**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**
**ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS**
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**
**LABORATÓRIO DE MATERIAIS AVANÇADOS À BASE DE CIMENTO**
**USP – EESC – SET – LMABC**

**TOBIAS AZEVEDO DA COSTA PEREIRA**

# Concreto auto-adensável, de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e com adições de fibras de lã de rocha ou poliamida

**São Carlos**

**2010**

**TOBIAS AZEVEDO DA COSTA PEREIRA**

# Concreto auto-adensável, de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e com adições de fibras de lã de rocha ou poliamida

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

**Orientador: Prof. Dr. Jefferson B. L. Liborio**

São Carlos

2010

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

P436c

Pereira, Tobias Azevedo da Costa
Concreto auto-adensável, de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e com adições de fibras de lã de rocha ou poliamida / Tobias Azevedo da Costa Pereira ; orientador Jefferson Benedicto Libardi Liborio. -- São Carlos, 2010.

Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2010.

1. Concreto de alta resistência. 2. Concreto auto-adensável. 3. Lã de rocha. 4. Poliamida. 5. Consumo de cimento. 6. Temperatura. 7. Abrasão. I. Título.

**FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidato: Engenheiro **TOBIAS AZEVEDO DA COSTA PEREIRA.**

Dissertação defendida e julgada em 28/04/2010 perante a Comissão Julgadora:

Aprovado

Prof. Dr. **JEFFERSON BENEDICTO LIBARDI LIBÓRIO – (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado

Prof. Dr. **MÁRCIO RAYMUNDO MORELLI**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADO

Prof. Dr. **ERCIO THOMAZ**
(Instituto de Pesquisas Tecnológicas/IPT)

Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)

Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Ofereço à minha família: Humberto, Zélia, Maria Vanderlei, Humberta, Germana, Lílian, Eduarda, João, Sofia e Maria Pereira.

## AGRADECIMENTOS

À minha esposa, Lílian Bastos Leal Pereira, que acompanhou e incentivou todo este trabalho.

Ao professor Jefferson B. L. Liborio que me confiou esta tarefa, orientou todas as etapas da pesquisa e disponibilizou, sem restrições, a cultura LMABC.

À USP-EESC pela excelência em recursos humanos e infra-estrutura.

Aos professores da UFPE: Ézio da Rocha Araújo e Paulo Régis que me recomendaram a esta Pós-Graduação.

Aos profissionais que inspiraram e/ou influenciaram na minha formação como Engenheiro civil, especialmente no campo dos concretos: Humberto Luiz da Costa Pereira, Amaro José do Rêgo Pereira, Ézio da Rocha Araújo, Felisberto Jauhar Fonseca, Juarez José Gomes e José Vieira.

Aos colegas do LMABC, predecessores e contemporâneos, e demais colegas da pós-graduação do SET pela convivência nas disciplinas e discussão das pesquisas.

Aos companheiros de concretagens e ensaios: Rodrigo Vieira da Conceição, José Eduardo Rodrigues Sanches Junior, Jorge Luis Rodrigues Brabo e Ana Paula Moreno Trigo.

Em especial ao Rodrigo, que muitas vezes deixou o próprio trabalho de lado para ajudar não só a mim como a qualquer outro que necessitava de auxílio no laboratório.

Ao Sr. Wilson Moreira e dona Neuza Gasparim P. Nascimento pelos serviços de apoio à manutenção do laboratório.

Aos professores da pós-graduação dos quais fui aluno: Jefferson B. L. Liborio, Mounir Khalil El Debs, Wilson Sergio Venturini, José Samuel Giongo, João Bento de Hanai, Sergio Persival Baroncini Proença, Libânio Miranda Pinheiro e Roberto M. Gonçalves.

À Rosi Aparecida Jordão Rodrigues, Maria Nadir Minatel e Sylvia Helena Morette pelo pronto atendimento nas questões administrativas.

Ao laboratório central de Estruturas, através de Luiz Vicente Vareda e Amaury Ignácio da Silva e ao da Geotecnia, através do professor Oswaldo Augusto Filho, José Luis e do Sr. Antônio Garcia.

Aos professores Ercio Thomaz e Márcio Raymundo Morelli pelas valiosas contribuições no ato da defesa pública.

À UFSCAR/DEMA, através do professor Márcio Raymundo Morelli e do doutorando Daniel Véras Ribeiro, pela viabilização dos ensaios dos concretos submetidos às altas temperaturas.

Ao povo de Pernambuco do qual sou servidor e que financiou minha estada em São Carlos-SP e aos colegas do Tribunal de Contas do Estado de Pernambuco que me apoiaram no difícil processo de afastamento para executar esta tarefa.

## RESUMO

PEREIRA, T. A. C. **Concreto auto-adensável, de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e com adições de fibras de lã de rocha ou poliamida**. 2009. 281f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Estruturas, EESC. Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2010.

O objetivo deste trabalho é apresentar uma metodologia que possibilita a obtenção de uma linha de concretos auto-adensáveis de alta resistência, econômicos e com reduzido impacto ambiental quando comparados com os concretos correntes. Para atingir estes resultados foram estabelecidos critérios de dosagem e de produção visando à sinergia entre os materiais constituintes do concreto. Foram pesquisados métodos de empacotamento dos agregados e adições minerais, estudada a interação entre o aditivo superplastificante e os materiais cimentícios e a incorporação de fibras de lã-de-rocha ou poliamida. Os concretos com matriz densa sob efeito de temperaturas elevadas tendem a sofrer lascamentos explosivos. Diante disso foi verificado o comportamento de corpos de prova e os resultados indicaram a importância da adição da fibra de poliamida nessa condição, onde o concreto resistiu a uma temperatura de 400ºC. Ensaios de resistência à abrasão indicaram que a fibra de lã-de-rocha melhora essa propriedade do concreto e, como esperado, essa adição não inibe o lascamento explosivo do concreto. Também foram determinadas as propriedades mecânicas dos concretos e concluiu-se que é possível o emprego de um concreto estrutural auto-adensável com consumo de cimento Portland da ordem de 325 kg/m³, $f_{c7}$ = 53 MPa, $f_{c28}$ = 71 MPa e $E_{c28}$ = 43 GPa. Devido à ação das adições minerais, estes concretos atingiram uma grande reserva de resistência à compressão após a idade de referência de 28 dias, obtendo-se 89 MPa aos 131 dias de idade. A densificação da pasta hidratada, a melhoria da zona de interface desta com os agregados, além da fissuração reduzida decorrente do baixo consumo de cimento e da adição de fibras indicam que este material tem desempenho superior ao prescrito pela NBR 6118 para as diversas classes de agressividade ambiental e de resistência.



Palavras-chave: Concreto de alta resistência. Concreto auto-adensável. Lã de rocha. Poliamida. Consumo de cimento. Temperatura. Abrasão.

## ABSTRACT

PEREIRA, T. A. C. **High strength self-consolidating concrete, with low content of cement Portland and addition of polyamide or rock wool fibers**. 2009. 281 f. M.Sc. Dissertation - Departamento de Estruturas, EESC. Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2010.

The aim of this work is to show a methodology that allows to realize a set of high strength self-consolidating concrete, economic and with lower environmental impact when compared with current concretes. To get these results, criteria for production and mix design had been established aiming at to synergy between constituent materials of the concrete. Methods of particles packing (aggregates and mineral additions), the interaction between the superplasticizer and cementitious materials and the fiber incorporation were researched. The concretes with dense matrix under effect of high temperatures are susceptible to explosive spalling. In this situation, concretes were evaluated by testing cylindrical specimens and results evidenced the importance of the polyamide fiber when the concrete supported 400ºC. Tests of abrasion resistance indicated a good application for the wool-of-rock fiber, but this material not avoids explosive spalling. The mechanical properties of the concretes were determined and show that is possible to product a self consolidate concrete with low cement content (325 kg/m³), $f_{c7}$ = 53 MPa, $f_{c28}$ = 71 MPa and $E_{c28}$ = 43 GPa. Due to action of the mineral additions, these concretes had a great reserve of compressive strength after the age of reference of 28 days and achieved 89 MPa at 131 days of age. The high density cement paste, the improvement of the matrix-aggregate interfacial zone and the reduced cracking due to the low cement content and the fibre addition indicate that these materials has superior performance to those prescribed for the NBR 6118 for diverse strength classes and aggressive environmental exposure.



Keywords: High strength concrete. Self-consolidating concrete. Rock Wool. Polyamide. Cement content. Temperature. Abrasion.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Conselhos de Mehta para atingir a sustentabilidade da indústria do cimento[1]. ..... 27
Figura 2 - Fases do concreto armado segundo Liborio [2]. ..... 28
Figura 3 – Formação de aglomerados de poros para diversas porosidades. Adaptado de King et al.[15]. ..... 39
Figura 4 – Arranjo de poros em malha retangular finita, King et al.[15]. ..... 40
Figura 5 - Diferentes valores de "P" para a mesma porosidade "p", em malha finita, King et al.[15]. ..... 40
Figura 6 – Fração de poros conectados em função da porosidade. Adaptado de King et al.[15]. ..... 41
Figura 7 - Modelo simplificado da estrutura da pasta. Powers[20 p. 8]. ..... 43
Figura 8 - Composição das pastas de cimento para diferentes graus de hidratação e várias relações a/c. Adaptado de Powers[20 p. 3]. ..... 43
Figura 9 – Representação gráfica da hidratação, a/c=0,60. Adaptado de Jensen e Hansen apud Aïtcin [22 p. 177;179]. ..... 48
Figura 10 - Representação gráfica da hidratação, a/c=0,42. Adaptado de Jensen e Hansen apud Aïtcin [22 p. 178;180]. ..... 48
Figura 11 - Passos na formação da microestrutura. Adaptado de Bentz e Garboczi[16]. ..... 50
Figura 12 - Imagem virtual tridimensional da microestrutura da pasta endurecida. Bentz[23]. 52
Figura 13 - Fração de poros conectados em função do grau de hidratação para pastas com várias relações a/c. Adaptado de Bentz e Garboczi[16]. ..... 53
Figura 14 - Fração de poros conectados em função da porosidade capilar para pastas puras com várias relações a/c. Adaptado de Bentz e Garboczi[16]. ..... 54
Figura 15 - Fração de poros conectados em função da porosidade capilar para pastas puras e pastas com adição de fíler. Adaptado de Bentz e Garboczi[16]. ..... 54
Figura 16 - Fração de poros conectados em função da porosidade capilar para pastas puras e pastas com adição de sílica ativa. Adaptado de Bentz e Garboczi[16] ..... 55
Figura 17 - Relação entre coeficiente de permeabilidade e porosidade capilar. Adaptado de Powers[20]. ..... 58
Figura 18 – Distribuição do tamanho dos poros em pastas de cimento hidratado com diferentes relações a/c. Adaptado de Mehta e Manmohan apud Mehta e Monteiro[19 p. 28;35] ... 59
Figura 19 - Fluxo em um meio poroso. Adaptado de Kanaoka[26 p. 318]. ..... 60
Figura 20 - Variação relativa do coeficiente de permeabilidade com a porosidade. ..... 63
Figura 21 - Dopagem de agregados. Liborio[2]. ..... 64
Figura 22 - Difusividade relativa como função da porosidade capilar de pastas. ..... 66
Figura 23 - Tipos de água associados ao C-S-H. Feldman e Sereda apud Mehta e Monteiro[19 p. 31] ..... 68
Figura 24 - Representação gráfica da hidratação, a/c=0,356. Adaptado de Jensen e Hansen apud Aïtcin [22 pp. 179-184]. ..... 73
Figura 25 - Representação gráfica da hidratação, a/c=0,30. Adaptado de Jensen e Hansen apud Aïtcin [22 pp. 179-184]. ..... 73
Figura 26 – Retração autógena de pastas de cimento Portland. Adaptado de Baroghel-Bouny e Mounanga [36 p. 30] ..... 74
Figura 27– Retração por secagem de pastas de cimento Portland. Adaptado de Baroghel-Bouny e Mounanga [36 p. 44]. ..... 75
Figura 28 – Retração total de pastas de cimento Portland. Adaptado de Baroghel-Bouny e Mounanga [36 p. 45] ..... 75
Figura 29 - Diagrama tensão x deformação para concreto, agregado e pasta, T.C. Hsu apud

Mehta e Monteiro [19 p. 84] ..... 85
Figura 30 - Parâmetros de dosagem para atender determinada especificação, adaptado de Deacon e Dewar [28]. ..... 89
Figura 31 – Influência do fíler na fração de poros conectados em função do grau de hidratação. Adaptado de Bentz e Garboczi[16]. ..... 97
Figura 32 – Efeito da substituição volumétrica do cimento por fíler em pasta com relação a/c=0,20. ..... 99
Figura 33 – Influência da sílica ativa na fração de poros conectados em função do grau de hidratação. Adaptado de Bentz e Garboczi[16]. ..... 101
Figura 34 - Variação do grau de hidratação do cimento necessário para atingir a desconexão dos poros em função da relação a/c e do teor de sílica ativa. ..... 102
Figura 35 - Variação do grau de hidratação do cimento necessário para atingir a desconexão dos poros em função do teor de sílica ativa para várias relações a/c. ..... 103
Figura 36 - Evolução da temperatura do LHHPC. Adaptado da patente US005531823A [55]. ..... 105
Figura 37 - Partículas usuais e fatores de influência no comportamento do concreto. ..... 112
Figura 38 – Floculação de partículas de cimento[60]. ..... 116
Figura 39 - Mecanismos de estabilização de suspensões. Pandolfelli et al.[58 p. 31]. ..... 117
Figura 40 - Forças atuando em um agregado imerso em uma pasta. Adaptado de Bonen e Shah[62]. ..... 118
Figura 41 - Comportamento básico dos fluidos. Adaptado de Pandolfelli et al.[58 p. 15]. ..... 122
Figura 42 - Pastas com relação a/c=0,3 (esquerda) e 0,6 (direita). Adaptado de Helene e Andrade[47 p. 921]. ..... 125
Figura 43 - Ilustração da teoria do excesso de pasta, adaptada de Oh, Noguchi e Tomosawa[69]. ..... 127
Figura 44 - Diminuição do consumo de pasta a partir do empacotamento dos agregados, adaptado de Wong e Kwan[70]. ..... 127
Figura 45 - Ilustração do efeito parede, adaptado de Scrivener et al.[71] ..... 129
Figura 46 - corpo de prova escovado pouco tempo depois do início da pega do concreto. ..... 129
Figura 47 - Mecanismo de bloqueio do agregado graúdo. Wüstholz apud Gomes e Barros[64 p. 14]. ..... 132
Figura 48 - Distribuições granulométricas para CAA pelo método de Su et al., Adaptado de Brouwers e Radix [74] ..... 134
Figura 49 - Distribuições granulométricas para CAA pelo método de Alfred, adaptado de Brouwers e Radix[74]. ..... 135
Figura 50 - Diversas distribuições granulométricas ..... 136
Figura 51 - Diagrama de fases da água[80] ..... 146
Figura 52 - Curvas de TG e DTG de pastas com CP V ARI RS aos 28 dias, Gianotti[30 pp. 162-163] ..... 149
Figura 53 – Representação simplificada dos processos físico-químicos durante o aquecimento do concreto de cimento Portland, Khoury[83]. ..... 149
Figura 54 - Comportamento do concreto submetido às altas temperaturas. ..... 150
Figura 55- Resistência à compressão em função da temperatura, corpos de prova aquecidos sem carga e ensaiados mantida a máxima temperatura atingida. Phan e Carino[87] ..... 153
Figura 56 - Resistência à compressão residual em função da temperatura, corpos de prova aquecidos sem carga e ensaiados a frio. Phan e Carino[87] ..... 154
Figura 57 – Distribuição de temperatura, pressão e umidade em concretos aquecidos em uma

face, Khoury e Anderberg [88]. ..... 157
Figura 58 – Tensões atuando no concreto aquecido, Khoury e Anderberg [88]. ..... 158
Figura 59 – Comparação entre o lascamento do CCV e do CAR depois de submetidos ao fogo. Kodur[91]. ..... 160
Figura 60 – Relação entre o inverso do limite de percolação com o índice de forma, Garboczi et al.[96]. ..... 162
Figura 61 - Diferenças entre figuras geométricas com mesma área e diferentes índices de forma, 1, 32, 127 e 508. ..... 162
Figura 62 - Corpos de prova após ensaios de resistência ao fogo. Adaptado de Han et al[98]. ..... 164
Figura 63 – Parâmetros reológicos do concreto em função do tipo de aplicação, Nunes[100 p. 3.3]. ..... 168
Figura 64 – Regularização em laje executada com CAA, EPG[7 p. 36]. ..... 169
Figura 65 – Seção transversal do tronco de cone para ensaio do mini-abatimento, dimensões em mm, Liborio[2]. ..... 174
Figura 66 – Determinação do ponto de saturação do aditivo superplastificante, Liborio[2]... 174
Figura 67 - Ensaio do cone de Marsh, Gomes[79 p. 27]. ..... 175
Figura 68 - Ensaio do *slump-flow*, dimensões em mm, Schutter[109] ..... 176
Figura 69 - Exemplos de classificação VSI, adaptado da ASTM C 1611[108]. ..... 177
Figura 70 - Ensaio do anel "J", dimensões em mm, adaptado de Schutter[109]. ..... 178
Figura 71 - Ensaio da caixa "L". Koehler e Fowler [59 p. 309]. ..... 179
Figura 72 - Ensaio do Funil "V", dimensões em mm, Schutter[109] ..... 180
Figura 73 - Ensaio do tubo "U", dimensões em mm, Gomes [79 p. 71]. ..... 182
Figura 74 – Coluna para avaliar segregação. Adaptado da ASTM C 1610[111] ..... 183
Figura 75 – Diagrama do procedimento de dosagem de Gomes et al., Gomes e Barros [64 p. 145]. ..... 188
Figura 76 – Esquema do procedimento de dosagem, Alencar [73 p. 67]. ..... 191
Figura 77 – Passos do método de dosagem de Tutikian e Dal Molin. Gomes e Barros [64 p. 127]. ..... 193
Figura 78 - Distribuição Normal de Gauss com μ=0 e σ=1. ..... 200
Figura 79 - Teor de vazios de diversas misturas de sílica ativa e metacaulinita por diversos meios de compactação. ..... 204
Figura 80 – Resistência à compressão de argamassas para diversas misturas de sílica ativa e metacaulinita. ..... 205
Figura 81 – Foto do ensaio do mini-abatimento. ..... 206
Figura 82 - Distribuição granulométrica das diversas areias. ..... 209
Figura 83 – Planilha eletrônica para obtenção da combinação dos agregados cuja mistura mais se aproxima da curva alvo (Meta). ..... 210
Figura 84 - Recurso do *solver* utilizado na planilha eletrônica para otimização da mistura dos agregados. ..... 210
Figura 85 - Empacotamento ótimo das areias (Alfred, q=0,37). ..... 211
Figura 86 – Aproximação da curva dos agregados (mistura) da curva "ideal" (meta), considerando Alfred, q=0,37 na fração fina, q=0,22 na fração grossa e zona de transição nas peneiras intermediárias. ..... 212
Figura 87 - Distribuição granulométrica dos agregados selecionados. ..... 213
Figura 88 - Estudo da argamassa e do concreto frescos. ..... 219
Figura 89 – Comparação entre a distribuição ótima teórica dos agregados (Alfred, q=0,37 na fração fina, q=0,22 na fração grossa e zona de transição nas peneiras intermediárias) e a obtida nos concretos dosados. ..... 220
Figura 90 - Ensaios de caracterização do concreto fresco. ..... 222

Figura 91 - Estudo da segregação. ..... 222
Figura 92 - C1, variação de $f_{cm}$ com a idade, cura em temperatura ambiente. ..... 225
Figura 93 - Evolução da resistência à compressão. ..... 226
Figura 94 - Faces dos corpos de prova do C1 rompidos aos 7 dias à tração por compressão diametral..... 227
Figura 95 - Corpo de prova ensaiado à tração na flexão, corpos de prova, 10x10x50 cm. ... 227
Figura 96 – Instrumentação do corpo de prova para ensaio do módulo de elasticidade..... 228
Figura 97 - Diagrama tensão-deformação típico, até a ruptura..... 229
Figura 98 - Detalhe da ascensão capilar com solução de fenolftaleína. ..... 230
Figura 99 – Curvas de temperatura do programa térmico padrão e dos ensaios realizados. . 231
Figura 100 - Concreto com adição de lã-de-rocha após ser submetido à temperatura de 400ºC. ..... 232
Figura 101 - Ensaio para avaliação da resistência à abrasão. ..... 233
Figura 102 - Ausência de qualquer carbonatação na idade de 200 dias. ..... 233
Figura 103 – Foto dos corpos de prova de concreto de mesmo lote, vibrados à direita e não vibrados à esquerda. ..... 234
Figura 104 - Segregação do agregado graúdo em CAA vibrado. ..... 234
Figura 105 - Resistência à compressão do cimento utilizado a partir da argamassa padrão. 253
Figura 106 – Foto da metacaulinita, com auxílio da lupa MIC-D-OLYMPUS, aumento de 255 vezes. ..... 256
Figura 107 – Foto da metacaulinita com aumento de 3.000 vezes[131]. ..... 256
Figura 108 – Foto da sílica ativa, com auxílio da lupa MIC-D-OLYMPUS, aumento de 255 vezes na parte a e 132 vezes na parte b. ..... 257
Figura 109 – Foto da areia AR-01, com auxílio da lupa MIC-D-OLYMPUS, aumento de 183 vezes. ..... 259
Figura 110 – Foto da areia AR-04, com auxílio da lupa MIC-D-OLYMPUS, aumento de 57 vezes. ..... 259
Figura 111 – Foto do fíler, com auxílio da lupa MIC-D-OLYMPUS, aumento de 255 vezes. ..... 259
Figura 112 - Análise granulométrica do fíler. ..... 260
Figura 113 - Distribuição granulométrica do fíler. ..... 261
Figura 114 - Aparas de lã de rocha utilizadas na pesquisa. ..... 262
Figura 115 – Foto da fibra de poliamida. ..... 262
Figura 116 - Composição, em volume, da pasta endurecida do LHHPC com 100% de hidratação. ..... 270
Figura 117 – Composição, em volume, da pasta fresca do C1 antes de qualquer hidratação.271
Figura 118 - Composição, em volume, da pasta endurecida do C1 com 100% de hidratação. ..... 272
Figura 119 - Composição, em volume, da pasta endurecida do C1 com 70,2% de hidratação. ..... 273
Figura 120 - Resistência ao escoamento residual em função da temperatura para vários tipos de aço. ..... 274
Figura 121 - Distribuição de temperatura para laje com 200 mm de espessura, considerando diversos tempos de exposição ao fogo, em minutos, e a distância da camada para a face exposta, x (mm), Eurocode 2 (EN 1992-1-2)[12]. ..... 280

