidade de água de amassamento propicia a obtenção de uma microestrutura mais densa, sobretudo na zona de transição pasta/agregado, com produtos de hidratação apresentando cristais de menor tamanho, com porosidade aberta reduzida e com menor quantidade de canais capilares que propiciam deslocamentos através do concreto. Esta alta densidade em todo concreto é o principal objetivo a ser atingido quando se quer obter concretos de alto desempenho.

- A **adição de microssílica** mostrou-se importante na diminuição dos deslocamentos através dos concretos, sendo o elemento mais importante na diminuição da migração de cloretos. Entretanto, a eficiência da adição de microssílica foi variável por causa da quantidade empregada, do tipo de ensaio e da relação água/aglomerante. A partir de um certo teor de microssílica ocorre um grande aumento na coesão, o que pode prejudicar a homogeneidade da microestrutura pela dificuldade de adensamento.

Os resultados no estudo experimental vêm reforçar o potencial de emprego da microssílica visando o aumento da durabilidade do concreto. Analisando-se o aspecto custo/benefício e aspectos técnicos que indiquem concretos de baixo deslocamento de fluidos pelo seu interior, pode-se dizer que para uma baixa permeabilidade é indicado o uso de 10% de microssílica e água/aglomerante 0,28 (concreto C9), que também é o mais indicado para uma baixa absorção. Para uma baixa migração pode-se utilizar tanto o concreto C9 como o C11 (água/aglomerante 0,37 e 20% de microssílica).

A utilização de microssílica até certos teores causa vantagens indiscutíveis ao concreto devido aos seus efeitos microfíler e pozolânico, que, entre muitos benefícios densifica a matriz da pasta de cimento hidratada, levando a uma diminuição do tamanho dos poros e canais capilares. Pelo empacotamento mais eficiente de suas partículas elimina o efeito parede dos agregados, diminuindo o acúmulo de água, propiciando uma zona de transição pasta/agregado mais resistente devido principalmente a sua rápida reação com o hidróxido de cálcio originando silicato de cálcio hidratado que é muito mais resistente.

Segundo os resultados dos ensaios executados com estes concretos, a adição de microssílica produziu resultados mais efetivos para as relações água/aglomerante menores (0,28 e 0,37) em números relativos, nos ensaios de absorção, migração de cloretos e resistência à compressão. Apenas nos ensaios de permeabilidade a adição de microssílica produziu os resultados mais efetivos para maior relação água/aglomerante (0,58), tanto em números absolutos como relativos, como é observado por muitos trabalhos publicados na literatura. WOLF (1991) observa em seus ensaios de penetração de água sob pressão e absorção que o aumento da relação água/aglomerante implica um aumento da eficiência das adições de microssílica em números absolutos e relativos.

Deve-se ressaltar que os traços de menor relação água/aglomerante (0,28 e 0,37) possuíam aditivo superplastificante em diferentes teores, o que pode ter colaborado para obtenção de uma microestrutura mais homogênea, pois estes aditivos propiciam uma melhor dispersão dos aglomerantes pelo concreto.

## 6.2 SUGESTÕES PARA OUTROS TRABALHOS

Durante a execução deste trabalho constatou-se que, devido à complexidade dos fenômenos envolvidos com a porosidade e deslocamento de fluidos através do concreto, necessitam ser desenvolvidos alguns itens que não foram estudados devido a limitações da pesquisa e do programa experimental, ou por terem surgido no decorrer de seu desenvolvimento, ou através da revisão bibliográfica. Alguns destes itens, que podem fazer parte de outros trabalhos são sugeridos a seguir:

- realizar estudos que avaliem a microestrutura através de microscopia eletrônica e difração de raios X, com o objetivo de verificar como diferentes teores de microssílica, em diferentes idades, provocam alterações na porosidade, zona de transição pasta/agregado e nos compostos hidratados com o objetivo de fornecer subsídios para elaboração de normas de concreto de alto desempenho.
- utilizar outros ensaios de absorção, permeabilidade e migração com os mesmos traços de concreto estudados neste trabalho, para comparar os resultados e investigar a eficiência destes ensaios.
- executar os mesmos ensaios deste trabalho em concretos com variações no tipo de cimento, presença de adições como cinza volante e cinza de casca de arroz, condições de cura, tipo de adensamento e diferentes teores e tempos de utilização de superplastificantes.
- para estes mesmos concretos estudados, executar o ensaio de migração acelerada de cloretos com outras diferenças de potencial e exposição destes concretos em condições reais, colocando os c.p.em contato direto com a água do mar.
- estudar outras propriedades destes concretos como, por exemplo, resistência à flexão, módulo de deformação, retração, coeficiente de dilatação térmica, aderência concreto-concreto e aço-concreto, entre outros.
- empregar um teor de 15% de MS para todos os concretos e submetê-los aos mesmos ensaios feitos neste trabalho para que se obtenha uma maior informação sobre o teor de MS a empregar.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AARSLEFF, L.; et al. On the properties of ultra high strength concrete with particular reference to heat of hydration. In: SYMPOSIUM ON VERY HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.19-30.
- ADDIS, B. J.; ALEXANDER, M.G. A method of proportioning trial mixes for high strength concrete. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH CONCRETE, 2., Berkeley. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1990. p.287-308. (ACI. SP, 121).
- ADELMAN, D.; COUSINS, T. E. Evaluation of the use of high strength concrete bridge girders in Louisiana. **Journal of the Precast/Prestressed Concrete Institute**, Chicago, v.35, n.5, p.70-78, Sept./Oct. 1990.
- AİTCIN, P.-C. et al. Development and experimental use of a 90 MPa (13,000 psi) field concrete. In: SYMPOSIUM ON HIGH-STRENGTH CONCRETE. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1985a. p.51-70. (ACI. SP, 87).
- AİTCIN, P.-C. et al. Long-term characteristics of a very high strength concrete. **Concrete International**, Detroit, v.12, n.1, p.40-44, Jan.1990.
- AİTCIN, P.-C. et al. Very high strength cement for very high strength concrete. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985b. v.42, p.201-210.
- AİTCIN, P.-C.; NEVILLE, A. High-performance concrete demystified. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.1, p.21-26, Jan.1993.
- AİTCIN, P.-C.; RIAD, N. Curing temperature and very high strength concrete. **Concrete International**, Detroit, v.10, n.10, p.69-72, Oct. 1988.
- ALDRED, J. M. HPI Concrete-hydrophobic poreblocking ingredient improves concrete durability. **Concrete International**, Detroit, v.10, n.11, p.52-57, Nov.1988.
- ALEXANDERSON, J. Self-smoothing floors based on polymer cement concrete. **Concrete International**, Detroit, v.12, n.1, p.49-51, Jan.1990.
- ALFORD, N. McN.; BIRCHAL, J. D. The properties and the potential applications of macrodefect-free cement. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.265-276.
- AMARAL FILHO, E. M. Concreto de alta resistência. **Revista IBRACON**, São Paulo, n.4, p.40-49, abr./maio/jun. 1992.
- AMARAL, C. K. do. Microsílica em concretos e argamassas de alta resistência. In: REUNIÃO ANUAL DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 30., 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1988. v.1, p.67-80.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. Standard method of test for rapid determination of the chloride permeability of concrete - AASHTO designation: T277-83. Washington, 1986.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Abstract of the Committee 363. High-strength concrete. **Concrete International**, Detroit, v.9, n.10, p.63-68, Oct. 1987.
- Committee 214. **ACI Manual of concrete practice**. Detroit: ACI, 1991. v.2: Recommended practice for evaluation of strength test results of concrete (Reapproved 1989), p. 214-1-214-14.