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fases da pasta de cimento Portland com o máximo grau de hidratação possível de acordo com as condições de cura. Calculado de acordo com as equações 1 a 8. ..... 47
Tabela 2 - Volume dos produtos da hidratação por unidade de volume de cimento anidro. Bentz e Garboczi[16]. ..... 49
Tabela 3 – Algumas características das pastas de cimento Portland de Powers [24] na fronteira que define a descontinuidade do sistema de poros. ..... 59
Tabela 4 – Classificação da qualidade do concreto com vista à durabilidade em função da absorção de água por imersão e do índice de vazios. ..... 67
Tabela 5 - Classificação dos tamanhos de poros na pasta de cimento endurecida. Silva, I. J. [3 p. 79]. ..... 69
Tabela 6 - Grau de hidratação necessário para atingir as porosidades de 18% e 30%, em pasta de cimento Portland. ..... 76
Tabela 7 - Resistência média do concreto, em MPa, em função da relação a/c para vários tipos de cimentos brasileiros. Helene e Andrade[47 p. 931] ..... 90
Tabela 8 – Relação $f_{cj}/f_{c28}$ admitindo cura úmida em temperatura de 21ºC a 30ºC. Helene e Andrade[47 p. 932] ..... 90
Tabela 9 - Relação entre classes de agressividade ambiental com as classes de resistência e consumos mínimos de cimento (NBR 12655:2006). ..... 91
Tabela 10 - Composição do LHHPC ..... 104
Tabela 11 - Planilha eletrônica para otimizar a mistura de agregados ..... 139
Tabela 12 - Indicador visual da estabilidade através do ensaio do *Slump flow*, ASTM C 1611[108]. ..... 176
Tabela 13 – Parâmetros para classificação e especificação do CAA, EPG[7 pp. 10-14; 44-45]. ..... 184
Tabela 14 - Valores recomendados para ensaios de aceitação do CAA. ..... 185
Tabela 15 - Valores de desvios máximos em relação à média conforme Chauvenet. ..... 200
Tabela 16 - Perda relativa de resistência à compressão do concreto aos 28 dias em relação à cura normal conforme Melo[45]. ..... 202
Tabela 17 – Agregados grossos e finos indicados para a produção do CAA. ..... 212
Tabela 18 - Composição dos principais concretos estudados. ..... 220
Tabela 19 - Caracterização do concreto fresco. ..... 221
Tabela 20 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão, concreto C1 ..... 224
Tabela 21 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão, concretos C2 e C3 ..... 225
Tabela 22 – Resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral. ..... 226
Tabela 23 – Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão. ..... 227
Tabela 24 – Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade aos 28 dias. ..... 228
Tabela 25 - Caracterização da absorção. ..... 229
Tabela 26 - Deterioração percentual do concreto com a ação da temperatura. ..... 231
Tabela 27– Estudo do efeito da vibração na resistência à compressão, concreto C1 ..... 234
Tabela 28 – Resumo da caracterização dos concretos endurecidos. ..... 237
Tabela 29 – Ajuste dos dados experimentais da resistência à compressão do cimento ao modelo de Powers e Brownyard. ..... 254
Tabela 30 - Composição química média da metacaulinita. ..... 255
Tabela 31 - Composição química média da sílica ativa. ..... 256
Tabela 32 - Distribuição granulométrica dos agregados graúdos, NBR 7217[133] ..... 257
Tabela 33 - Características dos agregados graúdos. ..... 258
Tabela 34 - Distribuição granulométrica dos agregados miúdos, NBR 7217[133]. ..... 258
Tabela 35 - Características dos agregados miúdos. ..... 258

Tabela 36 - Características das fibras de poliamida – dados do fabricante[120] ..... 262
Tabela 37 - Composição dos concretos auxiliares. ..... 265
Tabela 38 – Resultados dos ensaios de caracterização das propriedades do concreto fresco, C4 a C7. ..... 265
Tabela 39 - Caracterização do concreto endurecido, C4 a C7. ..... 266
Tabela 40 - Coeficientes que relacionam os produtos da hidratação com os volumes dos materiais anidros que os originou. ..... 267
Tabela 41 - Pasta Endurecida do LHHPC com 100 % de hidratação. ..... 269
Tabela 42 - Pasta Endurecida do concreto C1 com 100 % de hidratação. ..... 271
Tabela 43 - Pasta Endurecida do C1 com 18 % de porosidade capilar. ..... 272

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

| | |
|---|---|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ACI | American Concrete Institute |
| ASTM | American Society for Testing and Materials |
| CA | Concreto armado |
| CAA | Concreto auto-adensável |
| CAD | Concreto de alto desempenho |
| CAR | Concreto de alta resistência |
| CCV | Concreto convencional |
| CEB | Comité Euro-International du Béton |
| CP | Concreto protendido; Cimento Portland |
| CP V ARI RS | Cimento Portland de alta resistência inicial e resistente a sulfatos |
| DTG | Termogravimetria derivada |
| EESC | Escola de Engenharia de São Carlos |
| EPG | European Project Group |
| INT | Instituto Nacional de Tecnologia |
| LHHPC | Low-heat high performance concrete |
| LMABC | Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento |
| NIST | National Institute of Standards and Technology (EUA) |
| NBR | Norma Brasileira Registrada |
| PCA | Portland Cement Association (EUA) |
| PCI | Precast/Prestressed Concrete Institute |
| SET | Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC |
| SP | Superplastificante |
| TG | Termogravimetria |
| TRRF | Tempo requerido de resistência ao fogo |
| USP | Universidade de São Paulo |

## LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|---|---|
| a | Massa de água |
| A | Área da seção transversal do elemento |
| a/ag | Relação água/aglomerante em massa |
| a/c | Relação água/cimento em massa |
| a/s | Relação água/sólidos da pasta em massa |
| $Al_2O_3$ | Óxido de alumínio |
| c | Massa do cimento |
| CV | Coeficiente de variação |
| $C_3A$; 3CaO. $Al_2O_3$ | Aluminato tricálcico |
| $C_4AF$; 4CaO. $Al_2O_3$. $Fe_2O_3$ | Ferroaluminato tetracálcico; Ferrita |
| $C_2S$;2CaO. $SiO_2$ | Silicato dicálcico; Belita |
| $C_3S$;3CaO. $SiO_2$ | Silicato tricálcico; Alita |
| CaO;C | Óxido de cálcio |
| $Ca(OH)_2$; C-H;CH | Hidróxido de cálcio; Portlandita |
| $CO_2$ | Dióxido de carbono |
| CPFT | porcentagem de partículas menores do que Dp |
| C-S-H | Silicato de cálcio hidratado |
| $D_p$ | diâmetro da partícula |
| $D_L$ | diâmetro da maior partícula |
| $D_S$ | diâmetro da menor partícula |
| $E_c$ | Módulo de elasticidade do concreto |
| $f_{cj}$ | Resistência à compressão do concreto aos j dias |
| $f_{ck}$ | Resistência característica à compressão do concreto |
| $f_{ct,f}$ | Resistência do concreto à tração na flexão |
| $f_{ct,sp}$ | Resistência do concreto à tração indireta |
| $Fe_2O_3$;F | Óxido de ferro |
| g | aceleração da gravidade; fração volumétrica dos agregados |
| $h_1$, $h_2$ | Medidas obtidas no ensaio da Caixa “L” |
| $H_2O$;H | Água |
| $H_2SO_4$ | Ácido sulfúrico |
| K | Coeficiente de permeabilidade do concreto |
| k | Constante em equações relacionando resistência e porosidade |
| KOH | Hidróxido de potássio |
| L | comprimento do elemento |
| m | Massa dos agregados secos totais / massa do cimento |
| $m_a$ | Massa dos agregados finos secos totais / massa do cimento |
| MF | Móduo de finura |
| n | Número de células em uma malha para estudo da percolação |
| n | Constante na equação da retração |
| NaOH | Hidróxido de sódio |
| $O_2$ | Oxigênio |
| P ou P(p) | Fração de poros conectados em um aglomerado de percolação |
| $P(p)_{pasta}$ | Fração de poros conectados da pasta |
| p | Porosidade |
| $p_c$ | Porosidade crítica de percolação |
| pH | Potencial hidrogeniônico |
| q | Módulo de distribuição |

| | |
|---|---|
| r | Relação gel/espaço; raio da partícula |
| $R_H$ | Raio hidráulico |
| RS | Relação de segregação |
| S | Superfície específica; segregação |
| $SiO_2$;S | Dióxido de silício |
| $S_c$ | Retração do concreto |
| $S_p$ | Retração da pasta |
| SF | *Slump flow* |
| $T_{500}$ | Tempo para atingir o diâmetro de 500 mm, ensaio slump-flow |
| $\bar{x}$ | Média da amostra |
| s | Desvio padrão da amostra |
| U.R. | Umidade relativa |
| t | Espessura de pasta |
| v | Velocidade |
| $V_P$ | Volume de pasta |
| $V_v$ | Volume de vazios |
| $V_S$ | Volume de sólidos |

Letras gregas

| | |
|---|---|
| $\alpha$ | Teor de argamassa; Grau de hidratação |
| $\beta$ | Constante da teoria da percolação; Percentual do agregado $a_j$ |
| $\Delta$ | Diferença; Desvio |
| $\phi$ | Diâmetro |
| $\rho$ | Massa específica |
| $\mu$ | Média da população |
| $\eta$ | Viscosidade |
| $\sigma$ | Desvio padrão da população |
| $\tau$ | Tensão cisalhante |

# SUMÁRIO

**1 INTRODUÇÃO ..... 27**

1.1 OBJETIVO E LIMITES DA PESQUISA ..... 31

1.2 IMPORTÂNCIA DA PESQUISA ..... 33

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO ..... 35

**2 ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TEOR E DA POROSIDADE DA PASTA NAS PROPRIEDADES DO CONCRETO ENDURECIDO E NO CONSUMO DE CIMENTO PORTLAND ..... 37**

2.1 TEORIA DA PERCOLAÇÃO EM MEIOS POROSOS ..... 38

2.2 MODELO DE POWERS E BROWNYARD PARA HIDRATAÇÃO DO CIMENTO PORTLAND E CÁLCULO DA POROSIDADE CAPILAR DAS PASTAS ..... 41

2.3 MODELO DO NIST PARA SIMULAÇÃO DIGITAL DA ESTRUTURA DAS PASTAS E OBTENÇÃO DA POROSIDADE CRÍTICA RELATIVA À DESCONTINUIDADE DOS POROS ..... 49

2.4 DURABILIDADE ..... 55

2.4.1 PERMEABILIDADE ..... 57

2.4.2 RETRAÇÃO ..... 68

2.4.3 RESISTÊNCIA À ABRASÃO ..... 77

2.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS ..... 79

2.6 CONSUMO DE CIMENTO PORTLAND ..... 87

2.6.1 EFEITO DO FÍLER ..... 96

2.6.2 EFEITO DA ADIÇÃO POZOLÂNICA ..... 100

2.6.3 ESTUDO DE CASO ..... 104

2.7 RESUMO DO CAPÍTULO 2 ..... 107

**3 ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO SISTEMA DE PARTÍCULAS NO COMPORTAMENTO DO CONCRETO ..... 111**

3.1 ANÁLISE DA DISPERSÃO E SEGREGAÇÃO DOS SISTEMAS PARTICULADOS ..... 113

3.2 REOLOGIA DOS SISTEMAS PARTICULADOS ..... 119

3.3 DISCUSSÃO DOS MODELOS DE EMPACOTAMENTO DE PARTÍCULAS ..... 126

3.4 MÉTODO DAS MISTURAS SUCESSIVAS ..... 137

3.5 ROTINA DE OTIMIZAÇÃO PARA OBTER A CURVA "IDEAL" ..... 138

3.6 RESUMO DO CAPÍTULO 3 ..... 140

**4 DETERIORAÇÃO E LASCAMENTO EXPLOSIVO DO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS ..... 145**

4.1 DETERIORAÇÃO DO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS ..... 146

4.2 LASCAMENTO EXPLOSIVO DO CONCRETO ..... 155

4.3 RESUMO DO CAPÍTULO 4 ..... 165

**5 CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL ..... 167**

5.1 CARACTERÍSTICAS ..... 168

5.2 ENSAIOS AUXILIARES PARA ESTUDO DA PASTA E DA ARGAMASSA E ENSAIOS ESPECÍFICOS PARA AVALIAÇÃO DO CAA ..... 173

5.2.1 MINI-ABATIMENTO (KANTRO) ..... 173

5.2.2 CONE DE MARSH ..... 174

5.2.3 *SLUMP-FLOW* ..... 175

5.2.4 ANEL "J" ..... 178

5.2.5 CAIXA "L" ..... 179

5.2.6 FUNIL "V" ..... 180

5.2.7 TUBO "U" ..... 182

5.2.8 TÉCNICA DA COLUNA ..... 182

5.3 ESPECIFICAÇÃO ..... 184

5.4 METODOLOGIAS DE DOSAGEM ..... 186

5.4.1 MÉTODO DE GOMES, GETTU E AGULLÓ ..... 187

5.4.2 MÉTODO DMDA (*DENSIFIED MIXTURE DESIGN ALGORITHM*) ..... 188

5.4.3 MÉTODO DE ALENCAR E HELENE ..... 189

5.4.4 MÉTODO DE TUTIKIAN E DAL MOLIN ..... 191

5.4.5 ALGUNS COMENTÁRIOS SOBRE OS MÉTODOS DIANTE DO CONTEXTO DA PESQUISA ..... 193

5.5 RESUMO DO CAPÍTULO 5 ..... 195

**6 PROGRAMA EXPERIMENTAL ..... 197**

6.1 METODOLOGIA ..... 198

6.2 SELEÇÃO E COMPOSIÇÃO DOS AGLOMERANTES ..... 200

6.3 ESCOLHA DO TIPO E ESTABELECIMENTO DO TEOR DE ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE ..... 205

6.4 SELEÇÃO E COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS ..... 207

6.5 ESTUDO DOS CONCRETOS ..... 214

6.5.1 CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS ..... 224

6.5.2 AVALIAÇÃO DA POROSIDADE PERMEÁVEL DOS CONCRETOS ..... 229

6.5.3 COMPORTAMENTO DOS CONCRETOS SUBMETIDOS ÀS ALTAS TEMPERATURAS ..... 230

6.5.4 RESISTÊNCIA AO DESGASTE SUPERFICIAL ..... 232

6.5.5 VERIFICAÇÕES COMPLEMENTARES ..... 233

**7 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS ..... 235**

**8 CONCLUSÕES ..... 241**

8.1 SUGESTÕES PARA SEGUIMENTO DA PESQUISA ..... 243

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS ..... 245**

**APÊNDICE A – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS ..... 253**

A.1 CIMENTO PORTLAND ..... 253

A.2 METACAULINITA ..... 255

A.3 SÍLICA ATIVA ..... 256

A.4 AGREGADOS ..... 257

A.5 FIBRAS ..... 261

A.5.1 FIBRA DE LÃ DE ROCHA ..... 261

A.5.2 FIBRA DE POLIAMIDA (*NYLON*) ..... 262

A.6 ÁGUA ..... 263

A.7 ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE ..... 263

**APÊNDICE B – DADOS DOS CONCRETOS AUXILIARES À PESQUISA ..... 265**

**APÊNDICE C – CÁLCULO DA COMPOSIÇÃO DAS PASTAS A PARTIR DOS CONCEITOS DE POWERS/BROWNYARD E BENTZ/GARBOCZI ..... 267**

C1 – PASTAS CONTENDO CIMENTO PORTLAND, SÍLICA ATIVA E FÍLER ..... 267

C1.1 – ESTUDO DO LHHPC ..... 269

C1.2 – ESTUDO DO CONCRETO C1 ..... 270

**APÊNDICE D – ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE AS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO ..... 274**

# 1 INTRODUÇÃO

Para se obter um concreto de alta resistência e durável, geralmente especifica-se alto consumo de cimento Portland. Esse procedimento pode trazer alguns inconvenientes no desempenho de uma estrutura, como uma maior tendência de desenvolver fissuras decorrentes da retração térmica e química.

Além disso, entre os materiais componentes do concreto, o cimento Portland é o que demanda maior custo e consumo energético para a sua produção e segundo Mehta[1] emite em torno de 1 t de $CO_2$ para cada 1 t de clínquer produzido, o que representaria cerca de 90% da emissão de $CO_2$ da indústria do concreto.

O concreto, por ser versátil, compete com os diversos materiais em grande diversidade de aplicações. Com um consumo crescente ao longo dos anos, tem sido apontado como um dos vilões na emissão de $CO_2$. O fato é que qualquer comparação somente é correta quando se considera a diferença em emissões ou consumo energético frente às demais alternativas tecnológicas e não no consumo global. Entretanto, o uso desse concreto pode ser melhorado.

A deterioração ambiental em escala global impõe que cada parcela do setor produtivo se aperfeiçoe visando à diminuição dos danos à natureza. Na indústria da construção isso pode ser conseguido de diversas formas, entre elas: a obtenção de uma estrutura mais durável, que necessitará de menos recursos de manutenção e de intervenções ao longo do tempo; com a utilização de materiais mais resistentes, que através de projetos adequados possibilitem o menor consumo desses materiais e por fim, através da utilização de resíduos ou subprodutos advindos de outros meios produtivos. Caso se produza um material que possibilite o atendimento a esses três requisitos estará se alcançando de forma sinérgica as necessidades ambientais impostas à sociedade atual.

Em outras palavras, esses são os conselhos de Mehta para atingir a sustentabilidade da indústria do cimento[1], ou de forma mais ampla, da indústria do concreto, Figura 1.

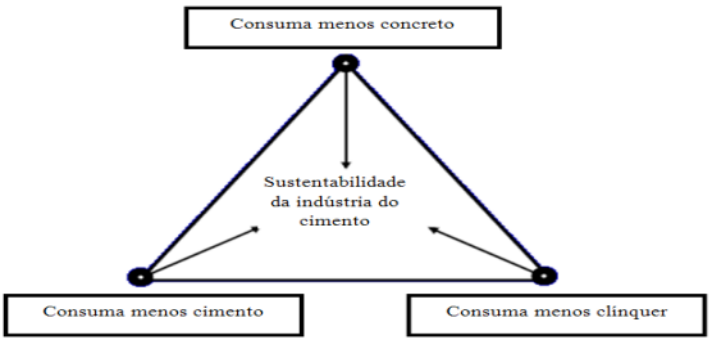


**Figura 1 - Conselhos de Mehta para atingir a sustentabilidade da indústria do cimento[1].**

Mehta [1] sugere algumas medidas para atingir tais objetivos:

a) diminuição do consumo de concreto através da otimização dos projetos e do uso do concreto de alta durabilidade;
b) redução do consumo dos aglomerantes:
   b1) alteração do critério da aceitação da resistência do concreto de alguns tipos estrutura, por exemplo, fundações, para idades de 56 ou 91 dias;
   b2) incremento no uso de aditivos plastificantes e certos tipos de adições minerais, em detrimento do aumento do consumo de água e de cimento, no caso da necessidade de aumentar a trabalhabilidade;
   b3) redução do volume da pasta, a partir da otimização do tamanho e graduação dos agregados;
c) redução do consumo de clínquer, por meio da substituição, entre 50% e 70%, do cimento Portland comum por outros materiais cimentícios ou pozolânicos.

A tecnologia dos concretos estruturais, apoiada em princípios científicos, tem dado sua contribuição para esse desafio. O desenvolvimento dos concretos de alta resistência, com uso de adições minerais provenientes de resíduos industriais, o uso intensivo de aditivos superplastificantes e o empacotamento de partículas permitindo a diminuição do consumo de aglomerantes, sem prejuízo na durabilidade, são alguns exemplos desta evolução. Pode-se afirmar que os recursos tecnológicos já existem, cabendo à indústria da construção a sua popularização.

Para fazer bom uso dessa tecnologia é importante o conhecimento da interação dos materiais constituintes do concreto.

Os concretos estruturais não podem ser definidos apenas como a associação do material concreto com uma armadura de reforço resistindo às ações diversas. É preciso uma visão mais ampla. Os concretos armados devem ser entendidos como um material contendo pelos menos cinco fases, conforme a Figura 2:

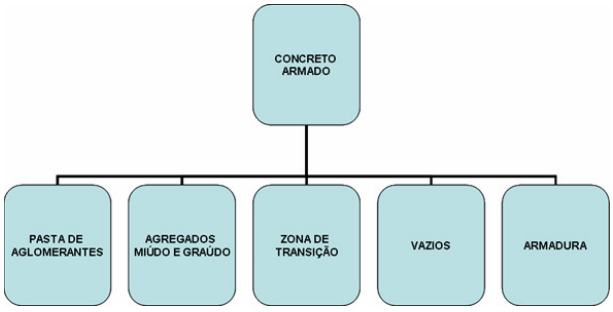


**Figura 2 - Fases do concreto armado segundo Liborio [2].**

O entendimento dessas fases, entre elas a zona de transição[1], permite que seja desenvolvido um material para atender todas as hipóteses assumidas no projeto e que leve em conta o meio ambiente, com um prognóstico da situação futura, obtendo-se um concreto de alto desempenho.

Assim, conforme Liborio(2), o material concreto armado não é apenas uma simples definição das associações de cimento Portland, agregados miúdos e graúdos, a água de amassamento e armadura de reforço. Cada material terá sua importância no produto final e se não houver a sinergia entre eles, dificilmente se obterá um concreto durável.

Além dos materiais tradicionais, cimento Portland, agregados e água, aos concretos de alto desempenho, freqüentemente, são incluídas as adições minerais e fíleres, os aditivos químicos e as fibras. Isso implica em mais fatores influenciando o comportamento desse material, trazendo novas demandas de pesquisa.

Por exemplo, o lascamento explosivo dos concretos submetidos às altas temperaturas, tem sido apresentado como uma questão crítica dos concretos de baixa porosidade, enquanto que nos concretos convencionais, mais porosos, este fenômeno é menos provável.

A adição das fibras proporciona o realce de algumas propriedades, de forma a atender às necessidades de projeto. A escolha do tipo de fibra depende da aplicação. Por exemplo, as de baixo ponto de fusão, como as de polipropileno e as de poliamida, diminuem a possibilidade do lascamento explosivo, uma vez que, ao se extinguirem, propiciam a liberação do vapor de água aprisionado, o que alivia a pressão interna do elemento estrutural. As fibras poliméricas ainda aumentam a coesão do concreto fresco e torna o concreto menos vulnerável às fissuras por retração nas primeiras idades.

Como o desempenho será mencionado ao longo do texto, cabe conceituá-lo. O conceito do concreto de alto desempenho (CAD) difere entre diversos autores, seja o associando ao concreto de alta resistência ou ao com baixa relação água-cimento, ou ainda classificando-o através de alguma característica específica de durabilidade, propriedades reológicas, entre outras.

Entretanto, o conceito de alta resistência é mutante. Silva, I. J.(3 p. 2) observa que os limites que definem as classes de resistência elevam-se ao longo do tempo, à medida que a utilização de concretos mais resistentes se torna comum na prática.

---

[1] A zona de transição ou de interface é uma região de maior porosidade da pasta com espessura da ordem de 10 a 50 μm a partir da superfície dos agregados (notadamente os graúdos), armaduras e formas. Constitui, em geral, a fase mais fraca do concreto. Mehta e Monteiro(17 p. 18).

Em geral, o concreto de alta resistência tem elevado desempenho quanto às ações mecânicas e quanto à resistência ao ingresso dos agentes agressivos, uma vez que estes dois aspectos estão relacionados com a porosidade e por isso os conceitos são confundidos.

Entretanto, conforme a aplicação, um concreto de alta resistência mecânica pode não ser adequado ou suficiente, citando-se aqui alguns exemplos: o concreto pode não resistir à ação de gelo/degelo; pode ser mais suscetível ao lascamento explosivo quando sujeito às altas temperaturas decorrentes de um incêndio; pode gerar alto calor de hidratação, criando problemas para execução de elementos de grande dimensão, entre outras situações.

É claro que todos esses possíveis inconvenientes podem ser evitados, a partir de medidas adequadas na dosagem e execução do concreto de alta resistência, mas os exemplos servem para ilustrar que apenas a resistência não define o desempenho.

Silva, I. J.[3 p. 3] afirma que um concreto de alta resistência produzido por um cimento contendo elevado teor de $C_3A$ e $C_3S$, que durante a sua hidratação produz entre outras fases hidratadas grande quantidade de etringita, portlandita e possibilidade de produção do monossulfoaluminato, reduz muito o seu campo de atuação.

A utilização dos concretos estruturais tem evoluído e se diversificado, tanto no sentido de aprimorar as técnicas mais antigas quanto no desenvolvimento de novas tecnologias, podendo exemplificar os concretos com os mais diversos tipos de fibras, o concreto auto-adensável, o projetado, o de baixa retração, o com polímeros, o colorido, o translúcido, o ecológico, entre outros. Abranger em um conceito, alto desempenho, toda essa gama de opções e ainda especificar propriedades e impor limites numéricos não é possível, até porque não teria sentido produzir um concreto que atendesse qualquer expectativa, algumas delas inclusive opostas.

Se o conceito do concreto de alto desempenho é controverso, o mesmo vale para o seu oposto, o concreto convencional. Uma vez que o que excepcional em uma determinada época ou local pode se tornar comum adiante. Portanto neste trabalho, apenas para facilitar comparações com os resultados experimentais obtidos, será admitido como concreto convencional (CCV) aqueles que atendem aos limites impostos pela NBR 6118[4] quanto à classe de resistência à compressão e massa específica e com abatimento do tronco de cone, NBR NM67[5], entre 5 cm e 15 cm, valores usualmente utilizados na construção civil.

Liborio[6] define o CAD assim:

> O concreto de alto desempenho deve ser entendido como um material, cientificamente produzido, que atende às expectativas do cliente do ponto de vista estrutural, da estética, de

durabilidade frente ao meio ambiente atual e futuro, para fins pré-determinados. Deve ser econômico (custo/benefício) e propiciar vantagens frente a outras alternativas tecnológicas.

Este conceito elimina os conflitos anteriormente comentados porque associa o concreto de alto desempenho às necessidades da aplicação a qual o material é destinado e ressalta que o CAD deve ter algum ou vários atributos realçados em comparação a um concreto corrente.

Segundo o EPG[7 p. 1], o concreto auto-adensável é um concreto inovador que não requer vibração. Flui sobre o próprio peso, preenche completamente as fôrmas e atinge completo adensamento, mesmo em elementos congestionados por armaduras. As propriedades do concreto endurecido e de durabilidade não devem diferir do concreto vibrado.

## 1.1 OBJETIVO E LIMITES DA PESQUISA

A pesquisa teve com objetivo mais amplo o projeto e a produção de concretos auto-adensáveis, de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e com indicativos de durabilidade que atendam às classes de agressividade ambiental definidas na NBR 6118[4].

De forma a tornar esse concreto versátil, ampliando o seu campo de aplicação, propôs-se o uso das fibras de lã de rocha e a de poliamida. Estas fibras, dependendo do teor adicionado, influenciam o comportamento frente à ação das altas temperaturas, a resistência à abrasão, as propriedades mecânicas e a reologia do concreto.

Considerando a facilidade com que esse material deverá permitir sua conformação em moldes, para fins diversos, definiu-se pelo concreto auto-adensável (CAA).

A utilização de aditivo superplastificante é um fato imperativo no CAA e esta pesquisa adotou os policarboxílicos. Para controle da segregação existe a possibilidade do uso dos aditivos modificadores de viscosidade e/ou das partículas finas. Nesta pesquisa optou-se pela utilização de um fíler (pó de quartzo) e de materiais pozolânicos (sílica ativa e metacaulinita) porque, além de controlar a segregação, esses materiais influenciam na durabilidade e na resistência do concreto, ao densificar a pasta que envolve os agregados.

Para atingir o objetivo principal foram definidos os seguintes objetivos específicos:

a) estabelecimento de critérios de dosagens e produção para obter a sinergia entre cimento Portland, aditivos, adições pozolânicas e fíleres, agregados, fibras e água de amassamento;

b) estudo de critérios para aceitação do material, com base na literatura disponível, inclusive a já existente no LMABC-EESC-USP, com respeito às ações da carbonatação e cloretos;
c) elaboração de concretos auto-adensáveis, com resistência à compressão ($f_{c28}$) ≥ 65 MPa, *slump-flow* ≥ 65 cm e consumo de cimento Portland limitado a 350 kg/m³.
d) estudo da adição de fibras de poliamida visando obter indicativos quanto à inibição do lascamento explosivo do concreto em alta temperatura;
e) estudo da viabilidade da adição da lã-de-rocha;

Os objetivos implicaram na determinação das principais propriedades mecânicas dos concretos: resistência à compressão, tração por compressão diametral e por flexão, módulo de elasticidade; avaliação da porosidade permeável dos concretos a partir de ensaios de absorção de água por imersão e capilaridade; verificação do comportamento de corpos de prova sob efeito de temperaturas elevadas quanto à possibilidade do lascamento explosivo dos concretos com e sem fibras poliméricas; determinação da resistência à abrasão dos concretos.

De início não foi imposta qualquer limitação ao consumo total dos aglomerantes, entretanto a idéia inicial foi adotar um teor de materiais pozolânicos de até 10% em adição à massa de cimento Portland e incrementar este teor apenas no caso da impossibilidade de atingir as metas estabelecidas.

Também não foram pré-estabelecidos critérios para avaliação da permeabilidade, mas a pesquisa teve como objetivo obter um concreto com indicativos que há grande dificuldade ao ingresso dos agentes agressivos através do seu sistema de poros, que é o caminho para obter concretos de alta durabilidade.

O comportamento do concreto em alta temperatura foi um objetivo secundário para subsidiar futuras pesquisas. Fez-se apenas uma investigação preliminar com intuito de obter informações iniciais sobre concretos com baixo consumo de cimento Portland nesta situação.

A confirmação da possibilidade do lascamento explosivo no concreto pesquisado reforça a associação desse fenômeno à estrutura densa do concreto, mesmo quando se adota consumo reduzido de cimento Portland. As perdas das propriedades mecânicas após o aquecimento também foram pesquisadas.

Apesar das aparas de lã-de-rocha, pela sua natureza, tenham potencial para influenciar as propriedades de condutividade térmica do concreto, este aspecto não foi abordado nesta

pesquisa, que se resumiu a verificar a viabilidade da sua adição ao concreto e os efeitos nas propriedades associadas aos ensaios de caracterização determinados. Devido ao seu alto ponto de fusão, a lã-de-rocha não diminui a possibilidade do lascamento explosivo do concreto em alta temperatura.

## 1.2 IMPORTÂNCIA DA PESQUISA

A obtenção de concretos auto-adensáveis com baixo consumo de cimento Portland (baixo calor de hidratação), alta resistência à compressão e baixa permeabilidade, tem uma significativa importância na construção civil.

Um material com essas características atende aos conselhos de Mehta[1] visando garantir a sustentabilidade da indústria do concreto, através da diminuição da emissão de $CO_2$.

Concretos com algumas dessas propriedades pesquisadas podem ser adequados para diversos fins, tais como pavimentação; utilização em elementos estruturais que necessitam de alta resistência à compressão e/ou elevado módulo de elasticidade; aplicação como material em restauro e reforço de estruturas.

Uma boa aplicação pode ser encontrada na indústria de pré-moldados onde o concreto de alta resistência (CAR) é essencial. A utilização do CAR, em geral associado à protensão no caso de elementos fletidos de grande vão, permite o projeto de peças mais leves e a diminuição do ciclo de produção, desde que a evolução dessa resistência nas primeiras horas ou dias esteja de acordo com as necessidades de desenforma, protensão e manuseio.

Valores típicos de resistências à compressão de 40 a 60 MPa, corpos de prova cúbicos, e módulo de elasticidade de 28 a 32 GPa são indicados em Elliott [8 p. 124] como usuais para o projetos dos elementos pré-moldados de edifícios.

El Debs [9 p. 22] indica algumas aplicações específicas na Finlândia onde se utilizou concreto com $f_{ck}$ de 100 MPa. Nas obras de arte especiais o CAR tem uso intenso. Nikzad et. al. [10] relatam o uso do concreto com $f_{ck}$ de 69 MPa para vigas pré-moldadas de pontes com vão de 55m.

O CAR também permite a execução de estruturas com seção transversal em caixão protendido com pequena espessura de parede, Conceição[11].

Os concretos com resistência maior do que 70 MPa tem aplicações mais restritas, como os grandes vãos de pontes e pilares de edifícios altos. A utilização desse material para os tipos estruturais correntes, em geral, não é a melhor solução, porque devido às restrições de

esbeltez, as seções projetadas são maiores do que aquelas necessárias apenas para atender à resistência dos materiais.

Entretanto, a utilização do concreto de alta resistência pode ser adotada apenas por questão de durabilidade no caso onde a baixa porosidade é a característica fundamental.

Portanto, o concreto aqui proposto, resistência média aos 28 dias de 65 MPa, o que pode significar um $f_{ck}$ da ordem de 55 MPa, tem grande campo de aplicação.

Outra possibilidade da adoção do CAR é acelerar o ritmo da construção, com retirada mais prematura do cimbramento sem causar deformações excessivas.

Também pode se elevar a resistência para compensar a perda que ocorre quando o concreto é submetido à cura térmica. Por exemplo, se é esperado uma perda de 20%, um concreto com $f_{ck}$ especificado em 40 MPa, pode ser dosado para $f_{ck}$ igual a 50 MPa de forma que a resistência final não seja comprometida.

Os concretos auto-adensáveis (CAA) representam uma evolução tecnológica frente aos concretos vibrados. Devido ao crescente custo da mão-de-obra, da necessidade de melhoria das condições de trabalho, da popularização do uso dos aditivos superplastificantes, reduzindo o custo deste material, o CAA deve ter seu uso intensificado na indústria do concreto.

Para inibição do lascamento explosivo, usualmente tem sido utilizada a fibra de polipropileno que tem um ponto de fusão da ordem de 170ºC, inferior à de poliamida que é da ordem de 260ºC. Como existem poucas pesquisas sobre a adição de poliamida, este material foi adotado neste estudo.

O uso de fibras de lã-de-rocha, que são aparas resultantes da fabricação da lã para fins de revestimento não tem sido explorado nos concretos estruturais. O estudo da aplicação desse material tem importância porque, além do seu potencial para melhoria das propriedades térmicas do concreto, é compatível com a matriz à base de cimento e trata-se de um resíduo, onde o seu aproveitamento atende aos princípios de sustentabilidade.

A maior importância da pesquisa é que o concreto auto-adensável proposto reúne essas diversas características de resistência e durabilidade, com baixo consumo de cimento Portland, o que indica que atende à sustentabilidade da construção e que o seu custo não deve ser elevado. A ampla caracterização proposta para o concreto permite maior confiança na sua aplicação.

## 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho divide-se em oito capítulos incluindo esta introdução.

A revisão bibliográfica dos assuntos pertinentes à pesquisa compreende do segundo ao quinto capítulo.

No segundo capítulo é discutida a influência da porosidade e do teor da pasta nas propriedades do concreto endurecido e no consumo de cimento Portland. A porosidade tem um papel chave no desempenho dos concretos pesquisados e a redução do teor de pasta implica em redução do consumo dos aglomerantes. Quando este consumo é reduzido de acordo com os critérios discutidos neste trabalho também implica em ganho de desempenho do concreto.

O capítulo dois inicia introduzindo as teorias necessárias à discussão, compreendendo a teoria da percolação, o clássico modelo de hidratação do cimento proposto por Powers e Brownyard[12] e o modelo de simulação digital da microestrutura de pastas contendo cimento Portland, fíler e sílica ativa, desenvolvido no NIST.

Uma vez revisadas essas teorias, o capítulo dois aborda a influência da porosidade nos aspectos de durabilidade e nas propriedades mecânicas. Ainda discute como o consumo de cimento Portland é influenciado neste contexto e quais os critérios, em termos da estrutura de poros, composição e volume da pasta, que podem ser adotados para reduzir esse consumo sem prejuízo do desempenho do concreto.

Definidos os requisitos de porosidade, é preciso saber como construir um sistema de partículas que permita que o concreto seja lançado nas fôrmas e adensado satisfatoriamente, sob pena de não se atingir as propriedades requeridas. Nesse sentido, o terceiro capítulo aborda a dispersão e o empacotamento de partículas, para explicar a influência da distribuição do tamanho das partículas na obtenção de concretos com baixa porosidade e trabalhabilidade adequada. São discutidas ainda algumas técnicas que facilitam a busca do sistema particulado requerido a partir dos materiais disponíveis.

Apesar do capítulo dois discutir a influência da porosidade no comportamento do concreto, o que incluiria o lascamento explosivo do concreto, este assunto foi separado para ser abordado no quarto capítulo que revisa algumas propriedades do concreto quando submetido às altas temperaturas. Se a baixa porosidade, em geral, é benéfica, um efeito colateral é potencializar o risco do lascamento explosivo. Neste capítulo são discutidos os

fatores intervenientes neste processo de forma a se obter um concreto mais tolerante à ação do fogo, onde o papel das fibras poliméricas é ressaltado.

Os temas abordados entre os capítulos dois e quatro são gerais e válidos tanto para os concretos auto-adensáveis quanto para os vibrados. Finalizando a revisão bibliográfica, o quinto capítulo discute exclusivamente os concretos auto-adensáveis, onde se detalham aspectos de produção, propriedades reológicas, aplicações, materiais constituintes, ensaios de controle e metodologias de dosagem.

O sexto capítulo corresponde ao programa experimental, constando da rotina de trabalho adotada, que envolve a caracterização dos materiais, técnicas de empacotamento dos agregados e materiais cimentícios, dispersão das partículas, adição das fibras, dosagem e caracterização dos concretos, o que culminou na proposta de alguns procedimentos para dosagem para os CAA com as características pretendidas.

No sétimo capítulo são discutidos os resultados, enfocando o desempenho quanto às propriedades mecânicas e reológicas, a durabilidade e a sustentabilidade dos concretos produzidos.

No oitavo e último capítulo são apresentadas as conclusões e as sugestões para seguimento da pesquisa.

Nos apêndices A, B e C são detalhados cálculos, dados, ensaios, caracterização dos materiais e informações auxiliares à pesquisa. Como complemento ao quarto capítulo, o apêndice D faz algumas considerações sobre as estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Embora o desempenho da estrutura sujeita ao fogo dependa fundamentalmente do concreto estrutural, as soluções envolvem providências mais amplas, como medidas de prevenção e proteção e até mesmo a própria concepção estrutural. Devido à especificidade do tema, ele foi apartado para o final do texto e a omissão da sua leitura não compromete a compreensão da parte central da dissertação. Com isso não se quebra a seqüência geral do texto que procura reunir as bases do conhecimento para produzir o concreto auto-adensável proposto.

# 2 ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TEOR E DA POROSIDADE DA PASTA NAS PROPRIEDADES DO CONCRETO ENDURECIDO E NO CONSUMO DE CIMENTO PORTLAND

A distribuição espacial, a dimensão e o volume dos vazios no concreto, ocupados por ar e água, caracterizam a porosidade. Esta porosidade, particularmente a capilar e a decorrente do ar incorporado e aprisionado, tem forte correlação com as propriedades mecânicas dos concretos e com a dificuldade ao ingresso dos agentes agressivos, onde a baixa porosidade é benéfica para estes aspectos.

A movimentação da umidade no interior dos elementos estruturais e o desenvolvimento de forças capilares são influenciados pela porosidade o que também repercute no comportamento do concreto.

Ao aquecer o concreto, como nas situações de incêndio, se o vapor d'água formado não puder escapar para o exterior, haverá aumento da pressão interna, tornando-o mais suscetível ao lascamento explosivo. Portanto, nesse caso, a baixa porosidade é negativa. O concreto em altas temperaturas será analisado no quarto capítulo.

No outro extremo da temperatura, quando a água dos poros congela e aumenta de volume, também é preciso certo teor de vazios para acomodar essa expansão. Este assunto não será aqui abordado e maiores informações sobre o comportamento do concreto em baixas temperaturas podem ser obtidas na literatura, por exemplo, o trabalho de Lima, S. M.[13], desenvolvido no LMABC.

Durante o desenvolvimento da hidratação dos aglomerantes, a porosidade reduz-se, o que aumenta a resistência e diminui a permeabilidade dos concretos. Neste processo, o concreto obterá máximo desempenho se for curado até um ponto no qual a troca de umidade da estrutura com o exterior não afete mais o desenvolvimento da hidratação. Este ponto pode estar associado a uma porosidade crítica que marca a descontinuidade dos poros

No CAD, a cura úmida atenua a retração por auto-dessecamento e retarda a retração total. Após a cura, a retração ocorre em um estágio onde o concreto já desenvolveu alguma resistência à tração, o que, em geral, diminui a fissuração.

O volume da pasta no concreto tem relação com as propriedades mecânicas, estabilidade volumétrica, durabilidade, fluidez no estado fresco e com o consumo dos aglomerantes.

Como se vê, o entendimento da porosidade e do teor da pasta e seus fatores intervenientes têm grande interesse tecnológico e, portanto, este trabalho inicia discutindo este assunto.

## 2.1 TEORIA DA PERCOLAÇÃO EM MEIOS POROSOS

A teoria da percolação tem sido utilizada para estudar o fluxo em meios porosos, propagação de incêndios em florestas, condutividade elétrica, propagação de epidemias, entre muitas outras aplicações.

No caso do concreto interessa saber a porosidade que define a fronteira entre a continuidade e a descontinuidade do sistema de poros e como se comporta o transporte dos fluidos nesta região.

Este limiar da percolação teve o primeiro estudo formal em 1957 por Broadbent e Hammersley[2] apud Kirkpatrick[14] que estudaram o transporte de um fluido em um meio poroso. Neste estudo foram pesquisados diversos tipos de malhas, onde se demonstrou, através de um modelo matemático, que, para cada tipo de malha, existe certo valor crítico de porosidade, a partir do qual não haverá o fluxo.

Alguns conceitos e resultados dessa teoria serão mostrados a seguir a partir de informações de King et al.[15], entretanto, as terminologias foram aqui alteradas de forma a adaptá-las para a "linguagem" do concreto.

Para este estudo da percolação, o concreto ou a pasta é idealizado como um espaço preenchido por materiais sólidos impermeáveis e poros.

A teoria da percolação consiste em um modelo matemático para representar a conectividade e o transporte em sistemas com geometrias complexas. Apesar da complexidade dos modelos, os resultados são simples e podem ser expressos a partir algumas relações algébricas.

Inicialmente deve-se imaginar uma malha retangular, "n" linhas e "n" colunas, portanto n² células, inicialmente todas impermeáveis, representadas por células em branco. A porosidade, "p", pode ser associada ao número de células preenchidas, sendo a distribuição aleatória. Células hachuradas são consideradas como poros onde se pode estabelecer o fluxo,

[2] BROADBENT, S.R. e HAMMERSLEY, J.M., 1957, Proc. Camb. Philos, Soc. 53, 629.

desde que haja conexão entre eles. Poros conectados são chamados de aglomeração, duas células estão conectadas quando elas têm ao menos uma face em comum. Para "p"=0 não há qualquer poro, "p"=1 representa a situação oposta.

Assume-se que n→ ∞.

Suponha-se agora que as células impermeáveis da malha serão substituídas, de forma aleatória, por vazios (células hachuradas), de forma que uma porosidade "p" seja estabelecida.

A Figura 3 mostra distribuições espaciais dos poros para diversos valores de "p". Nesta figura, as cores servem para diferenciar uma aglomeração, que é um conjunto de poros interligados. Os pontos em branco correspondem aos sólidos, considerados impermeáveis.

Quando um aglomerado, região com uma mesma cor, atravessa de uma borda à outra oposta da malha, fica caracterizada a percolação. A porosidade que define a fronteira entre a descontinuidade e a continuidade dos poros seria a porosidade crítica, $p_c$, onde apareceria o primeiro aglomerado capaz de percolar o espaço, chamado de aglomerado de percolação. Esse ponto é chamado de limiar de percolação. Visualmente se percebe que para maiores valores de "p" mais fácil se estabelece o fluxo e que também há uma tendência dos aglomerados se unirem em um único e grande aglomerado quando "p" cresce.

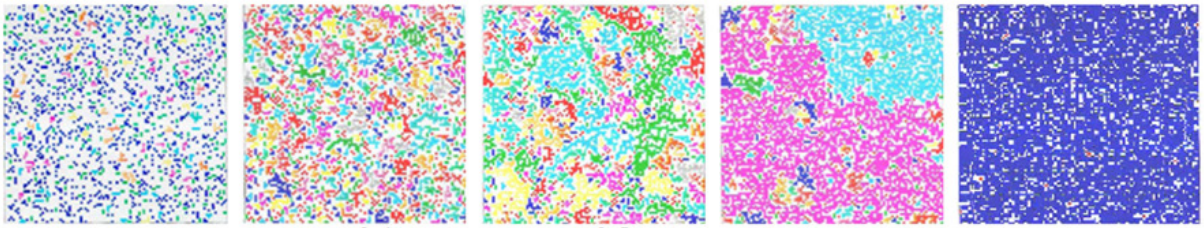


**Figura 3 – Formação de aglomerados de poros para diversas porosidades. Adaptado de King et al.[15].**

Essa porosidade crítica, $p_c$, está associada ao tipo de malha e dimensão. No caso da malha retangular bidimensional, com n→ ∞, esse valor é de 0,593, para malha de triângulos é de 0,5 e a de hexágonos, 0,692. Se o problema for levado ao espaço 3D e considerando as células como cubos, o valor de $p_c$ é igual a 0,312. Todos esses valores indicados são resultados de modelos matemáticos resolvidos analiticamente ou por métodos numéricos.

Scher e Zallen[3] apud Bentz e Garboczi [16] estudaram vários problemas práticos de percolação, onde a estrutura da malha era construída de forma aleatória por partículas que não

[3] SCHER, H. and ZALLEN, R., 1970, J. Chem. Phys. 53, 3759.

se sobrepõem, e encontraram o mesmo valor de $p_c$, 0,45 em 2D e 0,16 em 3D. Esses valores foram posteriormente confirmados em experimentos reais.

Até o momento foi dito que para p=1 todos os poros estão conectados e que para $p < p_c$, não existem aglomerados capazes de atravessar toda a malha. Então deve haver uma região intermediária, de transição, entre a porosidade crítica e a percolação total.

Seja "P" ou P(p) a fração de poros pertencentes aos aglomerados de percolação. Caso p seja menor do que $p_c$, não há percolação e portanto P=0. Na região de transição, $P(p) = (p - p_c)^{\beta}$ e $\beta$ não depende da forma da malha, mas apenas da dimensão, onde no espaço 2D é igual a 5/36 e no 3D, 0,41. Na teoria da percolação este importante resultado é conhecido como universalidade e permite descrever a região de transição apenas em função do limiar de percolação.

Para o concreto, a informação importante é que há um rápido incremento na percolação quando a porosidade supera a porosidade crítica, Figura 6, e que para porosidades menores do que a crítica não há fluxo.

Voltando ao espaço bidimensional, agora com um malha muito pequena com "n"=5.

A Figura 4 ilustra uma malha retangular, com duas distribuições. À esquerda, com p=0,2, existe um caminho para o fluxo horizontal. À direita, com p=0,8, esse fluxo horizontal não é possível.

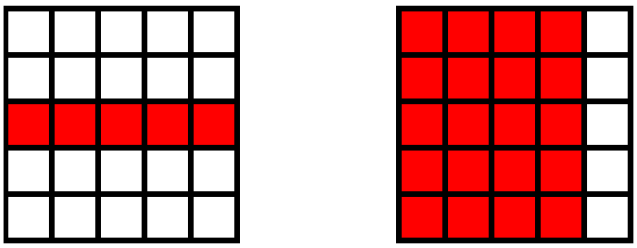

**Figura 4 – Arranjo de poros em malha retangular finita, King et al.[15].**

Na Figura 5, para a mesma porosidade "p", existem diferentes valores de "P", conforme o arranjo estabelecido.