- . Committee Report ACI 212.3R. Chemical admixtures for concrete. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.86, n.3, p.297-327, May/June 1989.
- . Committee Report ACI 212.4R. Guide for the use of high-range water- reducing admixtures (superplasticizers) in concrete. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.4, p.40-48, Apr. 1993.
- . Committee Report ACI 363.1R-87. Research needs for high-strength concrete. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.84, n.6, p.559-577, nov./dec. 1987.
- . Committee 363. **ACI Manual of concrete practice**. Detroit: ACI, 1991. v 2: State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete, p.363R-1-363R-48.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Specification for fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in Portland cement concrete - ASTM designation C. 618-91. Philadelphia, 1992.
- . Standard specification for concrete aggregates - ASTM designation: C 33-90. Philadelphia, 1991.
- . Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration - ASTM designation: C. 1202-91. Philadelphia, 1992.
- ANDERSON, F. D. Statistical controls of high- strength concrete. In: SYMPOSIUM ON HIGH-STRENGTH CONCRETE. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1985. p.72-82. (ACI. SP, 87).
- ANDRADE, M. C. et al. Measurement of chloride diffusion coefficient from migration tests. In: CORROSION 93/NACE, 1993, EUA. Paper n.319, Houston: NACE, 1993, 11p.
- ANDRADE, M. C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armadura**. São Paulo: PINI, 1992. 104p.
- ÁSGEIRSSON, Haraldur. Ten years of experience: intermilled silica fume in icelandic cement. **Concrete International**, Detroit, v.14, n.7, p.56, July 1992.
- ASSELANIS, J. G. et al. Effect of curing conditions on the compressive strength and elastic modulus of very high-strength concrete. **Cement, Concrete and Aggregates**, Philadelphia, v.11, n.1, p.80-83, Summer 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostragem de concreto fresco produzido por betoneiras estacionárias: NBR 5750**. Rio de Janeiro, 1980.
- . **Concreto - determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone: NBR 7223**. Rio de Janeiro, 1981.
- . **Moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto cilíndricos ou prismáticos: NBR 5738**. Rio de Janeiro, 1984.
- . **Agregado - determinação da composição granulométrica: NBR 7217**. Rio de Janeiro, 1987.
- . **Agregado - determinação de impurezas orgânicas húmicas em agregado miúdo: NBR 7220**. Rio de Janeiro, 1987.
- . **Agregado em estado compacto e seco- determinação da massa unitária: NBR 7810**. Rio de Janeiro, 1983.
- . **Agregado graúdo - determinação do índice de forma pelo método do paquímetro: NBR 7809**. Rio de Janeiro, 1983.
- . **Agregados - determinação da absorção de água em agregados miúdos: NBR 9777**. Rio de Janeiro, 1987.
- . **Agregados - determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de Chapman: NBR 9776**. Rio de Janeiro, 1987.
- . **Agregados - determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo: NBR 9937**. Rio de Janeiro, 1987.
- . **Agregados para concreto: NBR 7211**. Rio de Janeiro, 1983.
- . **Argamassa e concreto endurecido - determinação de absorção de água por capilaridade: NBR 9779**. Rio de Janeiro, 1986.

- **Argamassa e concreto endurecido - determinação da absorção de água por imersão - índice de vazios e massa específica:** NBR 9778. Rio de Janeiro, 1986.
  - **Câmaras úmidas para cura de corpos-de-prova de cimento e concreto:** NBR 9479. Rio de Janeiro, 1986.
  - **Cimento Portland - determinação de enxofre na forma de sulfeto:** NBR 5746. Rio de Janeiro, 1991.
  - **Cimento Portland - determinação de perda de fogo:** NBR 5743. Rio de Janeiro, 1989.
  - **Cimento Portland - determinação de resíduo insolúvel:** NBR 5744. Rio de Janeiro, 1991.
  - **Cimento Portland - determinação de anidrido sulfúrico:** NBR 5745. Rio de Janeiro, 1989.
  - **Cimento Portland - determinação da resistência à compressão:** NBR 7215. Rio de Janeiro, 1991.
  - **Cimento Portland - determinação de óxido de cálcio livre pelo etileno glicol:** NBR 7227. Rio de Janeiro, 1990.
  - **Cimento Portland - determinação da finura por meio da peneira número 200:** NBR 11579. Rio de Janeiro, 1991.
  - **Cimento Portland - determinação dos tempos de pega:** NBR 11581. Rio de Janeiro, 1991.
  - **Cimento Portland - determinação de óxido de sódio e óxido de potássio por fotometria de chama:** NBR 5747. Rio de Janeiro, 1989.
  - **Cimento Portland comum e clínquer - análise química por complexidade:** NBR 9203. Rio de Janeiro, 1985.
  - **Cimento Portland e outros materiais em pó - determinação da massa específica:** NBR 6474. Rio de Janeiro, 1984.
  - **Cimento Portland e outros materiais em pó - determinação da área específica:** NBR 7224. Rio de Janeiro, 1984.
  - **Concreto endurecido - determinação do coeficiente de permeabilidade à água:** NBR 10786. Rio de Janeiro, 1988.
  - **Concreto endurecido - determinação da penetração de água sob pressão:** NBR 10787. Rio de Janeiro, 1989.
  - **Concreto fresco - determinação do teor de ar pelo método pressométrico:** NBR 11686. Rio de Janeiro, 1990.
  - **Concreto fresco - determinação da massa específica e do teor de ar pelo método gravimétrico:** NBR 9833. Rio de Janeiro, 1987.
  - **Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto:** NBR 5739. Rio de Janeiro, 1980.
  - **Projeto e execução de obras de concreto:** NBR 6118. Rio de Janeiro, 1978.
- ASWAD, A.; HESTER, W. T. Impact of high-strength concrete on design and service behaviour of prestressed precast concrete members. In: SYMPOSIUM ON HIGH-STRENGTH CONCRETE, *Proceedings...* Detroit: ACI, 1985. p.9-20. (ACI. SP, 87)
- BAGGOTT, R.; SARANDILY, A. High strength autoclaved mortars. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT- BASED MATERIALS, 1984, Boston. *Proceedings...* Pittsburgh: MRS, 1985. v.4.2, p.69-78.
- BALAGURU, P.; RAMAKRISHNAN, V. Chloride permeability and air void characteristics of concrete containing high range water reducing admixture. *Cement and Concrete Research*, Elmsford, v.18, n.3, p.401-414, May 1988.
- BAMFORTH, P. B. The relationship between permeability coefficients for concrete obtained using liquid and gas. *Magazine of Concrete Research*, London, v.39, n.138, p.3-11, Mar. 1987.
- BANTHIA, N.; MINDESS, S. Water permeability of cement paste. *Cement and Concrete Research*, Elmsford, v.19, n.5, p.727-736, Sept. 1989.