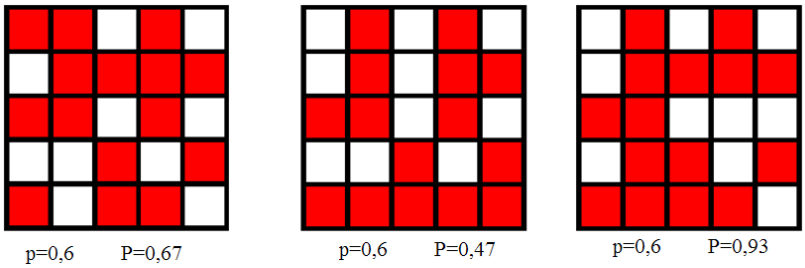


**Figura 5 - Diferentes valores de "P" para a mesma porosidade "p", em malha finita, King et al.[15].**

Estes diferentes tipos de arranjos para o sistema finito podem ser plotados em um gráfico formando uma nuvem de pontos, mas quando o número de células cresce, o comportamento converge e a nuvem tende para uma curva quando n→ ∞, Figura 6. Portanto, o refinamento da malha é importante neste estudo para evitar as situações mostradas na Figura 4 e na Figura 5. Estas figuras também servem para ilustrar a diferença entre porosidade e permeabilidade.

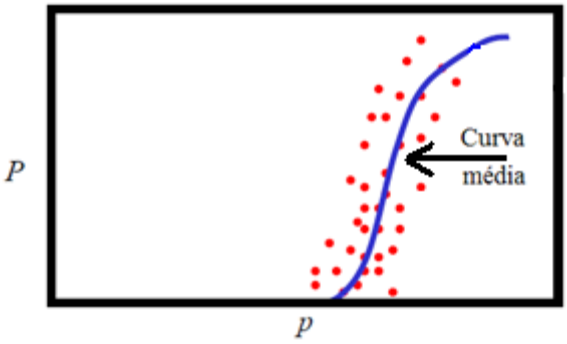


**Figura 6 – Fração de poros conectados em função da porosidade. Adaptado de King et al.[15].**

## 2.2 MODELO DE POWERS E BROWNYARD PARA HIDRATAÇÃO DO CIMENTO PORTLAND E CÁLCULO DA POROSIDADE CAPILAR DAS PASTAS

Segundo Powers[17], o estudo da estrutura e das propriedades da pasta endurecida foi objeto de diversas pesquisas desenvolvidas na PCA - *Portland Cement Association*, EUA, a partir de 1936.

Entre 1946 e 1947, Powers e Brownyard[12] publicaram uma série de nove artigos, onde Powers[17] afirma que foi estabelecida um compreensão mais consolidada da estrutura e das propriedades físicas da pasta endurecida.

O modelo de Powers e Brownyard idealiza a hidratação como uma reação entre as partículas de cimento e água para produzir um simples produto da hidratação chamado de gel do cimento. Baseados em ensaios em uma série de pastas com várias relações a/c e vários graus de hidratação, obtiveram uma interpretação quantitativa desta hidratação. Bentz et al.[18].

A denominação gel é apropriada ao C-S-H que tem uma estrutura de dimensões coloidais e tendência a se aglomerar, Mehta e Monteiro[19 p. 24].

Powers[20 p. 4] sabia que o gel, C-S-H, não era o único produto da reação química, onde existiam alguns produtos sem essa característica, como o hidróxido de cálcio que tem uma estrutura cristalina e outros compostos secundários. Porém, para o modelo, este fato foi ignorado dado que o gel é a fase predominante.

Então, para manter a terminologia original do modelo de Powers e Brownyard, o gel do cimento será considerado como representando todos os produtos da hidratação.

Outra denominação que causa certa confusão é a relação gel/espaço, definida por Powers[20 pp. 9-12] para prever a resistência à compressão. Neste caso, gel, simplesmente, corresponde aos produtos da hidratação.

A seguir será descrita a idealização de Powers e Brownyard, nos pontos de interesse desta pesquisa que é o cálculo da porosidade capilar.

Inicialmente a pasta é composta apenas por cimento Portland anidro e água.

Durante a hidratação, parte do cimento anidro e da água é substituída pelo gel.

O gel é uma estrutura porosa, com porosidade característica de 28%, que é preenchida por água adsorvida à sua superfície, onde essa água é denominada de água do gel. A fase sólida do gel contém água quimicamente combinada que representa 23% da massa do cimento anidro que reagiu para formar este gel. Em certos tipos de cimento, esse valor pode ser até 18% e essa água quimicamente combinada também é denominada de água não evaporável. Os produtos da hidratação, gel e água do gel, ocupam um volume maior do que o volume do cimento anidro que o originou, mas menor do que a soma dos volumes do cimento anidro que o originou com o da água não evaporável, diferindo aproximadamente 0,254 do volume desta água. Neville[21 p. 46].

Supondo que houve 100% da hidratação, a pasta, agora endurecida, é composta do gel (produtos sólidos e água dos poros do gel) e poros capilares vazios, Figura 7. Nesta figura, os espaços maiores, denotados como “C” correspondem aos poros capilares, pontos escuros representam os sólidos do gel e pontos claros menores, os poros do gel. As dimensões dos poros do gel estão exageradas, assim como os sólidos do gel não correspondem a um aglomerado de partículas esféricas, Powers[20 pp. 8-9].

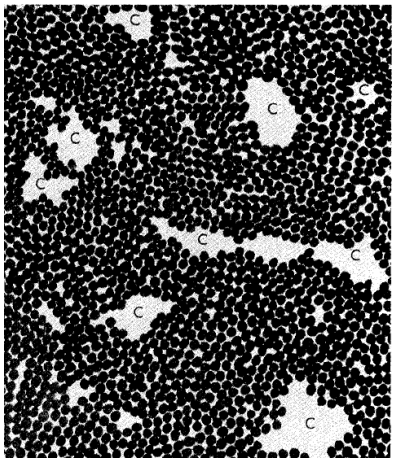


**Figura 7 - Modelo simplificado da estrutura da pasta. Powers[20 p. 8].**

Powers[20 p. 3] fez uma representação esquemática, Figura 8, para ilustrar o que ocorre nas pastas com várias relações a/c, durante a hidratação.

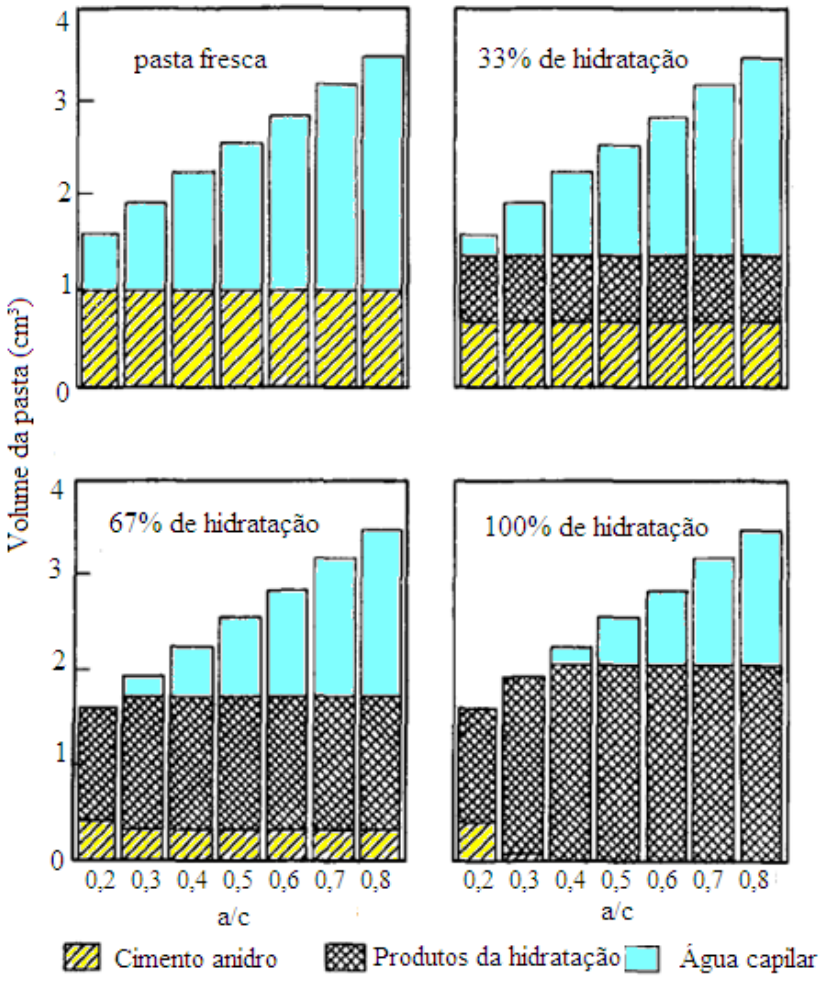


**Figura 8 - Composição das pastas de cimento para diferentes graus de hidratação e várias relações a/c. Adaptado de Powers[20 p. 3].**

Inicialmente na Figura 8 são apresentadas várias pastas com mesma quantidade de cimento anidro e diferentes quantidades de água, de forma a corresponder à relação a/c estabelecida. Cada pasta vai ter um espaço disponível para acomodar os produtos da hidratação, que é maior para a pasta com maior relação a/c. Também está se admitindo que as pastas estejam sendo curadas imersas em água, de forma que a água possa penetrar nos poros capilares durante a hidratação.

Com 33% de hidratação, todas as pastas, agora endurecidas, têm o mesmo volume de cimento anidro e de produtos da hidratação. No modelo foi visto que, ao formar o gel, a quantidade de água adsorvida nos poros e de água quimicamente combinada é proporcional à massa do cimento anidro que originou este gel. Uma conseqüência disto é que qualquer quantidade de água superior à soma destes dois tipos de água, adicionada à pasta, resultará em poros capilares, que são maiores nas pastas com mais água adicionada à mistura.

Com 67% de hidratação ocorre um fato novo, a pasta com a/c=0,20 ocupa todo o espaço disponível e parte do cimento anidro não consegue se hidratar por falta de espaço. Conforme Neville[21 p. 48], a hidratação somente pode ocorrer em água, dentro dos capilares. Outro mecanismo é a reação de estado sólido, topoquímico, onde as reações ocorrem diretamente na superfície dos componentes do cimento anidro sem entrarem em solução, Mehta e Monteiro[19 p. 200].

Com 100% de hidratação, observa-se que a pasta com a/c=0,30 também restará algum cimento não hidratado e as pastas com relação a/c=0,40 e superiores hidratarão todo o cimento da mistura, resultando no mesmo volume de produtos da hidratação e diferentes volumes de poros capilares em quantidade crescente com a quantidade de água inicialmente adicionada.

Uma situação que tem que ser considerada é quando não há possibilidade do ingresso de água externa ao sistema. Neste caso, segundo Neville [21 p. 47], somente se conseguiria 100% de hidratação do cimento, caso a relação a/c fosse maior ou igual a 0,50, para garantir a mobilidade da água durante a hidratação, que está associada a uma umidade relativa de 80%. Parte dessa água, 0,42, seria fixada pelas reações químicas e pela adsorção aos poros do gel e o restante formaria os poros capilares. Então existem duas possibilidades de não ocorrer a hidratação completa, por falta de espaço ou por falta de água. Outra possibilidade, não considerada neste momento, é a finura do cimento, onde partículas grossas de cimento não reagem completamente, este fato será comentado posteriormente neste trabalho.

É conveniente traduzir as informações de Powers e Brownyard em relações algébricas de forma a permitir simulações e cálculo do volume ocupado pelos poros capilares e pelas fases do gel.

Bentz et al.[18] baseados neste modelo e assumindo alguns valores sugeridos por Jensen e Hansen[4], indicam a formulação descrita abaixo. Observando que alguns desdobramentos das fórmulas não foram indicados neste trabalho de Bentz, mas foram aqui incluídos para tornar mais clara a explicação.

Importante também afirmar que essas equações indicam valores aproximados que dependem da composição do cimento, entretanto, devido à simplicidade do modelo, tem sido utilizado por diversos pesquisadores como os aqui citados.

Seja "p" a porosidade inicial da pasta, expressa como a relação entre o volume da água com o volume da pasta. Como a pasta contém apenas água e cimento Portland, 1 - p representa o volume desse cimento adicionado à mistura. "p" pode ser expresso como a equação 1.

$$p = \left( \frac{\frac{a}{c}}{\frac{a}{c} + \frac{\rho_a}{\rho_{cim}}} \right) \qquad \text{Eq. 1}$$

onde:

c – massa do cimento

a – massa da água

$\rho_{cim}$ – massa específica do cimento

$\rho_a$ – massa específica da água

Considerando que $\rho_{cim}$=3,15 g/cm³, $\rho_a$=1,0 g/cm³ e denominando de $\alpha$, o grau de hidratação do cimento, obtém-se as equações 2 a 8, para os volumes das fases.

$$\text{retração química} = 0{,}064 \times 3{,}15 \times (1 - p) \times \alpha = 0{,}20 \times (1 - p) \times \alpha \qquad \text{Eq. 2}$$

Com a retração química são criados vazios internos, dado que a pasta não encolhe de forma uniforme. Neville [21 p. 47] denomina esta "redução de volume" de espaço capilar vazio distribuído por toda a pasta. Esta contração é progressivamente restringida pela parcela da pasta endurecida anteriormente. No caso do concreto, também os agregados se opõem.

Se não houver ingresso de água externa, esses poros ficam vazios e o volume aparente diminui. Caso haja cura úmida, e admitindo que água possa penetrar nos vazios capilares,

[4] JENSEN, O.M. and HANSEN, P.F., Water-entrained cement-based materials I. Principle and theoretical background," Cement and Concrete Research, 31 (4), 647-654, 2001.

haverá uma expansão da pasta com aumento de volume aparente. Conforme Aïtcin (22 p. 173) tanto a retração química quanto a expansão da pasta foram observadas por Le Chatelier[5], em 1904.

$$\text{água do gel} = 0{,}19 \times 3{,}15 \times (1 - p) \times \alpha = 0{,}60 \times (1 - p) \times \alpha \quad \text{Eq. 3}$$

$$\text{água quimicamente combinada} = 0{,}23 \times 3{,}15 \times (1 - p) \times \alpha = 0{,}72 \times (1 - p) \times \alpha \quad \text{Eq. 4}$$

O volume de água capilar será igual ao volume de água inicial subtraído da água do gel e da água quimicamente combinada.

$$\text{água capilar} = p - 1{,}32 \times (1 - p) \times \alpha \quad \text{Eq. 5}$$

O volume dos sólidos da hidratação inclui o volume da água quimicamente combinada.

$$\text{sólidos da hidratação} = 0{,}48 \times 3{,}15 \times (1 - p) \times \alpha = 1{,}52 \times (1 - p) \times \alpha \quad \text{Eq. 6}$$

O volume dos produtos da hidratação corresponde à soma da água do gel, com os sólidos da hidratação. Logo, o volume ocupado por esse gel é cerca de duas vezes maior do que o volume pelo cimento que os originou.

$$\text{produtos da hidratação} = 2{,}12 \times (1 - p) \times \alpha \quad \text{Eq. 7}$$

Por fim, o volume de cimento anidro.

$$\text{cimento anidro} = (1 - p) \times (1 - \alpha) \quad \text{Eq. 8}$$

Observa-se que somando os volumes: cimento anidro + retração + água capilar + produtos da hidratação, resulta 1.

A aplicação desse modelo simples traz importantes informações para tomada de decisão em um estudo de dosagem e para a produção do concreto.

O máximo grau de hidratação depende da disponibilidade de água e de espaço. Então, com a condição de cura, são efetuados cálculos por meio das equações citadas e obtém-se a composição da pasta endurecida, Tabela 1.

As relações a/c escolhidas para análise foram as mesmas de Jensen e Hansen (op. cit.) apud Aïtcin (22 pp. 177-185). Na construção da tabela, foi desprezado o fato da mobilidade da água tornar-se muito lenta quando a umidade relativa é inferior a 80%. No caso de cura úmida, foi considerado que todos os vazios, inclusive os criados pela retração química, estão ocupados por água capilar, originada pela água externa. Quando a água capilar for drenada, restarão

[5] LE CHATELIER, H. Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques, Paris: Dunod. 1904.

poros. A água do gel se perdida por forte secagem irá causar retração considerável e parte dessa água capilar que ficou contida em poros pequenos, 5 nm a 50 nm, Mehta e Monteiro[19 p. 29], se removida, também irá causar retração adicional devido às forças capilares de tração desenvolvidas. Estas retrações adicionais também não estão computadas na Tabela 1, assim como também não foi considerado qualquer ar aprisionado.

No caso da cura selada, o volume de poros capilares vazios corresponde à retração química.

**Tabela 1 – Fases da pasta de cimento Portland com o máximo grau de hidratação possível de acordo com as condições de cura. Calculado de acordo com as equações 1 a 8.**

| | Película de cura a/c | | | | Cura úmida a/c | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **0,30** | **0,356** | **0,42** | **0,60** | **0,30** | **0,356** | **0,42** | **0,60** |
| Poros capilares vazios (%) | 7,36 | 8,00 | 8,62 | 6,92 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Poros com água capilar (%) | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 19,72 | 0,00 | 0,00 | 8,62 | 26,64 |
| Água do gel (%) | 22,08 | 24,01 | 25,86 | 20,76 | 26,03 | 28,30 | 25,86 | 20,76 |
| Sólidos do gel (%) | 55,95 | 60,83 | 65,52 | 52,60 | 65,94 | 71,70 | 65,52 | 52,60 |
| Cimento anidro (%) | 14,61 | 7,15 | 0,00 | 0,00 | 8,03 | 0,00 | 0,0 | 0,00 |
| Volume Total (%) | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| Máximo grau de hidratação (%) | 71,59 | 84,95 | 100,00 | 100,00 | 84,38 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| Grau de hidratação (%), para $p_c = 0,18$ | 53,11 | 66,04 | 80,80 | ----- | 53,11 | 66,04 | 80,80 | ----- |
| Porosidade capilar (%) | 7,36 | 8,00 | 8,62 | 26,64 | 0,00 | 0,00 | 8,62 | 26,64 |

Algumas conclusões podem ser obtidas da Tabela 1. Existem duas relações a/c críticas, 0,42 para cura sem água externa e 0,356 para cura úmida, abaixo das quais, parte do cimento permanece anidro por falta de água e por falta de espaço, respectivamente. A cura úmida permite obter mais produtos hidratados, entretanto é duvidoso até onde essa água externa consegue penetrar, dado que durante a hidratação a porosidade reduz progressivamente e como visto na teoria da percolação, caso a porosidade crítica de percolação seja atingida, em tese, esse fluxo é interrompido. Para relação a/c maior do que 0,356 sempre haverá poros capilares, mesmo quando a hidratação tenha sido plena. No caso

da relação a/c igual a 0,60, mesmo que haja 100% da hidratação do cimento, a porosidade crítica de 18%[6] não será alcançada.

A Figura 9 e a Figura 10 mostram a representação gráfica dos valores indicados na Tabela 1, para a relação a/c de 0,42 e 0,60, respectivamente. A vantagem desses gráficos é a facilidade de visualizar as fases da pasta em qualquer estágio da hidratação.

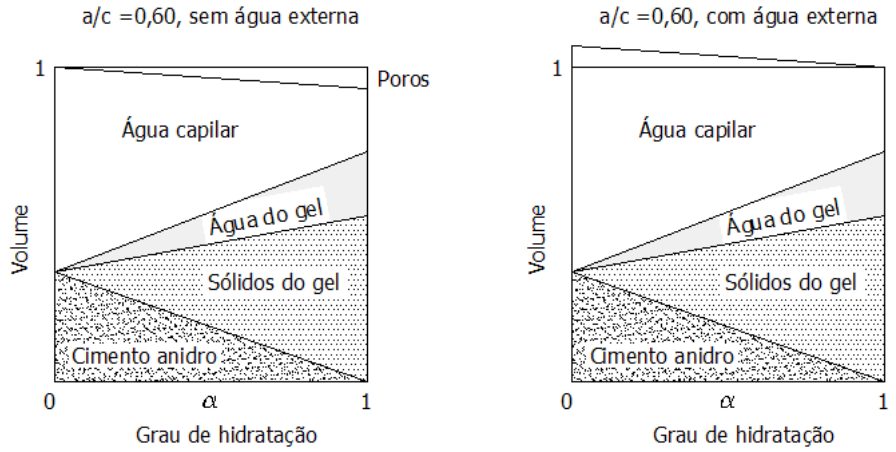


**Figura 9 – Representação gráfica da hidratação, a/c=0,60. Adaptado de Jensen e Hansen apud Aïtcin (22 p. 177;179).**

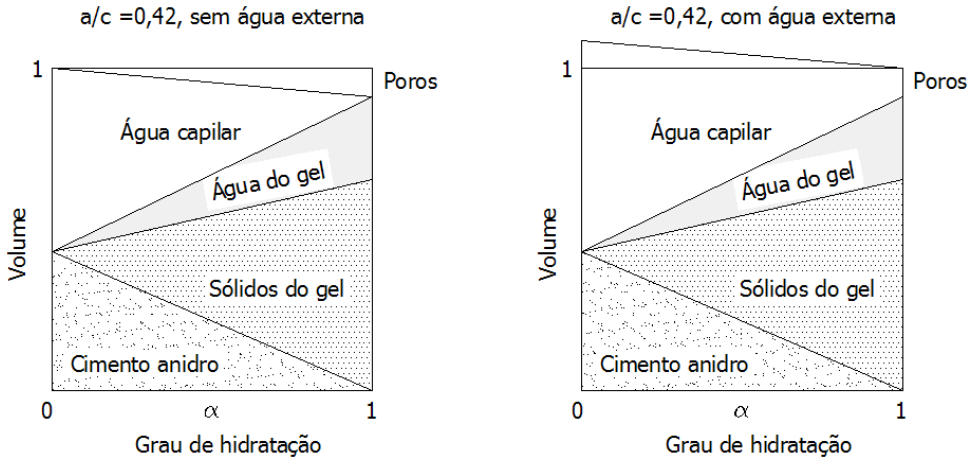


**Figura 10 - Representação gráfica da hidratação, a/c=0,42. Adaptado de Jensen e Hansen apud Aïtcin (22 p. 178;180).**

[6] Esse valor de porosidade crítica é justificado na seção 2.3.

## 2.3 MODELO DO NIST PARA SIMULAÇÃO DIGITAL DA ESTRUTURA DAS PASTAS E OBTENÇÃO DA POROSIDADE CRÍTICA RELATIVA À DESCONTINUIDADE DOS POROS

Foi desenvolvida no *National Institute of Standards and Technology* (NIST), Bentz e Garboczi[16], uma sofisticada ferramenta computacional para simulação digital da microestrutura de pastas contendo cimento Portland, adições minerais e fíler. Nesta simulação é possível obter a porosidade crítica que caracteriza a descontinuidade dos poros.

Como visto na teoria da percolação, a porosidade crítica que caracteriza a descontinuidade dos poros é maior no espaço 2D do que no 3D. Também a forma da malha, que será chamada aqui de microestrutura, influencia no estabelecimento da porosidade crítica.

Obviamente, o estudo da percolação no concreto tem que ser feito no espaço 3D, portanto, há necessidade de um modelo tridimensional da microestrutura.

Como discutido no modelo de Powers e Brownyard, essa estrutura varia conforme evolui a hidratação do cimento. Bentz e Garboczi fizeram uma engenhosa simulação digital dessa microestrutura e para isso estabeleceram alguns procedimentos, onde os principais serão descritos a seguir.

Inicialmente definiram o espaço, onde adotaram uma unidade genérica, o pixel. O espaço, finito, foi definido como um cubo com 100 pixels de lado, o que corresponde a um volume de um milhão de pixels. Como visto na teoria da percolação, o cubo representa uma malha tridimensional e cada pixel representa uma célula. A quantidade de células, $n=10^6$, um número grande, é necessária para a coerência dos resultados.

Considera-se aqui apenas a pasta de cimento Portland. O cimento foi representado apenas pelo $C_3S$, a generalização para incorporar os outros componentes do cimento Portland é possível e está presente em versões mais novas do sistema por eles desenvolvido. A Tabela 2, $C_4AF$ foi desprezado, indica que esta simplificação, para efeito da obtenção da porosidade crítica, não está longe dos valores indicados para alguns tipos de cimento usuais.