- BARFOOT, Jack. Controlled permeability formwork. **Concrete**, London, v.25, n.3, p.12-15, Mar./Apr. 1991.
- BAYASI, Z. Effect of fly ash on the properties of silica-fume concrete. **Concrete International**, Detroit, v.14, n.4, p.52-54, Apr. 1992.
- BAZANT, Z. P. Practical prediction of creep and shrinkage of high strength concrete. **Matériaux et Constructions**, Paris, v.17, n.101, p.375-378, sept./août. 1984.
- BENTUR, A.; COHEN, M. D. Effect of condensed silica fume on the microstructure of the interfacial zone in Portland cement mortars. **Journal of the American Ceramic Society**, Easton, v.70, n.10, p.738-743, Oct. 1987.
- BERKE, N. S. et al. Protection against chloride-induced corrosion. **Concrete International**, Detroit, v.10, n.12, p.45-55, Dec. 1988.
- BERNTSSON, Leif et al. Principles and factors influencing high-strength concrete production. **Concrete International**, Detroit, v.12, n.12, p.59-62, Dec. 1990.
- BICKLEY, J. A. et al. The CN tower. **Concrete International**, Detroit, v.14, n.8, p.51-55, Aug. 1992.
- BICKLEY, J. Prequalification requirements for the supply and testing of very high strength concrete. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.2, p.62-64, Feb. 1993.
- BIJEN, J. M. Maintenance and repair of concrete structures. **Heron**, Delft, v.34, n.2, p.5-42, Apr. 1989.
- BOGUE, R. H. **La química del cemento Portland**. Madrid: Dossat, 1952. 646p.
- BRADLEY-WILLIAMS, T. S. The production of microsilica. **Concrete**, London, v.20, n.8, p.17-18, Aug. 1986.
- BRIGHT, R. P. et al. Polymer impregnation of an impervious cementitious composite material. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.287-294.
- BUENFELD, N. R.; NEWMAN, J. B. The permeability of concrete in a marine environment. **Magazine of Concrete Research**, London, v.36, n.127, p.67-80, June 1984.
- BUIL, M. Very high performance materials for civil engineering based upon silica fume. **Travaux**, Paris, n.624, p.8-12, sept. 1987.
- BURNETT, I. Silica fume concrete in Melbourne, Australia. **Concrete International**, Detroit, v.13, n.8, p.18-24, Aug. 1991.
- BYFORS, K. Influence of silica fume and fly ash on chloride diffusion and pH values in cement paste. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.17, n.1, p.115-130, Jan.1987.
- CABRERA, J. G. Effect of curing on durability. **Concrete International**, Detroit, v.12, n.2, p.47-54, Feb. 1990.
- CABRERA, J. G.; CLAISSE, P. A. Measurement of chloride penetration into silica fume concrete. **Cement and Concrete Composites**, Barking, v.12, n.3, p.157-161, July 1990.
- CAMPITELI, V. C. **Porosidade do concreto**. São Paulo: Escola Politécnica da USP, 1987. 15p. (Boletim Técnico, 9).
- CARINO, N. J.; CLIFTON, J. R. High-performance concrete: research needs to enhance its use. **Concrete International**, Detroit, v.13, n.9, p.70-76, Sept. 1991.
- CARLSSON, Mats et al. Use of condensed silica fume (CSF) in concrete. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE USE OF FLY ASH, SILICA FUME, SLAG AND NATURAL POZZOLANS IN CONCRETE, 2., 1986, Madrid. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1986. v.2, p.1013-1029. (ACI. SP, 91).
- CARRASQUILLO, P. M.; CARRASQUILLO, R. L. Evaluation of the use of current concrete practice in production of high-strength concrete. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.85, n.1, p.49-54, Jan./Feb. 1988.
- CARRASQUILLO, R. L. Production of high strength pastes, mortars, and concretes. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.151-168.