**Tabela 2 - Volume dos produtos da hidratação por unidade de volume de cimento anidro. Bentz e Garboczi[16].**

| | Composição | | | Volume dos produtos da hidratação | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Cimento | $C_3S$ % | $C_2S$ % | $C_3A$ % | Produto de superfície | Produto de poro | Total |
| $C_3S$ | 100,0 | ---- | ---- | 1,70 | 0,61 | 2,31 |
| Tipo I | 57,5 | 28,7 | 13,8 | 1,66 | 0,63 | 2,29 |

| | Composição | | | Volume dos produtos da hidratação | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Cimento | $C_3S$ % | $C_2S$ % | $C_3A$ % | Produto de superfície | Produto de poro | Total |
| Tipo II | 54,9 | 36,6 | 8,5 | 1,81 | 0,55 | 2,36 |

As partículas de $C_3S$, modeladas como esferas, são distribuídas de forma aleatória no espaço até ocupar no volume o equivalente à relação água/cimento estabelecida. Os pixels remanescentes são considerados como ocupados por água.

O algoritmo controla a geometria formada para não permitir que duas partículas ocupem o mesmo lugar no espaço. A distribuição do tamanho das partículas de $C_3S$ pode ser considerada. Por exemplo, o tamanho pode variar entre 3 e 20 pixels.

Estabelecido esse arranjo inicial aleatório, o próximo passo é modelar a hidratação, através de diversos passos representando a dissolução, difusão e precipitação que definem a hidratação do cimento Portland, Figura 11.

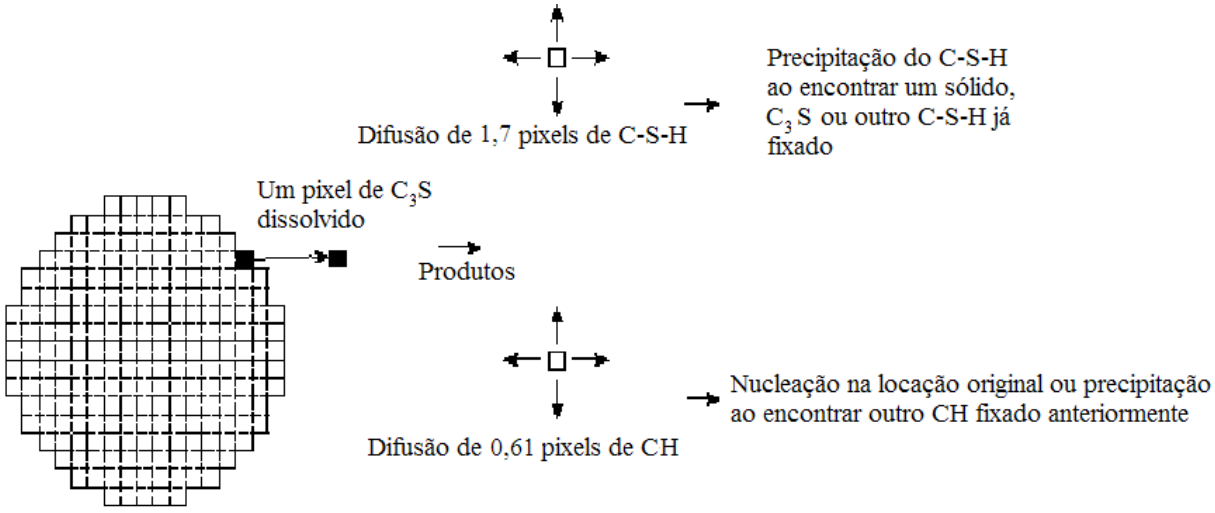


**Figura 11 - Passos na formação da microestrutura. Adaptado de Bentz e Garboczi[16].**

Vê-se, Figura 11, que uma unidade de volume de $C_3S$ gera 2,31 unidades de produtos de hidratação, sendo 1,7 referentes ao C-S-H, silicato de cálcio hidratado, e 0,61 ao CH, hidróxido de cálcio. O coeficiente 2,31 é ligeiramente maior do que o proposto por Powers, mas seguiu valores sugeridos por Young e Hansen[7].

O processo de hidratação é estabelecido em ciclos. Seleciona-se aleatoriamente um conjunto de pixels de $C_3S$ que estão em contato com pixels de água, para serem dissolvidos.

[7] YOUNG, J.F. and HANSEN, W., in Microstructural development during hydration of cement, edited by STRUBLE, L.J. e BROWN, P.W., Materials Research Society, Pittsburgh, 1987.

No modelo digital significa que um determinado pixel de $C_3S$ é eliminado dando lugar a dois outros tipos de pixels, são gerados 1,7 pixels de C-S-H e 0,61 pixels de CH, e, obviamente, 1,31 pixels de água são eliminados.

Estes produtos da hidratação devem percorrer um caminho aleatório, representando a fase de difusão. A difusão do C-S-H é interrompida quando, na sua viagem aleatória, é encontrado outro pixel de C-S-H ou de $C_3S$. Neste encontro o pixel do C-S-H é fixado, representando a precipitação.

Na simulação digital esse processo se repete em passos, então, à medida que o espaço vai sendo povoado pelos produtos da hidratação, o C-S-H vai sendo fixado cada vez mais próximo do local da partícula que o originou até o ponto onde ocorrerá no próprio pixel do $C_3S$ original, o que corresponde ao mecanismo topoquímico da hidratação do cimento Portland.

O CH combina dois mecanismos, a nucleação, quando a partir do próprio local de origem há o crescimento do cristal, e a difusão com posterior precipitação, quando o pixel do CH percorre um caminho aleatório até encontrar outro pixel de CH, onde é fixado.

A partir de qualquer quantidade de ciclos, pelo volume de pixels de $C_3S$ remanescentes, é possível calcular o grau de hidratação e pelo volume de pixels ocupados pela água, é possível calcular a porosidade. Portanto, em qualquer momento, pode-se ter uma representação tridimensional da microestrutura da pasta de cimento.

Variações volumétricas decorrentes de retração foram desprezadas no modelo.

Embora o modelo aqui apresentado contenha muitas simplificações, versões mais completas do sistema foram desenvolvidas[23], acrescentando muitos outros recursos que permitem simular a floculação das partículas, o gesso, a composição do cimento, fibras, zona de interface, agregados e outras formas das partículas. Este nível de aprofundamento não será aqui considerado, pois, para efeito do cálculo da porosidade crítica de percolação, o modelo simplificado atende.

Esta rotina para estabelecer uma fotografia tridimensional virtual da microestrutura, Figura 12, permite investigar a possibilidade de transporte de fluido no sistema, tal qual na teoria da percolação, mas utilizando outros recursos.

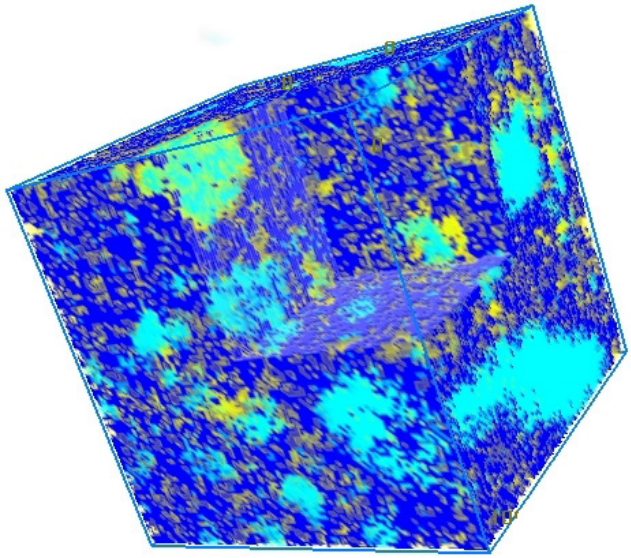

**Figura 12 - Imagem virtual tridimensional da microestrutura da pasta endurecida. Bentz[23].**

Para isso, Bentz e Garboczi descrevem um algoritmo que permite verificar se há continuidade no sistema de poros estabelecido.

Primeiro, assumiram que através dos produtos da hidratação não há qualquer fluxo, ou seja, o transporte tem que ser através da porosidade capilar, representada pelos pixels de água.

Então, para verificar a ligação entre os pixels de interesse, fizeram uma analogia com a propagação do fogo. Cada pixel que representa um poro foi considerado como "combustível".

O "fogo" é iniciado em umas das faces do espaço tridimensional. A rotina computacional verifica, para cada pixel "queimado", se há conexão com um poro vizinho. Se existir a conexão, o "fogo" é propagado. No final, quando todos os pixels foram varridos, é feita a verificação da face oposta. Caso ao menos um pixel da face oposta tenha sido "queimado", considera-se que existe um aglomerado de percolação no sistema. Os pixels "queimados" são contados de forma a se estabelecer a fração porosa que faz parte dos aglomerados de percolação, também chamada de fração conectada.

Este algoritmo pode ser processado para qualquer grau de hidratação e é repetido até que o aglomerado de percolação não seja formado. Quando isso ocorre, está estabelecida a porosidade crítica, $p_c$, que define a fronteira entre a continuidade e a descontinuidade do sistema de poros e o grau de hidratação associado.

Importante lembrar que este é um modelo virtual e que ensaios físicos associando a permeabilidade com a porosidade capilar serão discutidos na seção 2.4.1.

Uma vez discutidos os principais aspectos da modelagem da microestrutura das pastas de cimento Portland, agora será vista a inclusão da sílica ativa e de um fíler no modelo.

O fíler, como não reage quimicamente, é incluído no modelo da mesma forma que se incluiu os pixels de $C_3S$ e permanecem estáticos depois de fixados na posição inicial.

Para incluir a sílica ativa, outras regras devem ser estabelecidas.

Primeiro, os pixels de sílica ativa são incluídos no espaço da mesma forma que os pixels de $C_3S$ e do fíler. Depois, durante os ciclos de hidratação é permitida a reação entre o hidróxido de cálcio com a sílica ativa.

Considerando a sílica ativa, os produtos da hidratação, também baseados em Young e Hansen (op. cit.) e em bases volumétricas, assumem as seguintes proporções: uma unidade de volume de S reage com 2,08 unidades de CH e gera 4,6 unidades de C-S-H.

Dependendo da quantidade de sílica ativa adicionada pode não ocorrer toda a reação pozolânica caso a quantidade disponível de CH tenha sido esgotada. Para isso, o sistema deve monitorar essa reserva de hidróxido de cálcio, ao longo dos ciclos de hidratação.

Os resultados das simulações permitiram importantes conclusões. Observa-se na Figura 13 a redução da fração de poros conectados com a evolução da hidratação e que a partir de certo valor crítico de hidratação, essa conexão cai rapidamente. Também nota-se que para a relação a/c igual a 0,60 e a 0,70, a parte descendente da curva não se completa.

A queda repentina da porosidade capilar a partir de certo grau de hidratação, corresponde com os resultados de Powers et al [24] que definiram a descontinuidade dos poros capilares como o ponto onde a medição da permeabilidade, como função do grau de hidratação, apresenta uma notável mudança de inclinação.

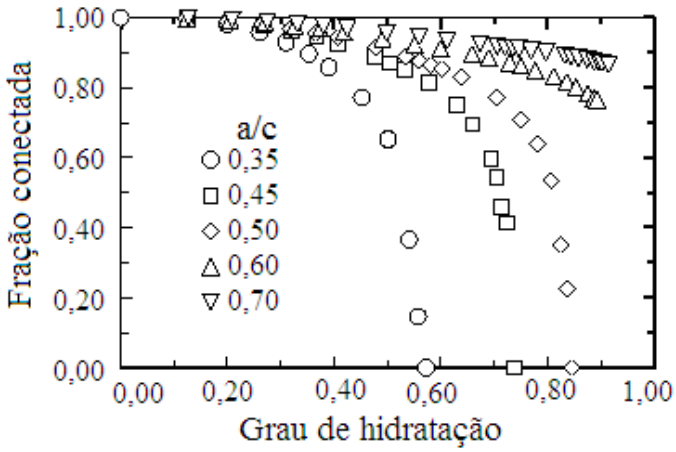


**Figura 13 - Fração de poros conectados em função do grau de hidratação para pastas com várias relações a/c. Adaptado de Bentz e Garboczi[16].**

Quando são plotados os pontos da fração conectada com a porosidade capilar, Figura 14 a Figura 16, as curvas indicam um comportamento universal, independente da composição da pasta, e que a porosidade crítica, $p_c$, é igual a 18%. Além disso, a forma da curva é típica daquelas estudadas na teoria da percolação.

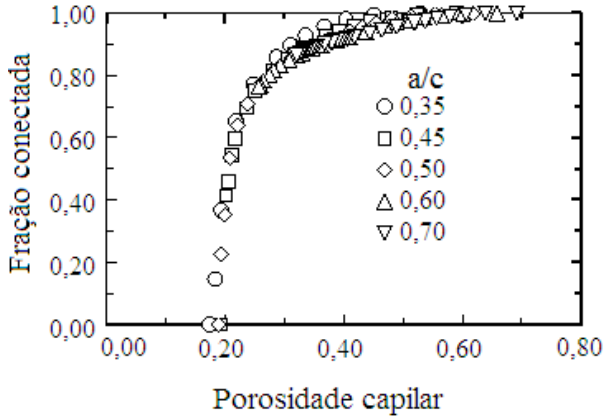


**Figura 14 - Fração de poros conectados em função da porosidade capilar para pastas puras com várias relações a/c. Adaptado de Bentz e Garboczi[16].**

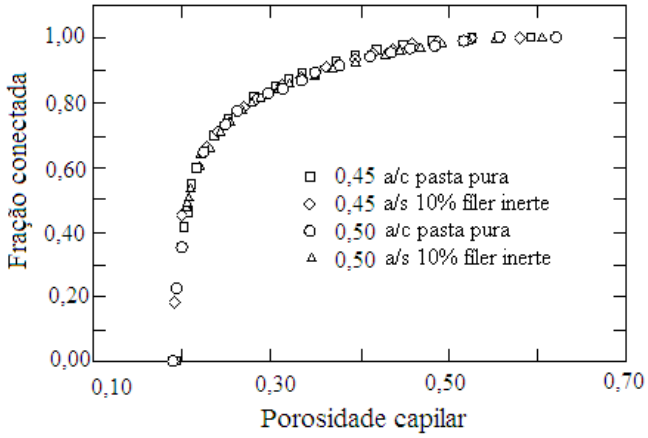


**Figura 15 - Fração de poros conectados em função da porosidade capilar para pastas puras e pastas com adição de fíler. Adaptado de Bentz e Garboczi[16].**

Onde a/s é a relação da massa da água com a massa das partículas sólidas adicionadas à mistura.

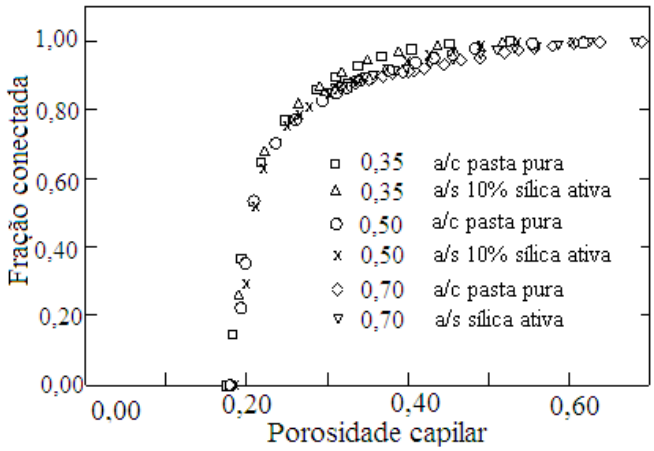


**Figura 16 - Fração de poros conectados em função da porosidade capilar para pastas puras e pastas com adição de sílica ativa. Adaptado de Bentz e Garboczi[16].**

Este valor de $p_c$, 0,18, é muito próximo do obtido por Scher e Zallen (op. cit.), 0,16, pela teoria da percolação e por experimentos efetuados em outros tipos de materiais.

Esta conclusão de que, independente do sistema cimentício utilizado, o sistema de poros é descontínuo quando a quantidade de sólidos atinge um volume de 82% do volume da pasta, tem grande importância na tecnologia dos concretos para obtenção de materiais duráveis.

Além disso, tal qual no modelo de Powers, é possível estabelecer uma formulação para o cálculo dessa porosidade capilar em pastas com sílica ativa e fíler e efetuar simulações, para definir a proporção dos materiais constituintes da pasta. Ou seja, através de fórmulas simples, agora sem necessidade da simulação digital e da teoria da percolação, pode-se proporcionar os materiais de forma que a porosidade capilar seja inferior a 18%, atingindo a descontinuidade teórica dos poros.

## 2.4 DURABILIDADE

A durabilidade da estrutura depende de fatores externos e internos que podem causar a deterioração do concreto e das armaduras. Supondo que esta estrutura foi corretamente dimensionada e que sua resistência é adequada para atender às diversas combinações dos carregamentos externos e do peso próprio, isto não garante o atendimento a uma expectativa de vida útil estabelecida. Pode se afirmar que foi atendido um pré-requisito, mas existem ações de outra natureza, que devem ser consideradas.

Essas outras ações podem ser físicas (temperaturas extremas, altas e baixas), químicas externas (ingresso de agentes agressivos como cloretos, sulfatos, $CO_2$, $O_2$, líquidos e gases naturais e industriais), químicas internas (reação álcali-sílica, álcali-carbonato) ou mecânicas (impacto, abrasão, erosão ou cavitação). Esses fatores podem atuar simultaneamente, atacando o concreto de forma sinérgica. Neville [21 pp. 481-482].

Será visto neste capítulo que a deterioração mecânica, a resistência e a permeabilidade têm em comum a dependência do sistema de poros do concreto. Em geral, quanto menor a porosidade, melhor o desempenho do concreto. Uma exceção é o comportamento em temperaturas extremas, onde medidas adicionais como incorporar ar para as ações de congelamento e fibras de baixo ponto de fusão para fundir em situações de altas temperaturas são procedimentos que podem ser tomados.

Em geral, procura-se utilizar agregado não reativo para evitar as reações deletérias envolvendo hidróxidos alcalinos (NaOH, KOH). Na impossibilidade de obtenção de outro tipo de agregado, pode-se limitar o teor de álcalis no concreto em 3 kg/m³. Outra condição importante para acontecer a reação é a concentração de íons hidroxila no fluido dos poros porque para haver a desestabilização das rochas ácidas há necessidade de um meio fortemente alcalino. Mehta e Monteiro[19 p. 162].

Neville [21 p. 515; 641] afirma que a adição de sílica ativa, em um aparente paradoxo, reduz a expansão da reação álcali-sílica, onde atribui isto à grande área superficial dessa pozolana. Sugere também a substituição de parte do cimento Portland por escórias ou cinzas volantes que contém pequenas quantidades de álcalis solúveis em água. Outra conseqüência dessas adições é reduzir a permeabilidade do concreto e com isso evitar o ingresso de álcalis vindos do meio externo.

Conhecidos os fatores que desencadeiam a reação, uma suposição que pode ser feita é que concretos que tenham baixa permeabilidade, com adição de materiais como escórias e sílica amorfa e com baixo consumo de cimento Portland, menor teor de álcalis e $Ca(OH)_2$ por metro cúbico, deve ter uma baixa probabilidade de desenvolver este tipo de reação deletéria, mesmo utilizando agregado reativo.

Supondo que foi produzido um concreto onde a porosidade é baixa, de forma que o transporte de fluidos dentro da massa de concreto seja desprezível. Nesse caso, o ingresso dos agentes agressivos é possível caso haja um ataque na superfície do elemento estrutural que modifique progressivamente a porosidade das camadas superficiais até atingir as armaduras.

Este é o caso da dissolução e lixiviação do hidróxido de cálcio, onde Bentz e Garboczi [25] verificaram, utilizando modelo similar ao detalhado na seção 2.3, que apenas removendo essa fase pode ser suficiente para conectar os poros e permitir a percolação e sugerem a adição de sílica ativa para minimizar esta possibilidade. Por exemplo, um concreto com relação água/aglomerante de 0,45, sem fíler, demanda uma adição em massa de 9% de sílica ativa em relação ao cimento Portland, de forma que a soma dos poros capilares mais os poros criados pela remoção do hidróxido de cálcio não ultrapasse a porosidade crítica de percolação de 18%.

Como afirma Neville [21 p. 481], durabilidade do concreto não significa vida indefinida, nem significa suportar todo tipo de ação.

Mesmo as fases mais estáveis como os agregados e os silicatos de cálcio hidratados sofrem deterioração, mas este processo pode ser tão lento que não tenha implicação prática.

Pode-se dizer então que para obter um concreto com longa vida útil e inserido em um ambiente agressivo, uma condição necessária, mas nem sempre suficiente, é que este concreto seja resistente, por um tempo adequado, ao ingresso de agentes agressivos, o que depende do seu sistema de poros e do grau de fissuração.

### 2.4.1 PERMEABILIDADE

A permeabilidade de pastas de cimento Portland submetidas à cura úmida foi estudada por Powers et al. [24]. Foi comentado anteriormente que o modelo de simulação digital da hidratação está de acordo com o comportamento obtido neste estudo, onde a partir de certo valor de porosidade, tanto a fração conectada de poros como a permeabilidade caem rapidamente. A Figura 17 ilustra essa dependência, onde se observa que em torno da porosidade de 30% a curva da permeabilidade sofre forte mudança de inclinação indicando que a segmentação dos poros capilares torna-se significativa e que para a porosidade crítica de 18% a permeabilidade é muito baixa, entretanto não é nula como prediz a teoria da percolação. Essa diferença pode ser decorrência da existência de microfissuras na pasta.

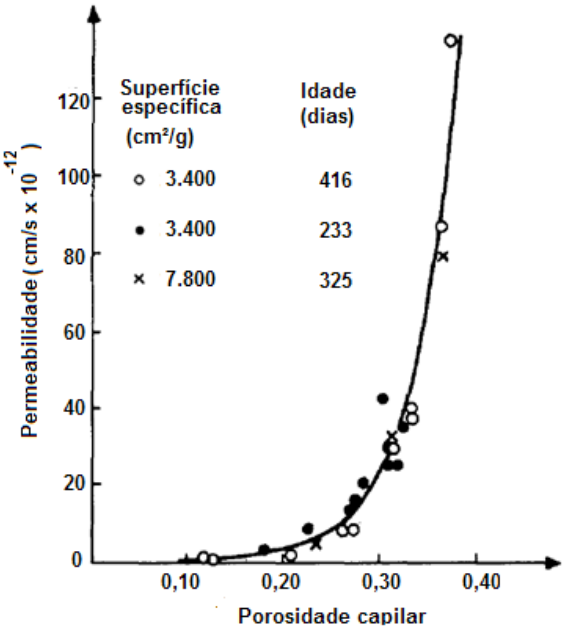


**Figura 17 - Relação entre coeficiente de permeabilidade e porosidade capilar. Adaptado de Powers[20].**

As três primeiras colunas da Tabela 3 são dados da pesquisa de Powers et al. [24], onde se relaciona, para cada relação a/c, o grau de hidratação e o tempo necessário para atingir a descontinuidade dos poros, onde esse tempo vai variar de acordo com o tipo de cimento considerado. A partir desses dados, a quarta coluna indica a porosidade capilar correspondente, calculada de acordo com o modelo de Powers e Brownyard. Conclui-se então que o limiar de descontinuidade dos poros identificado por Powers et al. a partir dos ensaios de permeabilidade corresponde a uma porosidade capilar da ordem de 30%. Lembre-se que pela simulação digital esse limiar foi definido em 18% para o caso do fluxo nulo, mas este não foi o critério adotado por Powers para definir a descontinuidade.