- CARTER, P. Sealing to improve durability of bridge infrastructure concrete. **Concrete International**, Detroit, v.13, n.7, p.33-36, July 1991.
- CATHER, R. et al. Improvements to the Figg method for determining the air permeability of concrete. **Magazine of Concrete Research**, London, v.36, n.129, p.241-245, Dec. 1984.
- CHENG-YI, H.; FELDMAN, R. F. Dependence of frost resistance on the pore structure of mortar containing silica fume. **ACI Journal**, Detroit, v.82, n.5, p.740-743, Sept./Oct. 1985.
- CIOFFI, R. et al. On permeation effects of aqueous solutions through non-mature pastes of Portland-pozzolana cement. **Concrete and Cement Research**, Elmsford, v.19, n.2, Mar. 1989.
- CLARKE, J. N. Testing concrete durability - the work of the concrete society. **Concrete**, London, v.20, n.1, p.29-30, Jan.1986.
- COHEN, M. D.; BENTUR, A. Durability of Portland cement-silica fume pastes in magnesium sulfate and sodium sulfate solutions. **ACI Journal**, Detroit, v.85, n.3, p.148-157, May/June 1988.
- COHEN, M. D.; OLEK, J. Silica fume in PCC: the effects of form on engineering performance. **Concrete International**, Detroit, v.11, n.11, p.43-47, Nov.1989.
- COLACO, J. P. 75 - Story Texas Commerce Plaza, Houston - The use of high strength concrete. In: SYMPOSIUM ON HIGH-STRENGTH CONCRETE. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1985. p.1-8. (ACI. SP, 87).
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **Durable concrete structures: design guide**. London: Thomas Telford, 1992. 111p.
- DAL MOLIN, D. C.; WOLF, J. Viabilidade técnico-econômica da utilização de concreto de alta resistência em edifícios altos. In: ENCONTRO NACIONAL DA CONSTRUÇÃO, 10., 1990, Gramado. **Anais...** Porto Alegre: SERGS, 1990. v.2, p.853-863.
- DALZELL, W. R. **Arquitetura**. 2 ed. São Paulo: Melhoramentos, 1977. 157p.
- DÄRR, G. M.; LUDWIG U. Determination of permeable porosity. **Matériaux et Construction**, Paris, v.6, n.33, p.185-189, mai/juil. 1973a.
- . Determination of the specific surface by adsorption from solution. **Matériaux et Construction**, Paris, v.6, n.33, p.233-237, mai/juil. 1973b.
- DAY, R. L.; MARSH, B. K. Measurement of porosity in blended cement pastes. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.18, n.1, p.63-73, Jan.1988.
- DETWILER, G. High-strength silica fume concrete-Chicago style. **Concrete International**, Detroit, v.14, n.10, p.32-36, Oct. 1992.
- DETWILER, R. J. et al. Resistance to chloride intrusion of concrete cured at different temperatures. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.88, n.1, p.19-24, Jan./Feb. 1991.
- DEZHEN, G. et al. Model of mechanism for naphthalene series water-reducing agent. **ACI Journal**, Detroit, v.79, n.5, p.378-386, Sept./Oct. 1982.
- DHIR, R. K. et al. Near surface characteristics of concrete: intrinsic permeability. **Magazine of Concrete Research**, London, v.41, n.147, p.87-97, June 1989.
- DHIR, R. K. et al. Pfa in structural concrete: measurement of permeability. **Concrete**, London, v.20, n.12, p.4-8, Dec. 1986.
- DHIR, R. K. et al. Near-surface characteristics of concrete: assesment and development of in situ test methods. **Magazine of Concrete Research**, London, v.39, n.144, p.183-195, Sept.1987.
- DIAMOND, S. Methodologies of PSD measurements in HCP: postulates, peculiarities and problems. In: PORE STRUCTURE AND PERMEABILITY OF CEMENTITIOUS MATERIALS, 1988, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1988. v.137, p.83-89.
- . Very high strength cement materials - a prospective. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.233-244.



- DINGSOYR, E. et al. Influence of aggregates on the strength and elastic modulus of high strength mortars containing microsilica. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.211-218.
- DRAKE, K. D. High-strength concrete in Seattle. In: SYMPOSIUM ON HIGH-STRENGTH CONCRETE. **Proceedings...** Detroit. ACI, 1985, p.21-34. (ACI. SP, 87).
- DURNING, T. A.; HICKS, M. C. Using microsilica to increase concrete's resistance to aggressive chemicals. **Concrete International**, Detroit, v.13, n.3, p.42-48, Mar. 1991.
- EDEN, N. B.; BAILEY, J. E. The flexural strength and fracture toughness of a normal and a high strength polymer modified Portland cement. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.79-88.
- FAGERLUND, G. Determination of pore size distribution by suction porosimetry. **Matériaux et Construcion**, Paris, v.6, n.33, p.191-201, mai/juil. 1973a.
- . Determination of the specific surface by measurement of permeability. **Matériaux et Construction**, Paris, v.6, n.33, p.227-231, mai/juil. 1973b.
- FATTUHI, N. I.; HUGHEST, B. P. Resistance to acid attack of concrete with different admixtures or coatings. **International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete**, Harlow, v.8, n.4, p.223-230, Nov.1986.
- FELDMAN, R. F. Pore structure, permeability and diffusivity as related to durability. In: PORE STRUCTURE AND PERMEABILITY OF CEMENTITIOUS MATERIALS, 1988 Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MSR, 1988. v.137, p.59-73.
- FERREIRA, A. B. H. **Novo dicionário da língua portuguesa**. Rio de Janeiro: Nova Fronteira, 1975. 1499p.
- FIGG, J. Concrete surface permeability: measurement and meaning. **Chemistry and Industry**, London, n.21, p.714-719, Nov.1989.
- FIORATO, A. E. PCA research on high-strength concrete. **Concrete International**, Detroit, v.11, n.4, p.44-50, Apr. 1989.
- GAYNOR, R. D. Understanding chloride percentages. **Concrete International**, Detroit, v.7, n.9, p.26-27, Sept. 1985.
- GILLEN, Michael et al. High-performance concrete. **Concrete International**, Detroit, v.14, n.3, p.7-8, Mar. 1992.
- GJØRV, O. E. et al. Abrasion resistance of high-strength concrete paraments. **Concrete International**, Detroit, v.12, n.1, p.45-48, Jan.1990.
- GJØRV, O. E., VENNESLAND, O. Difusion of chloride íons from seaulater into concrete. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.9, n., p.229-238, 1979.
- GOLDMAN, A.; BENTUR, A. Bond effects in high-strength silica-fume concretes. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.86, n.5, p.440-447, Sept./Oct. 1989.
- GOMÁ, F. **El cemento Portland y otros aglomerantes**. Barcelona: Editores Técnicos Asociados, 1979. 232p.
- GOWRIPALAN, N. et al. Effect of curing on durability. **Concrete International**, Detroit, v.12, n.2, p.47-53, Feb. 1990.
- GRABOWSKI, E.; GILOTT, J. E. Modification of engineering behaviour of thermal cement blends containing silica fume and silica flour by replacing flour with silica sand. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.19, n.4, p.499- 508, July 1989.
- GRANJU, J. L.; GRANDET, J. Relation between the hydration state and the compressive strength of hardened Portland cement pastes. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.19, n.4, p.579-585, July 1989.
- HALL, C. Water sorpitivity of mortars and concretes: a review. **Magazine of Concrete Research**, London, v.44, n.147, p.51-61, June 1989.
- HARRISON, T. Introducing controlled permeability formwork. Increase concrete durability in the cover zone. **Concrete Construction**: Chicago v.36, n.2, p.198-200, Feb. 1991.