Powers et al. [24] ressaltaram a importância da descontinuidade dos poros para impedir a entrada dos agentes agressivos no concreto e também enfatizaram o tempo de cura, onde os dados mostram que deve ser mais longa para pastas com maior relação a/c. Entretanto a prática da construção diz que dificilmente um concreto vai ser curado além de sete dias, isto já assumindo uma hipótese otimista. Dessa forma, a continuidade da hidratação vai depender da troca de umidade do elemento estrutural com o meio ambiente, onde o concreto do recobrimento das armaduras vai ser o mais afetado.

**Tabela 3 – Algumas características das pastas de cimento Portland de Powers [24] na fronteira que define a descontinuidade do sistema de poros.**

| a/c | Grau de hidratação (%) | t (dias) | p (%) |
|---|---|---|---|
| 0,40 | 50 | 3 | 30,97 |
| 0,45 | 60 | 7 | 30,84 |
| 0,50 | 70 | 14 | 30,72 |
| 0,60 | 90 | 180 | 30,52 |
| 0,70 | 100 | 365 | 33,85 |
| >0,70 | Impossível | --- | --- |

Estudo de Mehta e Manmohan[8] apud Mehta e Monteiro[19 p. 28;35] demonstra que a distribuição do tamanho dos poros difere para pastas de cimento Portland com relação a/c diferentes, parte "a" da Figura 18. Entretanto, quando é vista apenas a distribuição dos poros menores do que 1.320Å para pastas com relação a/c no intervalo entre 0,60 e 0,90, a distribuição é a mesma, parte "b" da Figura 18.

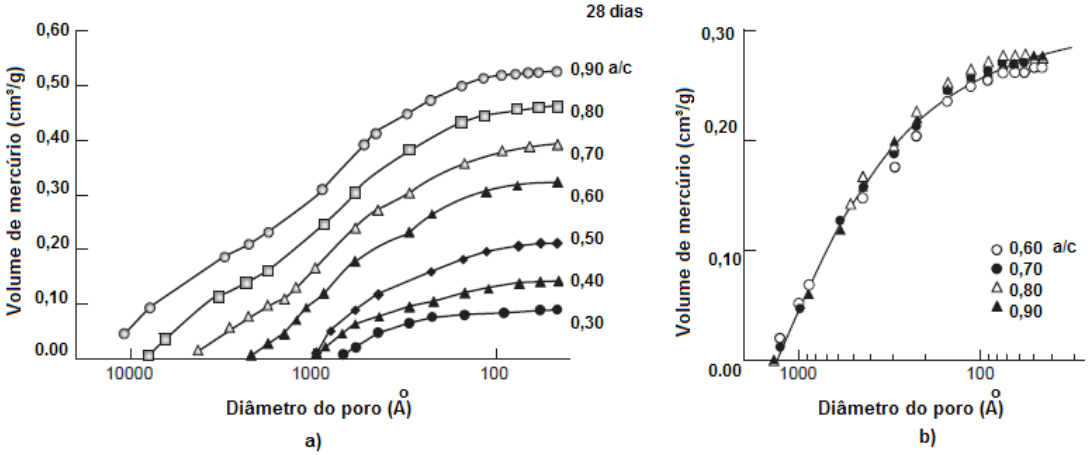


**Figura 18 – Distribuição do tamanho dos poros em pastas de cimento hidratado com diferentes relações a/c. Adaptado de Mehta e Manmohan apud Mehta e Monteiro[19 p. 28;35].**

Esta observação é importante porque está de acordo com o modelo de Powers e Brownyard[12] que assume que a composição das fases hidratadas é a mesma, independente da relação a/c. O que vai diferenciar a estrutura das pastas é o volume dos produtos hidratados e dos poros capilares. Na verdade há uma mudança na morfologia dos produtos hidratados quando a relação a/c ou a porosidade total se reduz, mas isso será tratado mais adiante. O que

[8] MEHTA, P.K. e MANMOHAN, D., Proc. 7th Int. Congress on Chemistry of Cement, Paris, 1980.

interessa no momento é que a permeabilidade é governada pelos poros capilares ou maiores e pela conexão entre eles, pois estes poros é que marcadamente diferenciam as pastas.

Neville [21 p. 484] expressa o escoamento laminar através dos poros capilares pela lei de Darcy, equação 9.

$$\frac{dq}{dt} \times \frac{1}{A} = \frac{K_1 \times \rho \times g \times \Delta h}{\eta \times L} \qquad \text{Eq. 9}$$

onde:

$\frac{dq}{dt}$ – velocidade de escoamento da água ou vazão

A – área da seção transversal do elemento

$\Delta h$ – diferença de altura da coluna hidráulica

L – comprimento do elemento

$\frac{K_1 \times \rho \times g}{\eta} = K$ – coeficiente de permeabilidade do concreto, função da massa específica do fluido, $\rho$, aceleração da gravidade, g, viscosidade dinâmica do fluido, $\eta$ e do coeficiente de permeabilidade intrínseca, $k_1$.

O fluxo do fluido no concreto pode ser associado ao escoamento em múltiplos tubos ou canais, Figura 19.

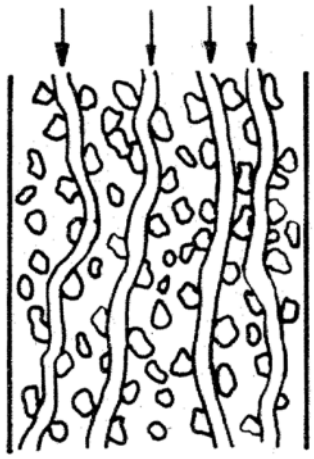

**Figura 19 - Fluxo em um meio poroso. Adaptado de Kanaoka[26 p. 318].**

O raio hidráulico pode ser expresso em função da porosidade, $R_h$, Kanaoka[26 p. 318], equação 10.

$$R_h = \frac{\text{área da seção transversal do tubo}}{\text{perímetro molhado}} \times \frac{\text{comprimento do tubo}}{\text{comprimento do tubo}} = \frac{\text{volume do tubo}}{\text{área molhada do tubo}} \qquad \text{Eq. 10}$$

A soma dos volumes dos tubos representa a porosidade, p, e a área molhada de todos os tubos representa a superfície que delimita todos os vazios.

Segundo Kanaoka[26 p. 318] essa superfície específica está relacionada com a superfície específica das partículas, S, de forma que o raio hidráulico pode ser representado apenas em função desses parâmetros, equação 11.

$$R_h = \frac{p}{S \times (1-p)} \qquad \text{Eq. 11}$$

Como $A = \pi \times R_h^2$, a lei de Darcy pode ser reescrita pela equação 12:

$$\frac{dq}{dt} = \frac{K_1 \times \rho \times g \times \Delta h \times \pi \times p^2}{\eta \times L \times S^2 \times (1-p)^2} = \frac{k_2 \times \Delta h \times p^2}{L \times S^2 \times (1-p)^2} \qquad \text{Eq. 12}$$

Entretanto, o fluxo através dos poros não é direto, como visto na Figura 19, há uma mudança de direção do fluxo em cada encontro com uma partícula sólida.

Seja um caminho L e o efetivo devido à tortuosidade, $L_e = L + \Delta L$. Carman[9] apud Kanaoka[26 p. 319] estabeleceu uma relação, entre o escoamento no meio poroso nessas duas situações, conforme equações 13 e 14.

$$\frac{dq}{dt} \times \frac{1}{L} = \frac{dq_e}{dt} \times \frac{1}{L_e} \times p \qquad \text{Eq. 13}$$

$$\frac{dq}{dt} = \frac{k_2 \times \Delta h \times p^3}{L_e \times S^2 \times (1-p)^2} \times \frac{L}{L_e} = \frac{k_2 \times \Delta h \times p^3}{L \times S^2 \times (1-p)^2} \times \left(\frac{L}{L_e}\right)^2 \qquad \text{Eq. 14}$$

A relação $L_e/L$ é chamada de tortuosidade e seu valor depende da forma da partícula e da densidade de empacotamento, mas em muitos casos o valor de $(L_e/L)^2$ é proporcional a 5, que é a chamada constante de Kozoney segundo Kanaoka[26 p. 319].

Expressando as constantes em um único coeficiente, k, a equação do escoamento em poros capilares resulta na equação 15.

$$\frac{dq}{dt} = \frac{k \times \Delta h \times p^3}{L \times S^2 \times (1-p)^2} \qquad \text{Eq. 15}$$

Powers e Brownyard[12 p. 867] observaram que a formulação de Darcy com o conceito de tortuosidade de Carman-Kozoney indicava valores de permeabilidade maiores do que o esperado e citam que Carman ao estudar a permeabilidade de argilas, para obter correspondência com os resultados experimentais, assumiu que parte do espaço entre as partículas não eram efetivos para conduzir a água. Consideraram então que a permeabilidade da pasta de cimento Portland tinha que ser expressa em função de uma porosidade efetiva, dependente da água não evaporável e da área superficial dos sólidos, entretanto afirmaram que não tinham confirmação experimental dessa hipótese.

[9] Carman, P. C., Trans. Inst. Chem. Eng., 15, 150–156, 1937

Realmente, esta formulação a partir da lei de Darcy com as considerações de Carman-Kozoney assume que todos os poros estão interligados, o que não é verdade de acordo com a teoria da percolação, onde quanto menor a porosidade, menor a fração dos poros conectados.

Foi visto na teoria da percolação que a fração de poros conectados depende do limite de percolação e da dimensão da malha. Resultados similares foram obtidos por Bentz e Garboczi, conforme curva indicada na Figura 16. Esta curva pode ser expressa através da equação 16 que indica a fração de poros conectados da pasta.

$$P(p)_{pasta} = \begin{cases} 0, & p < 0{,}18 \\ 13{,}95 \times p - 2{,}51, & 0{,}18 \leq p \leq 0{,}225 \\ -4{,}21 \times p^2 + 4{,}36 \times p - 0{,}14, & 0{,}225 < p < 0{,}5 \\ 1, & p \geq 0{,}5 \end{cases} \qquad \text{Eq. 16}$$

Já no estudo da permeabilidade, o fluxo no concreto foi associado ao escoamento em um conjunto de tubos, onde a soma dos volumes desses tubos corresponde à porosidade capilar.

Se parte desses tubos não comunicam o caminho a ser percolado, pode-se imaginar que os tubos foram seccionados, então para efeito de escoamento, esse volume perdido deve ser descontado. Supõe-se então que na região de transição, existe uma porosidade efetiva, usando os resultados da teoria da percolação e das simulações de Bentz e Garboczi, expressa na equação 17.

$$P_{ef} = P(p)_{pasta} \times p \qquad \text{Eq. 17}$$

A Figura 20 mostra que, ao considerar a porosidade efetiva, $p_{ef}$, como descrito acima, a curva de variação relativa do coeficiente de permeabilidade se aproxima dos dados obtidos por Powers. Para permitir a comparação entre as curvas adotou-se o valor unitário para a permeabilidade correspondente à porosidade de 0,38.

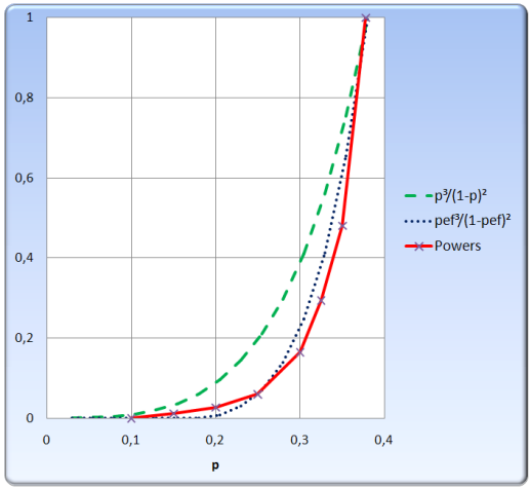


**Figura 20 - Variação relativa do coeficiente de permeabilidade com a porosidade.**

Caso esta hipótese esteja correta, a equação 18 representa uma aproximação razoável do escoamento em poros capilares para o fluxo laminar considerando a correção da fração conectada dos poros. Entretanto, o mais importante é que a equação ressalta a importância da porosidade na permeabilidade.

$$\frac{dq}{dt} = \frac{k \times \Delta h \times P_{ef}^{3}}{L \times S^{2} \times (1 - P_{ef})^{2}} \qquad \text{Eq. 18}$$

Até o momento foi discutida a permeabilidade das pastas, mas é preciso discutir o concreto.

Os modelos de cálculo da porosidade crítica discutidos anteriormente foram baseados no fato de que as partículas sólidas são materiais impermeáveis. No caso do concreto essas partículas correspondem aos agregados e as fases sólidas dos produtos da hidratação, incluindo os poros do gel.

Na verdade, isto não é absoluto, tanto as fases não são totalmente impermeáveis como não foi avaliada a fissuração do concreto. Porém, medidas adequadas podem aproximar o comportamento do concreto para estas hipóteses assumidas.

Em geral, os agregados de boa qualidade têm baixa porosidade e poros descontínuos, Neville [21 p. 483]. Portanto, a seleção deste tipo de agregado implica que o caminho preferencial para o escoamento é através da pasta. A utilização de um agregado mais poroso não significa que não é possível obter um concreto de alto desempenho, apenas este assunto não será abordado nesta dissertação, que está assumindo que a permeabilidade dos agregados é menor do que a da pasta.

Entretanto, uma solução para o agregado muito poroso pode ser a sua dopagem com calda de sílica ativa ou calda de cimento de baixa relação a/c, como apresentado por Liborio[(2)], Figura 21.

**Figura 21 - Dopagem de agregados. Liborio[(2)].**

Ao assumir que o fluxo deve ser preferencialmente pela pasta, caso os agregados sejam de boa qualidade, se induz a presumir que a permeabilidade do concreto é menor do que a permeabilidade da pasta com mesma relação a/c. Isto porque seria reduzida a porosidade total e porque o caminho a ser percorrido seria mais tortuoso, Powers e Brownyard[(12 p. 873)].

Ruettgem et al.[10] apud Powers e Brownyard[(12 p. 873)] constataram um comportamento inverso, onde atribuíram esse fato à fissuração, ainda no estado plástico, em volta dos agregados.

No caso, as fissuras podem ser associadas a novos canais permitindo a percolação dos fluidos, logo a fissuração tem um papel importante no desempenho do concreto, onde as regiões mais propícias para o seu desenvolvimento são as zonas de interface da pasta com as armaduras, com os agregados e com a fôrma.

A primeira diferença dessa interface com a matriz é que a primeira é mais porosa, decorrência do chamado “efeito parede”, que impede a aproximação de partículas com certo tamanho em faces planas dos agregados maiores, da armadura e da fôrma, Neville [(21 p. 306)]. Como é mais porosa, há mais espaço para o desenvolvimento dos cristais de hidróxido de cálcio o que também contribui para diminuir a resistência local.

A interface também é mais propícia à microfissuração, porque além de ser menos resistente, é nessa região onde ocorrem as concentrações de tensões devido à diferença de

[10] RUETTGEM, A., VIDAL, E. N. and WING S. P., Proceedings ACI v. 31, p. 382, 1935.

módulo de elasticidade e de retração entre o agregado e a pasta. Neville [21 p. 304], Mehta e Monteiro[19 p. 39].

Eventualmente, uma zona de interface densificada e com pouca fissuração, pode implicar na veracidade da hipótese inicial de que a permeabilidade do concreto é inferior à da pasta correspondente.

Meeks e Carino[27 p. 21] afirmam que um concreto com agregado bem graduado, terá a permeabilidade reduzida com o aumento do tamanho máximo do agregado porque o volume de pasta requerido é reduzido. Por outro lado, citam que o aumento do tamanho do agregado aumenta a exsudação interna criando as regiões porosas. Portanto, a graduação dos agregados tem importância neste comportamento e no terceiro capítulo este assunto será discutido.

A percolação da zona de transição foi estudada por Bentz[28] através da simulação digital, baseada apenas em considerações geométricas e espaciais. Desse estudo concluiu-se que quanto maior o teor dos agregados, mais fácil conectar a zona de transição e que, para dado teor de agregado, o de maior superfície específica corresponde a uma menor espessura da zona de transição necessária para obter um aglomerado de percolação.

Bentz concluiu que é possível existir um caminho através da zona de transição para percolar todo o elemento, mas não avaliou a permeabilidade desta zona com considerações de porosidade e tortuosidade.

Caso o concreto tenha sido proporcionado para ter uma baixa porosidade total, o incremento de porosidade da zona de transição pode ser insuficiente para considerá-la como um caminho permeável a ponto de afetar a durabilidade do concreto. Conforme Aïtcin[29 p. 546] essa zona pode até desaparecer em um concreto de alto desempenho. Segundo Silva, I. J. [3 p. 95], com a adição de sílica ativa ocorre praticamente a ausência de exsudação interna na zona de interface, o que leva a uma diminuição de concentração de tensões no sistema matriz x agregado e produz maior quantidade de C-S-H.

Portanto há indicativos que, dependendo da graduação das partículas do agregado e da presença de fíleres densificando a zona de interface, pode-se aumentar ou reduzir a permeabilidade do concreto ao introduzir agregado na pasta.

Conforme Neville [21 p. 482] o termo permeabilidade se refere ao escoamento de um fluido através de um meio poroso e no caso do concreto existem ainda duas outras possibilidades de transporte, a difusão e a absorção capilar ou sorção. Afirma ainda que o que diferencia estes

tipos de transporte são as forças motrizes, no caso da permeabilidade, a pressão, na difusão, a concentração e na sorção, as forças capilares nos poros do concreto abertos ao ambiente.

O ingresso dos fluidos no concreto por meio de um diferencial de pressão acontece em obras hidráulicas, mas, por exemplo, em uma edificação, a difusão é um mecanismo importante.

Entretanto, existe uma proporcionalidade entre a difusão e a permeabilidade, conforme Lawrence[11] apud Neville (21 p. 493), de forma que a dependência do sistema de poros afeta ambas as propriedades. Uma relação direta entre a porosidade capilar da pasta e a difusividade relativa foi estabelecida por Bentz e Garboczi[12] apud Bentz et al.(18), Figura 22.

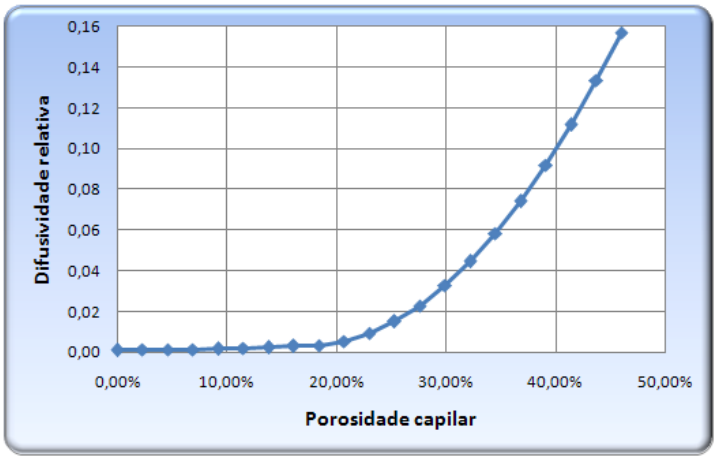


**Figura 22 - Difusividade relativa como função da porosidade capilar de pastas.**

Conforme Giannotti(30 p. 45), a penetração dos cloretos se dá através dos mecanismos clássicos de penetração de água e transporte de íons. Como cristais sólidos, os cloretos não são potencialmente agressivos, uma vez que não difundem para o interior do concreto. Ainda cita os principais mecanismos de penetração:

a) absorção ou sucção capilar: a água que contém os íons cloreto penetra através dos poros do concreto devido à tensão superficial, principalmente em ciclos de umedecimento e secagem;

[11] LAWRENCE, C.D., Transport of oxygen through concrete, in The Chemistry and Chemically-Related Properties of Cement, Ed. GLASSER, F.P., British Ceramic Proceedings, nº53, pp 277-93, 1984.

[12] BENTZ, D.P.; GARBOCZI, E.J.,Computer Simulation of the diffusivity of cement-based materials, Journal of Materials Science, 27, 2083-2092, 1992.

b) migração de íons: ocorre quando há a presença de um campo elétrico, que pode ser gerado, por exemplo, pela corrente elétrica do processo eletroquímico ou pela técnica de proteção catódica;
c) difusão de íons: o líquido ou gás penetra devido à ação de um gradiente de concentração entre o elemento que difunde e o meio difusor
d) permeabilidade: movimento de um fluido submetido à ação de um gradiente de pressão.

Helene[13] apud Silva, V. M.(31 p. 31) afirma que a penetração do dióxido de carbono no concreto dá-se preponderantemente pela difusão e que os mecanismos de absorção capilar e migração de íons não se aplicam ao caso.

Neville(21 pp. 485-486) considera que o ensaio de absorção por imersão não deve ser utilizado como medida da qualidade do concreto devido, segundo ele, ao fato de medir o volume dos poros não ter relação necessária com a facilidade com a qual o fluido pode penetrar no concreto. Também cita a dificuldade de remover toda a água em temperaturas usuais e de remover parte da água combinada em temperaturas elevadas, o que afeta os resultados. Entretanto o mesmo autor afirma que, em geral, os bons concretos têm absorção bem abaixo de 10% em massa.

É importante lembrar que pela teoria da percolação, uma porosidade total baixa implica em baixa permeabilidade, o que justificaria utilizar o ensaio de absorção como medida de qualidade do concreto.

O CEB[14] e Helene[15] apud Giannotti (30 p. 113) associam a durabilidade do concreto ao ensaio de absorção por imersão. Outra forma seria associar com o índice de vazios (32 p. 71), calculado conforme a NBR 9778 (33). A Tabela 4 indica os valores para essa classificação.

**Tabela 4 – Classificação da qualidade do concreto com vista à durabilidade em função da absorção de água por imersão e do índice de vazios.**

| Qualidade do concreto | Absorção (%) | | Índice de vazios (%) |
|---|---|---|---|
| | CEB | Helene | Carmona(32 p. 71) |
| Boa | < 3 | < 4,2 | < 10 |

[13] HELENE, P.R.L. (1993). Contribuição ao estudo da corrosão em armadura de concreto armado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo,Tese (Livre Docência).
[14] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Diagnosis and Assessment of Concrete Structures – State of the Art Report. Bulletin d' Information no 192. Janvier, 1998.
[15] HELENE, P. R. L. La Agressividad del Médio y la Durabilidad del Hormigón. Hormigón, AATH, n. 10, p. 25-35, 1983.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Média | entre 3 e 5 | entre 4,2 e 6,3 | entre 10 e 15 |
| Pobre | > 5 | > 6,3 | > 15 |

Giannotti [30 p. 153;177] ao analisar os ensaios de absorção por sucção capilar, normatizado pela NBR 9779[34], observou nos concretos com porosidade refinada que a diminuição no tamanho dos poros gera tensões capilares maiores, ocasionando uma maior ascensão capilar, como esperado. Entretanto, apesar de não haver constatado a desconexão dos poros, concluiu que devido à baixa taxa de absorção capilar, que mede a quantidade total de água transportada por este mecanismo, estes poros não afetavam a durabilidade. Esta conclusão foi baseada em ensaios realizados para verificar a penetração dos íons cloretos por difusão e por migração, onde não houve penetração significativa para este mesmo concreto.

## 2.4.2 RETRAÇÃO

A retração também é influenciada pelo sistema de poros e pelo volume de pasta do concreto e uma conseqüência desta contração é a fissuração, que é um vazio adicional afetando o desempenho do concreto.

A retirada da água do concreto tem como conseqüência a retração apenas se ela estiver sujeita a alguma força fixando-a na estrutura sólida.

A Figura 23 mostra um modelo de estrutura do C-S-H, com as águas associadas.

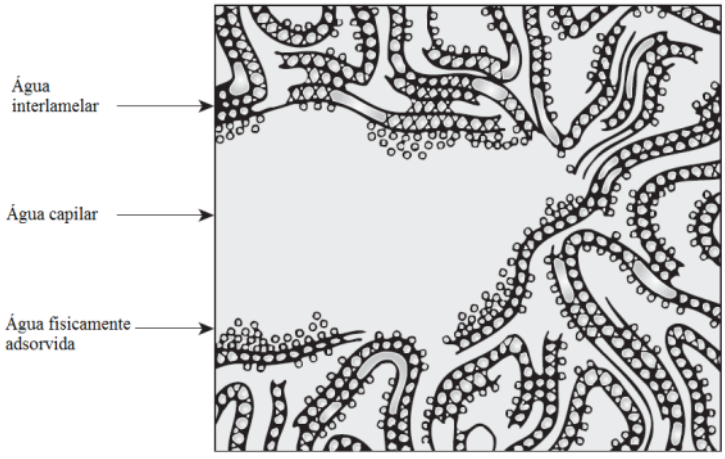


**Figura 23 - Tipos de água associados ao C-S-H. Feldman e Sereda[16] apud Mehta e Monteiro[19 p. 31].**

[16] FELDMAN, R.F., and SEREDA, P.J., Eng. J.(Canada), Vol. 53, nº 89, 1970.

Conforme Mehta e Monteiro [19 pp. 29-30] a água na pasta endurecida pode ser classificada conforme o grau de dificuldade na sua remoção da seguinte forma:

a) água capilar – presente nos vazios maiores do que 50Å ou 5nm, sendo que somente causam retração aquelas retidas em poros menores do que 50 nm, onde estariam sujeitas às forças capilares. A água em poros maiores é considerada como livre;
b) água adsorvida – está fisicamente adsorvida à superfície dos sólidos, por pontes de hidrogênio em até seis camadas moleculares de água (15Å). A ligação enfraquece com a distância à superfície e esta água pode ser removida quando a umidade relativa atinge 30%. É a principal responsável pela retração por secagem;
c) água interlamelar – associada à estrutura do C-S-H, também retida por pontes de hidrogênio em uma camada monomolecular. É removida apenas quando a umidade relativa é inferior a 11% e causa severa retração nessa condição;
d) água quimicamente combinada – somente é liberada na decomposição dos produtos hidratados por aquecimento.

Em revisão bibliográfica, reunindo dados de diversos autores[17], Silva, I. J. [3 p. 79] indica como o tamanho dos poros influencia no comportamento do concreto, Tabela 5, onde para a retração interessa os poros pequenos, menores do que 50nm.

**Tabela 5 - Classificação dos tamanhos de poros na pasta de cimento endurecida. Silva, I. J. [3 p. 79].**

| Terminologia | Diâmetro | Descrição do poro | Função da água | Propriedades afetadas |
|---|---|---|---|---|
| Macroporos | >15µm | Vazios grandes | Comporta-se como Água livre | Resistência e permeabilidade |
| Poros capilares | 15µm - 0,05µm | Capilares grandes | Comporta-se como água livre | Resistência e permeabilidade |
| | 50nm -10nm | Capilares médios, cavidade capilar, poros entre partículas de gel | Provoca moderadas tensões superficiais | Resistência e permeabilidade; retração e umidade |

[17] STAUFFER, D. , Introduction to percolation theory - Taylor and Francis, London, 1985;
FELDMAN, R. F. and CHENG-YI, H., Properties of Portland cement silica fume pastes I. Porosity and surface properties. Cement Concrete research, vol.15, p. 765-774, 1985;
UCHIKAWA, H, UCHIDA, S. and HANEHARA, S., Measuring method of pore structure in hardened cement paste, mortar and concrete. Journal Il Cemento, pp. 67-90, 1991.

| Terminologia | Diâmetro | Descrição do poro | Função da água | Propriedades afetadas |
|---|---|---|---|---|
| | | | | elevada |
| Poros de gel | 10nm - 2,5nm | Poros de gel | Provoca fortes tensões superficiais. | Retração até 50% de U.R. |
| | 2,5nm - 0,5nm | Microporos, poros de gel, poros inter-cristalinos | Água fortemente adsorvida; não forma menisco. | Retração e deformação lenta |
| | < 0,5nm | Microporos "interlamelares", Espaços "interlamelares", poros inter-cristalinos | Água estrutural envolvida nas ligações. | Retração e deformação lenta |

A retração é classificada conforme o estágio da hidratação e as causas que a provocam.

A primeira divisão é a retração antes e depois da pega do cimento Portland. Após a pega, a retração é ainda separada conforme a causa, a perda de água do elemento para o ambiente externo ou a contração sem perda de massa.

A retração plástica ocorre devido à perda de água do concreto no estado plástico, antes da pega, para o meio exterior e pode ser controlada pela cura e procedimentos de saturação das superfícies que receberão o concreto. Também é associada à contração antes do início da pega devido à hidratação do cimento. Neville (21 p. 424).

Uma cura deficiente poderá causar fissuras no estado plástico, uma vez que os agregados, a fôrma e as armaduras restringem a contração.

Em 1934, Lynam[18] apud Aïtcin (22 p. 174) definiu a retração autógena como aquela retração que é observada em um concreto selado (não troca qualquer forma de água com meio exterior), descarregado e sob temperatura constante.

Parte dessa retração em um sistema fechado é decorrente da contração química observada por Le Chatelier (op. cit.) e considerada no modelo de Powers e Brownyard. A outra parte é significativa somente nos concretos que possuem poros capilares de pequena dimensão, caso do CAR, e é conseqüência da primeira.

Em dado estágio da hidratação, a oposição à contração química pelos agregados e pela pasta anteriormente endurecida resulta no surgimento de nanoporos. Esses pequenos poros drenam a água dos poros capilares, ou seja, há uma migração interna de água sem qualquer

[18] LYNAM, C.G. Growth and movement in Portland cement concrete, Oxford: Oxford University Press, 1934.

perda para o meio externo. Quanto menor a dimensão dos poros capilares doadores, maiores são as forças decorrentes do menisco que é formado. Essas forças causam uma retração adicional à química, que progride até que a hidratação pare. Aïtcin [22 p. 174].

Foi observado por Powers apud Aïtcin [22 p. 182] que após o consumo de toda a água capilar a hidratação ainda prossegue mais um pouco porque o cimento anidro atrai parte da água adsorvida até que a umidade relativa se estabilize em 80% nos poros capilares. Isto causa uma contração química adicional.

A soma dessas formas de retração, sem perda de massa, define a retração autógena.

Considerando agora o sistema aberto, pode receber água externa da cura úmida e os poros capilares estão conectados permitindo que a água migre para o interior do elemento estrutural. Nesta situação, os meniscos não são formados e a retração autógena se resumirá à contração química. Para certo nível da hidratação, os poros capilares podem ficar desconectados, então o sistema volta a se comportar como fechado. Entretanto parte da retração devido ao auto-dessecamento terá sido evitada. Aïtcin [22 pp. 174-175].

Como observou Le Chatelier, a água externa incorporada não somente ocupará o espaço criado pela hidratação como aumentará o volume aparente do concreto.

Mehta e Monteiro[19 p. 123] afirmam que a formação da estrutura orientada da água pelas ligações de hidrogênio em microporos causa expansão em muitos sistemas e explicam que devido às altas forças de superfície nestes poros, a tensão superficial da água é vencida o que faz com que as moléculas de água se disponham de forma orientada ou ordenada. Essa estrutura da água é análoga à do gelo e sendo menos densa do que a água em estado livre requer mais espaço e causa expansão.

Portanto, se a água desses poros pequenos for removida, haverá a retração do concreto.

A outra forma de retração do concreto endurecido é devido à secagem do concreto quando há perda de água para o meio externo, onde também é chamada de retração hidráulica. A diferença desta para a plástica é o estado de endurecimento do concreto, sendo a primeira mais fácil de evitar porque tem o recurso da cura, já a secagem posterior ocorrerá após a suspensão da cura sendo mais severa nos concretos mais porosos.

A cura mais demorada permite que se desenvolva parte da resistência à tração do concreto antes que a retração seja plena, o que diminui a fissuração do concreto.

Para evitar a retração por secagem dos concretos de alto desempenho, Aïtcin [29 p. 375] sugere considerar a aplicação de um filme impermeável após a suspensão da cura, mas é preciso avaliar a eficiência, necessidade de manutenção e custo desta solução.

Existem duas outras formas de retração: uma é a devida à carbonatação que pode ser evitada ou minimizada pelo refinamento do sistema de poros impedindo ou dificultando o ingresso de $CO_2$ e/ou pela redução do teor de hidróxido de cálcio do concreto; a outra é a retração térmica, decorrente do calor de hidratação. Ambas as formas de retração podem ser combatidas através da redução do consumo de cimento Portland pela sua substituição por uma adição pozolânica e/ou fíler.

Foi visto antes que para relações a/c maiores do que 0,42, ou 0,50 segundo Neville, haverá água disponível para a hidratação do cimento, portanto uma cura que impeça a perda de água é suficiente. Para relações a/c menores, a cura úmida além de permitir a produção de uma quantidade maior de produtos hidratados, reduz a retração por auto-dessecamento.

Novamente recorre-se à representação gráfica da hidratação por Jensen e Hansen apud Aïtcin [22 p. 184] para ilustrar a hidratação em pastas com baixa relação a/c, onde há a secagem dos poros capilares pela reação química. A Figura 24 ilustra as pastas com relação a/c igual a 0,356.

Nota-se para a cura sem água externa que a hidratação prossegue até que toda a água capilar é consumida, linha tracejada próxima ao grau de hidratação de 85%. Entretanto, a hidratação ainda prossegue mais um pouco porque o cimento anidro atrai parte da água adsorvida.

Com o auxílio de água externa, o diagrama assume que a água da cura consegue penetrar nos poros capilares em todo o estágio da hidratação, não restando água capilar nem cimento anidro. Porém, com 66% da hidratação, linha tracejada, a porosidade crítica de 18% é atingida, de forma que essa hipótese é improvável.

Então, mesmo que a cura se prolongasse por tempo indefinido, é mais realístico considerar que não se atinge 100% de hidratação, mas parte da retração autógena teria sido evitada, o que é benéfico. Por conta dessa dificuldade de fornecer água ao interior do concreto, muitas pesquisas estão sendo desenvolvidas atualmente sobre a cura interna.

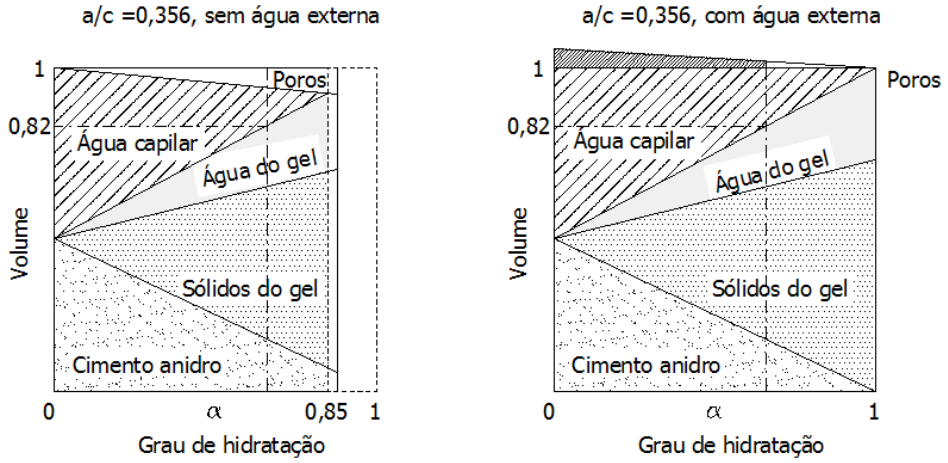


**Figura 24 - Representação gráfica da hidratação, a/c=0,356. Adaptado de Jensen e Hansen apud Aïtcin [22 pp. 179-184].**

A Figura 25 ilustra as pastas com relação a/c de 0,30, onde ocorrem situações similares às descritas acima, com diferença de que há menos espaço para a hidratação, portanto mesmo com cura interna ou externa, parte do cimento permanecerá anidro.

Também se percebe que à medida que a relação a/c diminui, mais rapidamente a descontinuidade dos poros é atingida.

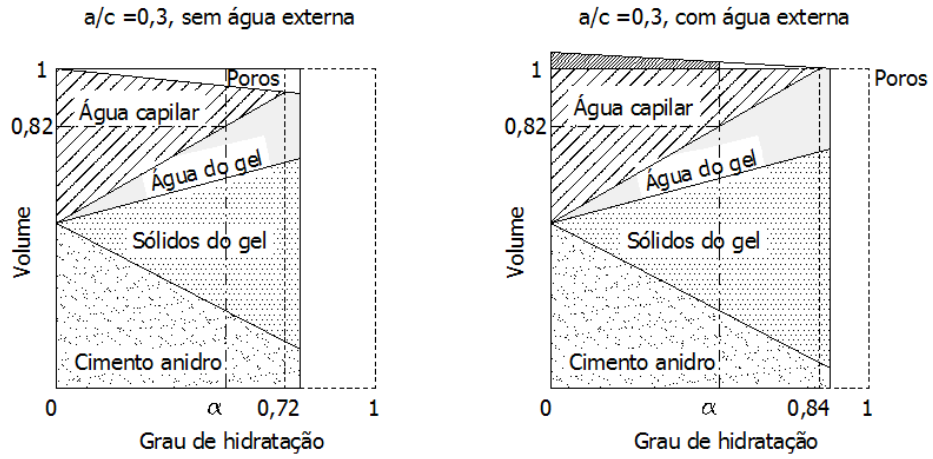


**Figura 25 - Representação gráfica da hidratação, a/c=0,30. Adaptado de Jensen e Hansen apud Aïtcin [22 pp. 179-184].**

Apesar de Aïtcin[22 p. 341] recomendar fortemente a cura úmida para minimizar a retração autógena, é possível obter bons resultados sem esse recurso. Segundo a revista Téchne[35], na execução de pilares de concreto de alta resistência, 125 MPa de resistência média, do edifício E-Tower em São Paulo não foi adotada a cura úmida, apenas se deixou as fôrmas por 72 h. Então a revista cita a justificativa do professor Paulo Helene da USP:

> Todo tipo de concreto apresenta microfissuras, principalmente aqueles com relações água/cimento altas. No caso do CAD, a retração final, que em concretos convencionais é a

soma das retrações autógena, de secagem e plástica, resume-se praticamente à retração autógena, que é comparativamente muito menor que a soma das três.

O efeito da relação a/c na retração de pastas de cimento Portland foi pesquisado por Baroghel-Bouny e Mounanga[36 pp. 21-48]. A Figura 26 mostra que a retração autógena é muito mais significativa para as pastas com baixa relação a/c. A pequena expansão inicial foi atribuída pelos autores ao crescimento dos cristais dos produtos da hidratação, o que não corresponde ao que foi discutido anteriormente, mas não ficou claro se foi adotada cura úmida antes da primeira medida correspondente ao tempo de início da pega, o que justificaria esta expansão.

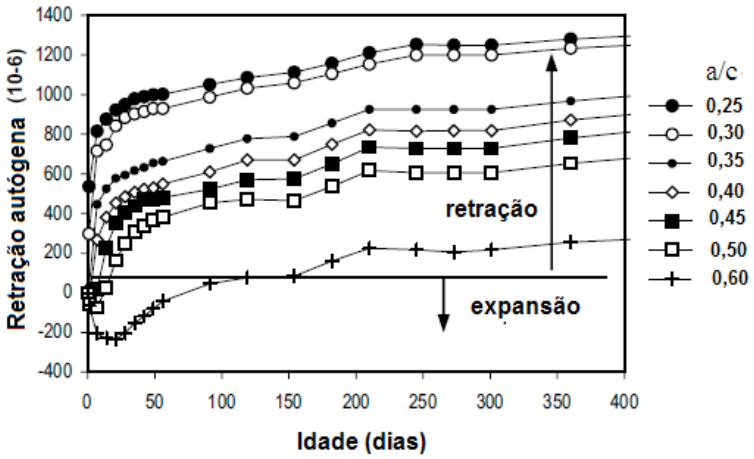


**Figura 26 – Retração autógena de pastas de cimento Portland. Adaptado de Baroghel-Bouny e Mounanga (36 p. 30).**

A Figura 27 indica que a retração por secagem é mais importante para as pastas com maior relação a/c, resultado da porosidade mais aberta. No caso, a retração foi medida em pastas com 1 ano de idade, a partir do estado considerado de equilíbrio, U.R.=71,5%, até o estágio de secagem correspondente a uma U.R.=63%. A idade foi contada a partir do início da secagem.

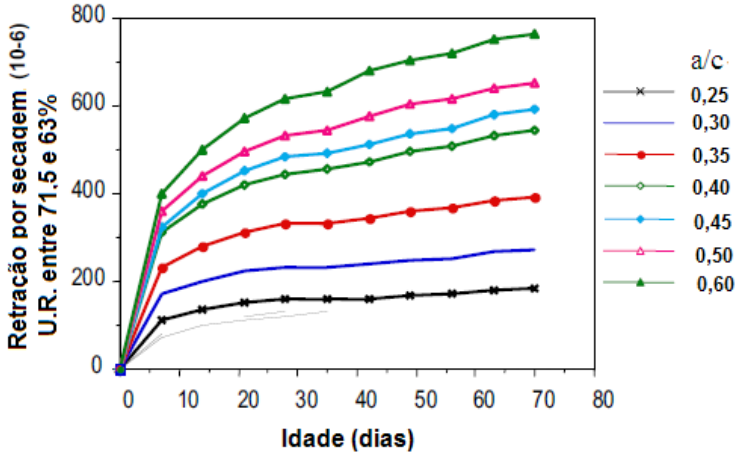


**Figura 27– Retração por secagem de pastas de cimento Portland. Adaptado de Baroghel-Bouny e Mounanga [36 p. 44].**

A Figura 28 ilustra a retração total das pastas. Observa-se que para as umidades relativas (U.R.) pesquisadas ou inferiores, as pastas com baixa relação a/c tem menor retração total e são menos dependentes das condições ambientais.

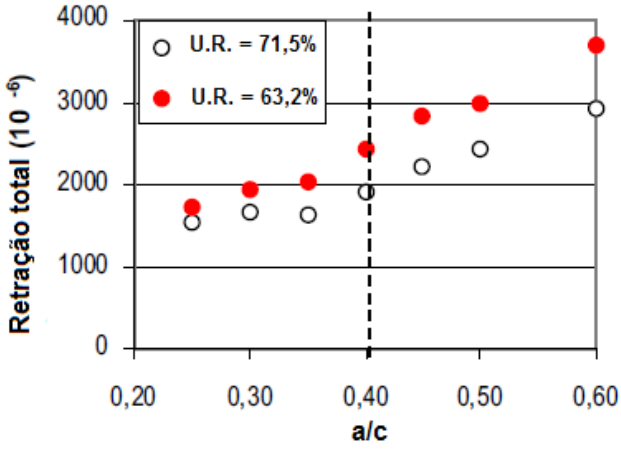


**Figura 28 – Retração total de pastas de cimento Portland. Adaptado de Baroghel-Bouny e Mounanga [36 p. 45].**

O fato do CAD ser menos afetado pelas variações de umidade tem sido aproveitado na Suécia[37 p. 49] para a execução de pavimentos. Nos pisos a adoção da cura úmida nas primeiras horas é de mais fácil aplicação do que no caso dos pilares que precisaria remover ou afrouxar as fôrmas. Como a retração autógena ocorre rapidamente, a estabilidade volumétrica do piso é muito superior do que nos executados com CCV. Isto pode implicar em maior espaçamento das juntas, onde inclusive algumas juntas de concretagem poderiam ser posteriormente fechadas.

A duração da cura úmida pode ser associada ao grau de hidratação que corresponda às porosidades críticas de 18%, pela teoria da percolação, e de 30%, considerando a interpretação de Powers, Tabela 6.

Onde se conclui que para concretos com relação a/c muito baixa, dependendo do tipo de cimento utilizado, em apenas um dia pode se atingir a descontinuidade dos poros. No caso, a cura úmida após a retirada das fôrmas neste curto espaço tempo, em tese, não teria qualquer eficiência. Também se conclui que atingir estas porosidades apenas com cimento Portland demanda alto consumo deste material que não será completamente hidratado e que para relações a/c altas este estágio não será alcançado ou demandará muito tempo.

Parece claro que há um campo para a aplicação de outros materiais em substituição ao cimento Portland, que são os fíleres e materiais pozolânicos, de forma que a descontinuidade dos poros seja atingida em um prazo razoável sem consumo excessivo de clínquer.

**Tabela 6 - Grau de hidratação necessário para atingir as porosidades de 18% e 30%, em pasta de cimento Portland.**

| Relação a/c | Grau de hidratação (%) para p=18% | Grau de hidratação (%) para p=30% |
|---|---|---|
| 0,20 | 30,0 | 12,6 |
| 0,30 | 53,1 | 32,3 |
| 0,40 | 76,2 | 51,9 |
| 0,50 | 99,2 | 71,5 |
| 0,60 | Impossível | 91,3 |

É preciso definir qual a porosidade crítica necessária para interromper a cura. Talvez a solução dependa das condições ambientais porque em um ambiente onde a umidade relativa é muito baixa, há maior necessidade de uma porosidade refinada do que em uma situação ambiental mais amena. Entretanto, há outras dificuldades de tomar a decisão em obra neste critério, pois nem sempre se tem a informação da evolução do grau de hidratação do cimento, usualmente é estimada, e também porque o que interessa é a conexão dos poros no concreto, que é diferente da pasta, devido à fissuração.

Independente disto, caso se adote a cura úmida por um período de ao menos 3 dias o CAD não sofrerá ou será menos afetado pela interrupção da cura do que o CCV.

Meeks e Carino [27 p. 179] afirmam que há necessidade de mais pesquisas sobre o tema, onde as prescrições dos códigos, como o do ACI, associam o tempo de cura à resistência o que parece insuficiente em termos de durabilidade.

Uma possibilidade simples de avaliação do tempo de cura poderia ser o ensaio de absorção por imersão, onde foi visto que concretos com absorção menores do que 3 ou 4,2%, dependendo do autor, são de boa qualidade. Então o critério seria interromper a cura para a idade correspondente a esta absorção ou em uma idade na qual a interrupção da cura permitisse que esta absorção fosse alcançada posteriormente. Este estudo faria parte dos procedimentos de dosagem.

Powers[19] apud Mehta e Monteiro[19 pp. 96-97] relacionou a retração do concreto, $S_c$, com a da pasta, $S_p$, através de uma função exponencial com a fração volumétrica dos agregados, "g", sendo n uma constante, como pode ser visto na equação 19. Relações deste tipo também foram obtidas por Neville[20] para a fluência. Powers ainda sugeriu que qualquer cimento anidro presente pode ser considerado como parte do agregado.

$$S_c = S_p \times (1 - g)^n \qquad \text{Eq. 19}$$

Segundo Aïtcin [22 p. 186;343], aumentar o consumo dos agregados é a maneira mais fácil de diminuir a retração do concreto, onde a retração química da pasta será a mesma, mas será mais restringida. O custo pode ser uma maior microfissuração, que dependerá da resistência à tração do concreto. Entretanto, essas microfissuras estarão mais difusas na massa do concreto.

No elemento estrutural também as armaduras e os vínculos externos restringirão o encurtamento, sendo que as armaduras, além de restringir controlam a abertura das fissuras.

Em resumo, a retração total diminui com o aumento do consumo dos agregados e com a redução da porosidade do concreto. No CAD a retração autógena tem maior intensidade do que a retração por secagem, já no CCV ocorre o contrário. A solução ótima envolve aumentar o consumo dos agregados e estudar uma composição de pasta de baixa retração.