- HAYNES, J. M. Alternative absorption methods for determination of the specific surface of porous solids. *Matériaux et Construction*, Paris, v.6, n.33, p.247-250, mai/juil. 1973a.
- . Determination of pore properties of constructional and other materials: general introduction and classification of methods. *Matériaux et Construction*, Paris, v.6, n.33, p.169-174, mai/juil. 1973b.
- . Steriological analysis of pore structure. *Matériaux et Construction*, Paris, v.6, n.33, p.175-179 mai/juil. 1973c.
- HEAYES, N. Going up? *International Construction*, Walington, v.29, n.10, p.35-37. Oct. 1990.
- HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. São Paulo, 1993. 231p. Tese (Livre Docência em Engenharia) - Escola Politécnica da USP.
- HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: PINI, 1993. 349p.
- HELLAND, S. The use of high strength concrete. In: REUNIÃO ANUAL DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 30., 1988, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1988. v.1, p.l- XXII.
- HERRMANN, E.; CAMERATO, C. R. Estudos e aplicação de concreto de alta resistência com microssilica no Brasil. In: REUNIÃO ANUAL DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 30., 1988, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1988. v.1, p.81-93.
- HESTER, W. T. Microstructure as a tool for proportioning high-strength concrete mixes. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. *Proceedings...* Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.193-200.
- HJORT, L. Microsilica in concrete. *Nordic Concrete Research*, Norway, p.1-18. Jan.1982.
- HO, D. W. S., LEWIS, R. K. The water sorptivity of concrete: the influence of constituents under continuous curing. *Durability of Building Materials*, Amsterdam, v.4, p.241-252, Feb. 1987.
- HOLLAND, T. C.; GUTSCHOW, R. A. Erosion resistance with silica-fume concrete. *Concrete International*, Detroit, v.9, n.3, p.32-40, Mar. 1987.
- HOOTON, R. D. What is needed in a permeability test for evaluation of concrete quality. In: SYMPOSIUM ON PORE STRUCTURE AND PERMEABILITY OF CEMENTITIOUS MATERIALS, 1988, Boston. *Proceedings...* Pittsburgh: MRS, 1989. p.141-149.
- HOOTON, R. D.; KONECNY, L. Permeability of grouted fractures in granite. *Concrete International*, Detroit, v.12, n.7, p.48-55, July 1990.
- HORIGUCHI, T. et al. Evaluation of pullout test for estimating shear flexural, and compressive strength of fiber reinforced silica fume concrete. *ACI Materials Journal*, Detroit, v.85, n.2, p.126-132, Mar./Apr. 1988.
- HOWARD, N. L.; LEATHAM, D. M. The production and delivery of high-strength concrete. *Concrete International*, Detroit, v.11, n.4, p.26-30, Apr. 1989.
- HUANG, J.-J. et al. The influence of pore-structure on the compressive strength of hardened cement paste. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. *Proceedings...* Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.123-132.
- HUGHES, D. C. Pore structure and permeability of hardened cement paste. *Magazine of Concrete Research*, London, v.37, n.133, p.227-233, Dec. 1985.
- IDORN, G. M. et al. Research innovations for durable concrete. *Concrete International*, Detroit, v.14, n.7, p.19-24, July 1992.
- ILLSTON, J. M. et al. **Concrete, timber and metals**. Berkshire: Van Nostrand, 1979. 663p.
- ISAIA, G. C.; HELENE, P. Dosagem e controle de concreto de elevado desempenho, com pozolanas, pelo critério da resistência a penetração de cloretos. In: CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2., CONGRESSO DE CONTROL DE CALIDAD, 4. 1993, Barquisimeto. *Anais...* v.2, p.74-79.
- ISAIA, G. C. **Metodologia de avaliação técnico-econômica de concreto de alta resistência com elevados teores de cinzas volantes**. Porto Alegre, 1991. 302p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) CPGEC/UFRGS.

- JAMBOR, J. Pore structure and strength development of cement composites. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.20, n.6, p.948-954, Nov.1990.
- JENNINGS, H. M. Design of high strength cement based materials: part 2 microstructure. **Materials Science and Technology**, London, v.4, p.285-290, Apr. 1988.
- JIAFEN, J. High-strength concrete in China. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.1, p.43- 45, Jan.1993.
- KASAI, J. et al. Air permeability and carbonation of blended cement mortars. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF THE USE OF FLY ASH, SILICA FUME, SLAG AND NATURAL POZZOLANS IN CONCRETE, 1., 1983, Ottawa. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1983. v.2. p.435- 451. (ACI. SP, 79).
- KAWAMURA, M. et al. Effect of silica fume on alkali silica expansion in mortars. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE USE OF FLY ASH, SILICA FUME, SLAG AND NATURAL POZZOLANS IN CONCRETE, 2., 1986, Madrid. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1986. v.2, p.999-1012. (ACI. SP. 91).
- KELHAM, S. A water absorption test for concrete. **Magazine of Concrete Research**, London, v.40, n.143, p.106-110, June. 1988.
- KENDAL, K.; BIRCHAL, J. D. Porosity and its relationship to the strength of hydraulic cement pastes. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT- BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.143-148.
- KEULEN, J. V. Density of porous solids. **Matériaux et Constructions**, Paris, v.6, n.33, p.181-183, Mai/Juil. 1973.
- KLOSS, C. L. **Materiais para a construção civil**. Curitiba: Centro Federal de Educação Tecnológica do Paraná, 1991. 157p.
- KOSMATKA, S. H. In defense of water-cement ratio. **Concrete International**, Detroit, v.13, n.9, p.65-69, Sept. 1991.
- KREIJGER, P. C. The skin of concrete. Composition and properties. **Matériaux et Construction**, Paris, v.17, n.100, p.275-283, juil./août. 1984.
- KULAKOVSKI, M. P. **Argamassa com adição de microssilica para reparos estruturais: estudo da penetração de cloretos**. Porto Alegre, 1994, 108p.Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- LACROAIX, R.; JAUGEY, P. High-strength concrete: how to use it every day. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CONCRETE. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1985. p.35-50. (ACI. SP, 87).
- LARRARD, F. de. Ultrafine particles for the making of very high strength concretes. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.19, n.2, p.161- 172, Mar. 1989.
- LEA, F. M. **The chemistry of cement and concrete**. 3 ed. London: Edward Arnold, 1976. 727p.
- LESSARD, M. et al. Long-term behavior of silica fume concrete. **Concrete International**, Detroit, v.14, n.4, p.25-29, Apr. 1992.
- LOLAND, K. E.; GJØRV, O. E. **Silica in concrete**. Trondheim: Norwegian Institute of Technology, 1981 (Technical Report).
- LUDIRDJA, D. et al. Simple method for measuring water permeability of concrete. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.86, n.5, p.433-439, Sept./Oct. 1989.
- LUTHER, M. D. Silica fume (microsilica) concrete in bridges. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.4, p.29-33, Apr. 1993.
- LYDON, F. D. Observations on the density and quality of concrete. **The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete**, Harlow, v.9, n.4, p.205-216, Nov.1987.
- LYDON, F. D.; MAHAWISH, A. H. Strength and permeability results from a range of concretes. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.20, n.6, p.366-376, May 1989.
- MAAGE, M.; SELLEVOLD, E. J. Effect of microsilica on the durability of concrete structures. **Concrete International**, Detroit, v.9, n.12, p.39-43, Dec. 1987.

- MacGREGOR, J. G. Canadian network of centres of excellence on high-performance concrete. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.2, p.60-64, Feb. 1993.
- MAGIALARDI, T.; PAOLINI, A. E. Workability of superplasticized microsilica-Portland cement concretes. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.18, n.3, p.351-362, May 1988.
- MALHOTRA, V. M. Effect of repeated dosages of superplasticizers on abatimento, strength and freeze- thaw resistance of concrete. **Matériaux et Constructions**, Paris, v.14, n.80, p.79-89, mars/avr. 1981.
- . Fly ash, slag, silica fume, and rice-husk ash in concrete: a review. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.4, p.23-28, Apr. 1993.
- MALHOTRA, V. M. et al. Mechanical properties and freezing and thawing resistance of high-strength concrete incorporating silica fume. **Cement, Concrete, and Aggregates**, Philadelphia, v.9, n.2, p.65-79, winter 1987.
- MALIER, Y. The french approach to using HPC. **Concrete International**, Detroit, v.13, n.7, p.28- 32, July 1991.
- MARSH, B. K.; DAY, R. L. Some difficulties in the assessment of pore-structure of high performance blended cement pastes. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.113-122.
- McCURRICH, L. H. Reduction in permeability and chloride diffusion with superplasticisers. **Concrete**, London, v.20, n.8, p.9-10, Aug. 1986.
- MEHTA P. K. Durability of concrete-fifty years of progress? In: SEMINÁRIO SOBRE QUALIDADE E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1993, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: n.i., 1993a. Anexo aos anais.
- . Effect of fly ash composition on sulfate resistance of cement. **ACI Journal**, Detroit, v.83, n.6, p.994-1000, Nov./Dec. 1986.
- . Mechanism of sulfate attack on Portland cement concrete-another look. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.13, n.4, p.401-406, July 1993b.
- MEHTA, P. K.; AİTCIN, P. C. Microstructural basis of selection of materials and mix proportions for high-strength concrete. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH CONCRETE, 2., 1990, Berkeley. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1990. p.265-279. (ACI. SP, 121).
- MEHTA, P. K.; MANMOHAN, D. Pore size distribution and the permeability of hardened cement paste. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 7., 1980, Paris, **Proceedings...** (n.i.), v.3, p.VII-1/VII-5.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete, structure, properties and materials**. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 1992. 548p.
- MINDESS, S. Relationships between strength and microstructure for cement-based materials: an overview. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.53-68.
- MITTELACHER, M. Re-evaluating the abatimento test. **Concrete International**, Detroit, v.14, n.10, p.53-56, Oct. 1992.
- MONTEIRO, P. J. M. **Caracterização da microestrutura do concreto: fases e interfaces; aspectos de durabilidade e de microfissuração**. São Paulo, 1993a. 138p. Tese de Professor Livre Docente do Departamento de Engenharia de Construção Civil da USP.
- . **Controle da microestrutura para o desenvolvimento de concretos de alto desempenho**. São Paulo: Escola Politécnica da USP, 1993b, 25p. (Boletim Técnico, 86).
- . **Microstructure of concrete and its influence on the mechanical properties**. Berkeley, Cal: University of California, 1985. 153p. Tese de Doutorado.
- MONTEIRO, P. J. M.; OSTERTAG, C. P. Analysis of the aggregate-cement paste interface using grazing incidence X-ray scattering. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.20, n.6, p.987-988, Nov.1989.

- MONTGOMERY, D. C. **Design and analysis of experiments**. New York: John Wiley and Sons, 1986.
- MORENO, J. The state of the art of high-strength concrete in Chicago - 225 W. Wacker Drive. **Concrete International**, Detroit, v.12, n.1, p.35-39, Jan.1990.
- MORGAN, D. R. Dry-mix silica fume shotcrete in western Canada. **Concrete International**, Detroit, v.10, n.1, p.24-32, Jan.1988.
- MOUKVA, V. M. Penetration of chloride ions from sea water into mortars under different exposure conditions. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.19, n.6, p.894-904, Nov.1989.
- NAAMAN, Antoine E. Strongholds in research in construction materials in Western Europe. **Concrete International**, Detroit, v. 14, n. 12, p. 68-71, Dec. 1992.
- NAAMAN, Antoine E.; HOMRICH, Joseph R. Properties of high-strength fiber reinforced concrete. In: SYMPOSIUM ON HIGH-STRENGTH CONCRETE. **Proceedings...** Detroit. ACI, 1985. p.233-250. (ACI. SP, 87).
- NAGATAKI, S.; UJIKE, I. Air permeability of concretes mixed with fly ash and condensed silica fume. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE USE OF FLY ASH, SILICA FUME, SLAG AND NATURAL POZZOLANS IN CONCRETE, 2., 1986, Madrid. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1986. v.2, p.1049-1068. (ACI. SP, 91).
- NANNI, L. F.; RIBEIRO, J. L. **Planejamento e avaliação de experimentos**. 2. ed. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1992. 194 p. (Caderno de Engenharia, 17).
- NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. São Paulo: PINI, 1982. 734p.
- NGAB, A. S. et al. Microcracking and time-dependent strains in high strength concrete. **ACI Journal**, Detroit, v.78, n.4, p.262-268, July/Aug. 1981a.
- . Shrinkage and creep of high strength concrete. **ACI Journal**, Detroit, v.78, n.4, p.255-261, July/Aug. 1981b.
- NIESEL, K. Determination of the specific surface by measurement of permeability. **Matériaux et Construction**, Paris, v.6, n.33, p.233-237, mai/juil. 1973.
- NILSON, A. H. Concreto de alta resistência-desempenho como material e comportamento estrutural. In: REUNIÃO ANUAL DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 30., 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1988. v.1, p.1-29.
- . Design implications of current research on high-strength concrete. In: SYMPOSIUM ON HIGH-STRENGTH CONCRETE. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1985. p.85-118. (ACI. SP, 87).
- OKPALA, D. C. Pore structure of hardened cement paste and mortar. **The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete**, Harlow, v.11, n.4, p.245-254, Nov.1989.
- OWENS, P. L. Water and its role in concrete. **Concrete International**, Detroit, v.11, n.12, p.68-70, Dec. 1989.
- OZYILDIRIM, C. High-performance concrete for transportation structures. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.1, p.33-38, Jan.1993.
- PAGE, C. L.; VENNESLAND, O. Pore solution composition and chloride binding capacity os silica-fume cement pastes. **Matériaux et Constructions**: Paris, v.16, n.91, p.19-25, janu./févr. 1983.
- PAGE, K. M. Pumping high-strength concrete on wold's tallest concrete building. **Concrete International**, Detroit, v.12, n.1, p.26-28, Jan.1990.
- PAILLÉRE, A. M. et al. Effect of fiber addition on the autogenous shrinkage of silica fume concrete. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.86, n.2, p.139-144, Mar./Apr. 1989.
- PARÍS, J. M. F. Influencia del medio ambiente en los materiales de construcción - III. Dinámica salina, **Materiales de Construcción**, Madrid, n.170, p.37-44, Abr. 1978.
- PENTTALA, V. E. Effect of microporosity on the compression strength and freezing durability of high strength concretes. **Magazine of Concrete Research**, London, v.41, n.148, p.171-181, Sept. 1989.



- PEREIRA, J. C. et al. Pore structure and its relationship to properties of materials. IN: SYMPOSIUM ON PORE STRUCTURE AND PERMEABILITY OF CEMENTITIOUS MATERIALS, 1988, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1989. p.3-21.
- PETRUCCI, Eladio G. R. **Concreto de cimento Portland**. 11. ed. Rio de Janeiro: Globo, 1987. 307p.
- PHILLEO, R. Resistance of high-strength concrete to freezing and thawing. Are superplasticizers and silica fume sufficient without entrained air? **Concrete Construction**, Chicago, v.33, n.3, p.344-347, Mar. 1988.
- PIGEON, M. et al. Air-void stability part I: influence of silica fume and other parameters. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.86, n.5, p.482-490, Sept./Oct. 1989.
- . Critical air-void spacing factors for low water-cement ratio concretes. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.17, n.6, p.896-906, Nov.1987.
- . Influence of drying on the chloride ion permeability of HPC. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.2, p.65-69, Feb. 1993.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Permeability of concrete. Low water-cement ratio and 7-day moist-cure make concrete more impermeable. **Concrete Construction**, Chicago, v.34, n.10, p.870, 872, Oct. 1989.
- POWERS, T. The specific surface area of hydrated cement obtained from permeability data. **Matériaux et Constructions**, Paris, v.12, n.69, p.159-168, mai/juil. 1979.
- PRUDÊNCIO Jr, L. R. Durabilidade do concreto frente ao ataque de sulfatos e cloretos. In: SEMINÁRIO SOBRE QUALIDADE E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1993, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC-UFRGS, 1993. p.1-12.
- QUALITY assured repairs using microsilica technology. **Concrete**, London, v.24, n.7, p.39-41, July 1990.
- RAABE, A. L. **Aditivos superplastificantes em concretos de cimento Portland pozolânico-análise da trabalhabilidade, resistência à compressão e consumo de cimento**. Porto Alegre, 1991. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- RADJY, F. F.; LOELAND, K. E. Microsilica concrete: a technological breakthrough commercialized. In: SYMPOSIUM ON VERY HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.305-312.
- RAMACHANDRAN, V. S. Adsorption and hydration behavior of tricalcium aluminate-water and tricalcium aluminate-gypsum-water systems in the presence of superplasticizers. **ACI Journal**, Detroit, v.80, n.3, p.235-241, May/June 1983.
- RAMIRES, M. V. V. **Estudo da influência da cura na resistência a compressão em concretos de alta resistência com adição de microsilica**. Porto Alegre, 1993. 93p., Dissertação (Mestrado em Engenharia)-CPGEC/UFRGS.
- REGOURD, M. 32-RCA. Résistance chimique du béton. **Matériaux et Constructions**, Paris, v.14, n.80, p.130-137, mars/avr. 1981.
- . Microstructure of high strength cement paste systems. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.3-18.
- RICE, R. W. Comparison of stress concentration versus minimum solid area based mechanical property-porosity relations. **Journal of Materials Science**, London, v.28, n.8, p.2187-2190, Apr. 1993.
- RICHARDSON, J. G.; GROVES, G. W. Microstructure and microanalysis of hardened ordinary. **Journal of Materials Science**, London, v.28, n.1, p.265-277, Jan.1993.
- REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D'ÉSSAIS ET RESEARCH SUR LE MATERIALS ET LES CONSTRUCTION C. P. C. 11.3. Absorption of water by immersion under vacuum. **Matériaux et Constructions**, v.12, n.69, p.223-224, mai/juin.1979.
- . C.P.C. 13.1. Test for the penetration of water under pressure on hardened concrete. **Matériaux et Constructions**, v.12, n.69, p.225-229, mai/juin 1979.



- RODGER, S. A. et al. Reactions in the setting of high strength cement pastes. In: SYMPOSIUM ON VERY HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.45-52.
- RODRIGUES FILHO, H. C.; SANTOS, V. M. Tecnologia do concreto de alta resistência: considerações gerais e sucintas. In: REUNIÃO ANUAL DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 30., 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1988. v.1, p.47-66.
- RONNEBERG, H.; SANDVIK, M. High strength concrete for North Sea platforms. **Concrete International**, Detroit, v.12, n.1, p.29-34, Jan.1990.
- ROSENBERG, A. M.; GAIDIS, J. M. A new mineral admixture for high-strength concrete. **Concrete International**, Detroit, v.11, n.4, p.31- 36, Apr. 1989.
- ROY, D. M. et al. Optimized high strength mortars: effects of chemistry, particle packing, and interface bonding. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.245-252.
- . Mechanisms of cement paste degradations due to chemical and physical factors. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF CHEMISTRY OF CEMENT, 8., 1986, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1986. v.4.2, p.1-19.
- ROY, D. M.; IDORN, G. M. Relation between strength, pore structure and associated properties of slag-containing cementitious materials. In: SYMPOSIUM ON HIGH-STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v. 42, p. 133-142.
- SANDVIK, M.; GJØRV, O. E. High curing temperatures in lightweight high-strength concrete. **Concrete International**, Detroit, v.14, n.12, p.40-42, Dec. 1992.
- SARKAR, S. et al. Synergistic roles of slag and silica fume in very high-strength concrete. **Cement, Concrete and Aggregates**, Philadelphia, v.12, n.1, p.32-37, Summer 1990.
- SARKAR, S. L. Performance of a high-strength field concrete at 7 years. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.1, p.39-42, Jan.1993.
- SARKAR, S. L.; AÏTCIN, Pierre-Claude. Dissolution rate of silica fume in very high strength concrete. **Cement and Concrete Research**, Elmsford, v.17, n.4, p.591-601, July 1987b.
- . Comparative study of the microstructures of normal and very high-strength concretes. **Cement, Concrete and Aggregates**, Philadelphia, v.9, n.2, p.57-64, winter 1987a.
- SAUCIER, F., et al. Air-void stability, Part III: field tests of superplasticized concretes. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.87, n.1, p.3-11, Jan./Feb. 1990.
- SCANLON, J. M. Admixtures-what's new on the market. **Concrete International**, Detroit, v.14, n.10, p.28-31, Oct. 1992.
- SCHREFLER, B. A. et al. A general model for the mechanics of saturated-unsaturated porous materials. **Matériaux et Constructions**, Paris, v.22, p.323-334, sept. 1989.
- SCHUPACK, M.; SHUPACK, D. Non-destructive field test for concrete leak tightness. **Concrete International**, Detroit, v.14, n.3, p.50-54, Mar. 1992.
- SCRIVENER, K. L. et al. Characterisation of microstructure as a systematic approach to high strength cements. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT- BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.39-44.
- SEREDA, P. J.; FELDMAN, R. F. A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties. **Matériaux et Constructions**, v.1, n.6, p.509-519, dec. 1968.
- SHAKOOR, A.; SCHOLER, C. F. Comparison of aggregate pore characteristics as measured by mercury intrusion porosimeter and Iowa pore index tests. **ACI Journal**, Detroit, v.82, n.4, p.453-458, July/Aug. 1985.
- SHIRLAW, M. R. Concrete in Toronto. **Concrete International**, Detroit, v.12, n.2, p.27-29, Feb. 1990.

- SIVASUNDARAM, V. et al. Selected properties of high-volume fly ash concretes. **Concrete International**, Detroit, v.12, n.10, p.47-50, Oct. 1990.
- SKJOLSVOLD, O. Carbonation depths of concretes with and without condensed silica fume. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE USE OF FLY ASH, SILICA FUME, SLAG AND NATURAL POZZOLANS IN CONCRETE, 2., 1986, Madrid. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1986. v.2, p.1031-1048. (ACI. SP, 91).
- SLATE, F. O. et al. Mechanical properties of high-strength light-weight concrete. **ACI Journal**, Detroit, v.83, n.4, p.606-613, July/Aug. 1986.
- SMITH, G. J.; RAD, F. N. Economic advantages of high-strength concretes in columns. **Concrete International**, Detroit, v.11, n.4, p.37-43, Apr. 1989.
- SOONGSWANG, P. et al. Factors affecting the strength and permeability of concrete made with porous limestone. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.88, n.4, p.400-406, July/Aug. 1991.
- SULTANOV, F. A. Superplastized cement applications in Azerbaijan and others states of the former USSR. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.4, p.48, Apr. 1993.
- SWAMY, R. N. High-strength concrete-material properties and structural behavior. In: SYMPOSIUM ON HIGH-STRENGTH CONCRETE. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1985. p.119-146. (ACI. SP, 87).
- SWARTZ, S. E. et al. Structural bending properties of higher strength concrete. In: SYMPOSIUM ON HIGH-STRENGTH CONCRETE. **Proceedings...** Detroit: ACI, 1985. p.147-148. (ACI. SP, 87).
- TARTUCE, R.; GIOVANNETTI, E. **Princípios básicos sobre concreto de cimento Portland**. São Paulo: Pini, 1990. 107p.
- TAYLOR, H. F. W. **La química de los cementos**. Bilbao: Urmo, 1978. v.1.
- TJIPTOBROTO, P.; HANSEN, W. Mechanism for tensile strain hardening in high performance cement-based fiber reinforced composites. **Cement e Concrete Composites**, Barking, v.13, n.4, p.265-273, Oct. 1991.
- TOGNON, G.; CANGIANO, S. Air contained in superplasticized concretes. **ACI Journal**, Detroit, v.79, n.5, p.350-354, Sept./Oct. 1982.
- UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. Escola Politécnica. **Qualidade das estruturas de concreto armada da ENCOL**. São Paulo, 1988. v.2: Dosagem e controle tecnológico.
- VENNESLAND, O. Silica in concrete: corrosion of reinforcements. Trondheim: **Cement and Concrete Research Institute**, 1981, 29p.
- VIEIRA, F. M. P. **Estudo do comportamento da aderência da barras de aço no concreto de alta resistência com adição de microssilica**. Porto Alegre, 1994, 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- VUORINEN, J. Applications of diffusion theory to permeability tests on concrete. Part I: depth of water penetration into concrete and coefficient of permeability. **Magazine of Concrete Research**, London, v.37, n.132, p.145-152, Sept. 1985a.
- . Applications of diffusion theory to permeability tests on concrete. Part II: pressure-saturation test on concrete and coefficient of permeability. **Magazine of Concrete Research**, London, v.37, n.132, p.153-161, Sept. 1985b.
- WEBB, J. High-strength concrete: economics, design and durability. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.1, p.27-32, Jan.1993.
- WHITING, D. Rapid measurement of the chloride permeability of concrete. **Public Roads**, Washington, v.45, n.3, p.101-112, Dec. 1991.
- WHITING, D.; KUHLMANN, L. Curing and chloride permeability. **Concrete International**, Detroit, v.9, n.4, p.18-21, Apr. 1987.
- WILLIAMSON, R. B.; RASHED, A. I. High strength concrete and mortars in high temperature environments. In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.295-304.

- WILSON, H. S.; MALHOTRA, V. M. Development of high strength lightweight concrete for structural applications. **International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete**, Harlow, v.10, n.2, p.79-90, May 1988.
- WINSLOW, D.; LIU, D. The pore structure of paste in concrete. **Cement and Concret Research**, Elmsford, v.20, n.6, p.227-235, Nov.1990.
- WISE, S. et al. The development of a high strength cementitious tooling/molding material In: SYMPOSIUM ON HIGH STRENGTH CEMENT-BASED MATERIALS, 1984, Boston. **Proceedings...** Pittsburgh: MRS, 1985. v.42, p.253-264.
- WOLF, J. **Estudo sobre a durabilidade de concreto de alta resistência com adição de microssilica**. Porto Alegre, 1991. 145p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)-CPGEC/UFRGS.
- WOLSIEFER, J.; MORGAN, D. R. Silica fume in shotcrete. **Concrete International**, Detroit, v.15, n.4, p.34-39, Apr. 1993.
- YOUNG, J. F. A review of the pore structure of cement paste and concrete and its influence on permeability. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Permeability of concrete**. Detroit, 1988, p.1-18. (ACI. SP, 108).
- YUAN, C. Z. et al. Determination of preferred orientation degree of portlandite by using rocking curve of diffraction line. **Matériaux et Constructions**, Paris, v.21, n.125, p.329-335, sept. 1988.
- ZECH, B.; SETZER, M. J. The dynamic elastic modulus of hardened cement paste. Part I: A new statistical model-water and icefilled pores. **Matériaux et Constructions**, Paris, v.21, n.125, p.323-328, sept. 1988.
- ZHANG, M.-H.; GJØRV, O. E. Mechanical properties of high-strength lightweight concrete. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.88, n.3, p.240-247, May/June 1991.