### 2.4.3 RESISTÊNCIA À ABRASÃO

O desgaste superficial pode ser a propriedade fundamental na especificação de determinadas obras, tais como pavimentos e estruturas hidráulicas e tem forte relação com a

[19] POWERS, T.C., Rev. Mater. Construct, Paris, nº545, pp.79-85, 1961.
[20] NEVILLE, A.M., Mag. Concr. Res., London, V.16, nº46, p. 21-30, 1964.

resistência à compressão do concreto e com o volume e a dureza do agregado graúdo, principalmente nas camadas superficiais. Aïtcin[29 pp. 555-556].

Para Mehta e Monteiro [19 p. 129] o termo abrasão geralmente se refere ao atrito seco, como no desgaste de pavimentos e pisos industriais pelo tráfego de veículos.

Segundo o comitê 201 do ACI[38], o desgaste, que é progressivo, inicialmente é influenciado apenas pela qualidade da pasta (em geral, associada à resistência à compressão do concreto da superfície), que na medida em que é desgastada, vai expondo os agregados finos e grossos. Nesta fase do desgaste, a qualidade dos agregados e da zona de transição da pasta com os agregados também influenciam na abrasão.

Para melhorar a qualidade da camada superficial, existem tratamentos, para obras novas e de recuperação, à base de soluções endurecedoras, que promovem a reação do hidróxido de cálcio com outros compostos, como o fluossilicato de zinco ou magnésio ou silicato de sódio, gerando produtos insolúveis e selando os poros capilares próximos ou na superfície, Mehta e Monteiro [19 p. 131].

Entretanto, um concreto estudado para minimizar o desgaste pode prescindir desses produtos. O comitê 201 do ACI [38] recomenda dosagens que evitem a segregação, eliminem a exsudação e minimizem a relação água/cimento da superfície. Conforme Mehta e Monteiro [19 p. 131] e Neville[21 p. 662] a utilização da microssílica é uma opção a considerar porque reduz a porosidade e a exsudação e melhora a ligação da pasta com os agregados.

As adições minerais são eficientes para melhorar a resistência da zona de transição pasta-agregados devido ao efeito fíler e as reações pozolânicas que transformam o hidróxido de cálcio em silicatos de cálcio hidratados. Outra opção para melhorar a resistência da zona de transição é o uso de um fíler obtido de agregados quartzosos que também proporcionam a densificação da pasta e desorientam os cristais de hidróxido de cálcio evitando planos preferenciais de rutura, Grigoli e Helene[39].

Melhorada a porosidade da pasta e da zona transição, outra medida importante é a seleção do agregado, que deve ser de boa qualidade. Em geral, o agregado irá desgastar menos do que a pasta, portanto quanto mais próximo ele estiver da superfície melhor, Richardson[40 p. 234].

Algumas especificações consideram a qualidade do agregado graúdo de menor importância porque um desgaste da argamassa que exponha o agregado graúdo já é considerado excessivo, principalmente em pisos industriais[41 p. 36].

Segundo Rodrigues[42] a adição de fibras poliméricas também pode melhorar este desempenho pela redução da fissuração devido à retração plástica e pela redução da exsudação.

No caso do concreto auto-adensável, deficiências de dosagem podem provocar, além da exsudação, uma maior probabilidade de segregação dos agregados graúdos, em comparação com um concreto convencional. Entretanto CAA densificados podem ter bom desempenho quanto à abrasão, o que está detalhado no programa experimental desta pesquisa, seção 6.5.4.

Conclui-se que diminuindo a porosidade capilar e o teor de pasta, adotando um agregado graúdo de alta qualidade e proporcionando este concreto de forma que haja pouca fissuração e segregação se obterá um concreto com bom desempenho quanto à abrasão. A adição de materiais pozolânicos e fibras incrementam este desempenho.

## 2.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS

Define-se a resistência intrínseca do material como aquela correspondente ao material com porosidade nula e a resistência relativa como a relação entre a resistência do material com certa porosidade com a sua resistência intrínseca.

Com essas definições, afirma Neville [21 p. 285] que a relação entre a resistência e o volume de vazios é uma propriedade dos materiais frágeis onde os poros são formados pela ação da água. Ainda afirma que vários materiais como o aço inoxidável, o gesso, a alumina e a zircônia têm comportamento similar ao se relacionar a resistência relativa com a porosidade.

Conforme Helene e Terzian [43 p. 56], Vicat, em 1828, fez as primeiras observações sobre a influência da compacidade sobre a resistência e a necessidade de limitar o consumo de água para a produção de argamassas à base da cal hidráulica.

O primeiro a estabelecer uma relação matemática da resistência à compressão do concreto com as características dos materiais foi Feret, em 1896, conforme equação 20, Petrucci [44 p. 122].

$$f_c = k \times \left(\frac{c}{1-(f+g)}\right)^2 \qquad \text{Eq. 20}$$

Onde, “c”, “f” e “g” são, respectivamente, os volumes absolutos de cimento, agregado fino e agregado graúdo contidos em um metro cúbico de concreto, “k” uma constante de proporcionalidade e $f_c$, a resistência à compressão do concreto.

Nomeando de “a” o volume de água e “v” o volume de vazios e considerando a igualdade 1- (f +g) = c+a+v, obtém-se a equação 21, semelhante à equação 20, Petrucci [44 p. 124].

$$f_c = k \times \left(\frac{c}{c+a+v}\right)^2 = k \times \left(\frac{1}{1+\frac{a}{c}+\frac{v}{c}}\right)^2 \quad \text{Eq. 21}$$

A equação 21 indica que diminuindo a relação volumétrica da água e do ar em relação ao cimento, a resistência aumenta. Expressar desta forma é a melhor maneira para orientar quais os parâmetros a serem perseguidos em estudo de proporcionamento do concreto. Entretanto, como este capítulo trata do estudo da porosidade, a mesma expressão será apresentada abaixo em função deste parâmetro.

Considerando que a porosidade inicial da pasta, antes do início da hidratação dos aglomerantes, representa todo o espaço não preenchido por material sólido, obtém-se a equação 22.

$$p = \left(\frac{a+v}{c+a+v}\right) \qquad \text{Eq. 22}$$

Antes do início da hidratação existem apenas partículas de cimento Portland dispersas em água formando um fluido viscoso. Somente quando a hidratação evolui, a um ponto tal que os produtos sólidos começam a ser interligar, é que há sentido físico em relacionar a resistência à porosidade. Este conceito da porosidade inicial é importante porque a partir dessa primeira arrumação espacial das partículas as configurações finais são estabelecidas, o que foi visto em detalhes na discussão do modelo de Powers e Brownyard.

Uma melhor observação da equação 21 indica que a resistência é função da relação entre o volume de cimento com o volume da pasta. Considerando a porosidade inicial da pasta, “p”, expressa na equação 22, a equação 21 pode ser reescrita como função desta porosidade, resultando na equação 23.

$$f_c = k \times (1-p)^2 \qquad \text{Eq. 23}$$

Portanto, conforme a equação 23, Feret, em 1896, expressou que a resistência à compressão do concreto é uma função parabólica dependente da porosidade inicial da pasta. Abstraindo-se os coeficientes, a equação 23 tem a mesma forma genérica da equação 24, indicada por Neville [21 p. 287].

$$f_c = f_{c,0} \times (1-p)^n \qquad \text{Eq. 24}$$

Outra relação fundamental foi estabelecida por Duff Abrams em 1919, equação 25, onde $k_1$ e $k_2$ são coeficientes empíricos e a/c, a relação água cimento considerada inicialmente em volume, Neville [21 p. 277].

$$f_c = \frac{k_1}{k_2^{\frac{a}{c}}} \qquad \text{Eq. 25}$$

A relação de Abrams também pode ser expressa apenas em função da porosidade inicial da pasta conforme equação 26, onde a resistência aumenta com a diminuição da porosidade.

$$f_c = k_1 \times k_2^{\left(\frac{p}{p-1}\right)} \qquad \text{Eq. 26}$$

Importante observar que Abrams considerou que o concreto estava plenamente adensado, portanto o teor de ar aprisionado foi desprezado. Segundo Helene e Terzian [43 p. 59] esse modelo mostrou-se válido para os concretos convencionais (CCV) sempre que: a quantidade de pasta é suficiente para preencher os vazios dos agregados; os agregados são de elevada resistência à compressão, maior do que 60 MPa; o teor de ar aprisionado for menor do que 1,5%.

Para mesma composição do concreto e mesmo tipo de cimento, os coeficientes tanto para Feret quanto para Abrams são determinados experimentalmente e variam de acordo com a idade do concreto. Isto decorre do fato da porosidade diminuir à medida que ocorre a hidratação dos aglomerantes, mas tal redução está relacionada à porosidade inicial.

A generalização considerando a hidratação foi estabelecida por Powers e Brownyard[12 pp. 845-857] em 1947. Inicialmente eles consideraram que a resistência poderia ser representada pela relação entre o acréscimo de volume da fase sólida em função da hidratação e o espaço originalmente ocupado pela água inicial da mistura. Esta hipótese não concordou bem com os resultados experimentais, o que os levou a reformular para considerar a relação entre o volume ocupado pelo gel (produtos da hidratação) e o espaço originalmente ocupado pela água. Esta relação foi chamada gel-espaço.

O modelo foi aperfeiçoado posteriormente, Powers[20], onde manteve a denominação gel-espaço, mas a relação foi estabelecida entre o volume dos produtos sólidos da hidratação com o espaço originalmente ocupado pela água da mistura e pelo cimento que foi hidratado.

Como visto, esta fase sólida compreende os produtos da hidratação incluindo os vazios intersticiais e ocupa um volume aproximadamente igual a 2,12 (2,06 para Powers [20]) vezes o volume do cimento anidro que a originou. A equação 27 traduz a relação gel-espaço.

$$r = \frac{gel}{espaço} = \frac{2{,}06 \times \frac{c}{\rho_{cim}} \times \alpha}{\frac{c}{\rho_{cim}} \times \alpha + a} \qquad \text{Eq. 27}$$

Onde:

c – massa do cimento

$\rho_{cim}$ – massa específica do cimento

$\alpha$ – grau de hidratação do cimento

2,06 - fator representando a relação entre o volume dos produtos da hidratação com o volume do cimento anidro que os originou

a – massa de água inicialmente contida no mistura

gel – volume ocupado pelos produtos da hidratação

espaço – volume anteriormente ocupado pelo cimento que hidratou mais o volume ocupado pela água da mistura

Para $\rho_{cim}$=3,13g/cm$^3$, a equação 27 é reescrita como a equação 28 ou a equação 29 considerando também o ar aprisionado.

$$r = \frac{0{,}647 \times \alpha}{0{,}319 \times \alpha + \frac{a}{c}} \qquad \text{Eq. 28}$$

$$r = \frac{0{,}647 \times \alpha}{0{,}319 \times \alpha + \frac{a+v}{c}} \qquad \text{Eq. 29}$$

A equação 30 relaciona a resistência à compressão com a relação gel-espaço.

$$f_c = k_1 \times r^{k_2} \qquad \text{Eq. 30}$$

Powers [20] obteve em pastas os valores de 234 MPa para $k_1$ e 3 para $k_2$. Esses valores dependem do tipo de aglomerante utilizado.

Importante observar que essa formulação só tem sentido físico para relação gel-espaço menor ou igual a 1.

Por definição, r =1 - p, onde “p” é a porosidade da pasta hidratada que é uma função do grau de hidratação, $\alpha$. A equação 31 relacionando a resistência à compressão com a porosidade, a menos da ordem dos coeficientes e da variação de p, é similar à equação 23 proposta por Feret.

$$f_c = k_1 \times (1 - p(\alpha))^{k_2} \qquad \text{Eq. 31}$$

Mehta e Monteiro [19 p. 48] relatam que concretos de baixa e média resistência, preparados com agregado comum, ambas as porosidades da zona de transição e da matriz

determinam a resistência e é válida a relação direta entre a relação a/c e a resistência do concreto. No concreto de alta resistência, para relações a/c abaixo de 0,30, aumentos desproporcionais de resistência podem ser obtidos a partir de pequenas reduções da relação a/c. Ainda relatam que uma das explicações seria a diminuição do tamanho dos cristais de hidróxido de cálcio nesta situação.

Segundo Aïtcin(29 p. 98), em geral, a resistência à compressão diminui com o aumento do tamanho do poro e aumenta com a diminuição do tamanho do grão.

Por exemplo, a estrutura dos silicatos de cálcio hidratados tem uma porosidade de cerca de 28%, entretanto esses poros tem uma dimensão muito pequena, da ordem de 1 a 4 nm, frente aos poros maiores como os capilares e os devido ao ar incorporado ou aprisionado, portanto espera-se que poros dessa dimensão tenham influência reduzida na resistência, Mehta e Monteiro(19 pp. 26-27).

A perda da resistência das pastas submetidas à cura térmica é associada, entre outros fatores, à distribuição não uniforme dos produtos de hidratação, onde a relação gel/espaço nos interstícios é menor do que seria no caso de uma hidratação lenta, que tem uma distribuição mais uniforme devido a um processo de difusão-precipitação mais eficiente, Melo(45 pp. 75;241-242).

Para Mehta e Monteiro(19 p. 30) a fonte principal de resistência nos produtos sólidos da pasta é a existência de forças de van der Waals[21] que promovem a adesão entre duas superfícies sólidas. Como o C-S-H, o sulfoaluminato de cálcio hidratado e o aluminato de cálcio hidratado possuem área específica elevada, esses produtos da hidratação aderem fortemente entre si e aos outros sólidos com área especifica menor como os cristais de hidróxido de cálcio, grãos de clínquer anidro e partículas dos agregados. Associados a esses produtos da hidratação estão os pequenos vazios que pouco influenciam na resistência porque as concentrações de tensões e rutura ocorrem nos grandes vazios capilares e nas microfissuras invariavelmente presentes.

Mindess[22] apud Silva, I. J. (3 p. 77) considera que

> [...] a relação entre a resistência dos concretos e sua porosidade não é uma relação fundamental, pois o fator que determina a aderência dos produtos de hidratação do cimento, sua estrutura cristalina, seu tamanho e suas propriedades morfológicas, é a relação água/cimento que também controla a porosidade. Acrescenta ainda que, embora a porosidade

[21] Forças van der Waals são forças superficiais atrativas de baixa intensidade e de natureza elétrica.
[22] MINDESS, S., Relationship between strength and microstructure for cement based materials: an overview. In: Proceedings of the materials research society, edited: J. F. YOUNG, p. 53-68, 1984.

> seja um dos fatores que controla a resistência dos concretos, a aderência entre os cristais e suas massas específicas também são fatores importantes. [...]

Para Neville (21 p. 288) não há dúvida de que a porosidade expressa como o volume total de todos os poros maiores do que os poros do gel é um fator primário que influencia a resistência da pasta de cimento.

Uma possibilidade de aumentar a resistência, produzindo os compactos de cimento, é aplicar elevadas pressões e alta temperatura. Roy e Gouda[23] apud Neville (21 p. 291) conseguiram, aplicando 340 MPa de pressão e 250ºC de temperatura, obter concretos com porosidade de 1%, resistência à compressão de 660 MPa e à tração por compressão diametral de 64 MPa. Neville não considera estes materiais especiais à base de cimento Portland como concreto, mas cita o exemplo para ilustrar o efeito da porosidade na resistência.

Dessas citações pode-se concluir que a porosidade capilar é que determina a resistência e que para composições onde esta porosidade capilar é nula, outros fatores como a morfologia dos produtos hidratados é que governam o comportamento, alterando a resistência intrínseca. Para resistências elevadas, o agregado pode ser o elo fraco que determinará a rutura.

O módulo de elasticidade também tem relação com a porosidade. A curva que relaciona a tensão com a deformação de um concreto submetido à compressão uniaxial tem comportamento diferente em um concreto de alta resistência quando comparado ao concreto convencional. Na Figura 29 é mostrado para o concreto convencional que enquanto os componentes do material isolados têm comportamento linear o material composto segue uma lei não linear.

[23] D. M. ROY and G.R.GOUDA, Porosity-strength relation in cementitious materials with very high strengths, J. American Ceramic Soc., nº10, pp. 549-50, 1973.

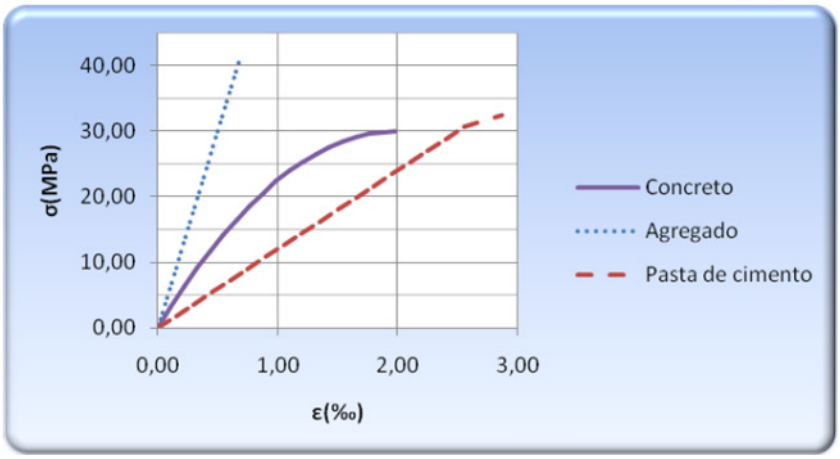


**Figura 29 - Diagrama tensão x deformação para concreto, agregado e pasta, T.C. Hsu[24] apud Mehta e Monteiro (19 p. 84)**

Essa diferença é explicada pela evolução da fissuração, notadamente da zona de interface da pasta ou argamassa com o agregado, ao longo do carregamento.

Hsu et al.[25] apud Neville (21 p. 304) observaram a existência de fissuras muito finas na interface do agregado e da pasta de cimento, tanto em concretos de resistência normal quanto em concretos com relação a/c=0,25, sem qualquer história de carregamento. Atribuiu-se isso à retração da pasta que é contida pelos agregados, às variações térmicas, além das inevitáveis diferenças entre propriedades mecânicas do agregado e da pasta.

Analisando o CCV, Mehta e Monteiro (19 pp. 84-85) observam que para níveis de tensão menores do que 30% da tensão última, o comportamento é essencialmente linear e as microfissuras existentes estão limitadas à zona de interface da matriz com os agregados, formando um sistema estável. Com a evolução do carregamento, as microfissuras existentes evoluem de forma gradativa (a curva tensão-deformação começa a se desviar de uma linha reta), até se interligarem quando esse nível chega a cerca de 50%. Para tensões superiores começa a fissuração da matriz e a 75% o sistema de fissuras se torna instável com rápida propagação, as deformações crescem sensivelmente a uma razão maior do que as tensões.

No CAD o comportamento se aproxima mais de um material composto, onde a transferência de tensões entre o agregado e a pasta é muito mais efetiva em decorrência da densificação da zona de transição. Segundo Aïtcin(29 p. 519), o CAD tem um comportamento mais próximo da rocha artificial do que do concreto usual.

---

[24] HSU T.C., ACI Monograph 6, p. 100, 1971.
[25] HSU, T.T.C; SLATE, F.O., STURMAN, G.M. and WINTER, G., Microcracking of plain concrete and the shape of stress-strain curve, j. Americ. Concr. Inst, 60, pp 209-24, 1963.

Como material compósito, o módulo de elasticidade do concreto depende das características das suas fases: a pasta, a zona de transição e o agregado. Diversos modelos de previsão foram desenvolvidos, Aïtcin[29 pp. 508-513], onde se conclui que ao escolher um agregado de alta qualidade, o módulo de elasticidade do concreto aumenta com o incremento do consumo deste agregado.

Entretanto, Baalbaki[26] apud Silva[3 p. 58] ao ensaiar um concreto produzido com quartzito obteve um módulo de elasticidade elevado, mas baixa resistência à compressão. Onde atribuiu isto à concentração de tensões na interface causando microfissuras e reduzindo a resistência à compressão. Portanto é importante que o módulo de elasticidade da pasta seja também elevado para diminuir esta diferença e isto é conseguido reduzindo a porosidade capilar.

As heteregoneidades diminuem a resistência devido às tensões localizadas que são criadas. De forma simplificada, porém didática, Neville [21 p. 415] explica que a mudança de curvatura da curva tensão-deformação obtida em ensaios de compressão é decorrente da redução da área líquida resistente ao se descontar as aberturas resultantes da fissuração induzida pelo carregamento, o que provoca concentração de tensões localizadas. Portanto a tensão atuante localmente seria maior do que a tensão aparente calculada a partir da área nominal.

Se considerarmos que a fissura é um vazio, essa explicação de Neville também é válida para explicar porque ao diminuir a porosidade aumenta-se tanto o módulo de elasticidade quanto a resistência à compressão. Ao aumentar a quantidade de pontos de contato entre os grãos sólidos, mais elementos resistentes são mobilizados, portanto a tensão efetiva será menor, se aproximando da tensão nominal.

A porosidade também influencia a resistência à tração dos concretos. Enquanto o concreto de baixa resistência tem relação entre a resistência à tração direta com a resistência à compressão da ordem de 10% a 11%, no concreto de alta resistência, este valor cai para cerca de 7%. Isto sugere que embora a porosidade melhore a resistência à compressão e à tração, o efeito na última é menos significativo. Isto foi atribuído ao grande número de cristais orientados de hidróxido de cálcio na zona de transição, o que pode ser atenuado quando se inclui uma adição pozolânica. Mehta e Monteiro[19 pp. 71-73].

---

[26] BAALBAKI, M., et al., Properties and microstructure of high performance concretes containing silica fume, slag and fly ash. Fly ash, silica fume, slag and other mineral by-products in concrete, SP 132, ACI, Detroit, pp. 1433-1450, 1993.

Conforme Aïtcin [29 p. 97], a resistência à tração e a resistência à compressão podem ser relacionadas à porosidade através de uma função exponencial. O que vai diferenciar é que ao tracionar o concreto, as fissuras rapidamente se propagam rompendo o material. Enquanto que ao comprimir, certa quantidade de fissuras devem se unir para causar a ruptura, o que demanda muito mais energia. A microfissuração é um fator para contribuir na pequena resistência à tração do concreto.

Pelo o que foi visto aqui, a diminuição da porosidade dos concretos melhora o seu desempenho mecânico. Também a homogeneidade deve ser buscada porque as fissuras e o aumento localizado da porosidade, por exemplo, na interface da pasta com os agregados, afetam as propriedades finais.

Helene e Terzian [43 p. 112] afirmam que o comportamento do concreto depende da sua composição e das características e natureza de todos os seus materiais constituintes, apesar do predomínio evidente de alguns fatores. Citam então o modelo de Powers, que relaciona a resistência à compressão com a porosidade capilar.

A composição e características dos materiais é que estabelecem a demanda de água para a trabalhabilidade requerida. Portanto influenciam diretamente na porosidade do concreto.

Outros fatores, como as condições do ensaio, tamanho do corpo de prova, resistência do agregado para concretos de alta resistência, entre outros, afetarão, em algum grau, a resistência do concreto, mas a porosidade certamente é um fator de alta relevância.

## 2.6 CONSUMO DE CIMENTO PORTLAND

A resistência do concreto estrutural utilizado nas obras tem sido elevada ao longo do tempo, acompanhando a evolução da tecnologia dos concretos estruturais e da execução de estruturas cada vez mais arrojadas, com requisitos de durabilidade mais rígidos e com prazos de execução mais curtos.

Para ilustrar a mudança de conceito, exemplifica-se o edifício Martinelli, um edifício com 106 m de altura, construído no final da década de 1920 na cidade de São Paulo, onde se adotou concreto com $f_{ck}$ = 13,5 MPa. O concreto desta edificação não pode sequer ser classificado como concreto estrutural para elementos armados pela atual NBR 6118 [4]. Apesar

da baixa resistência do concreto para os padrões atuais, essa estrutura já tem mais de 80 anos de serviço.

Atualmente os concretos com $f_{ck}$ = 30 MPa são correntes e, como já citado, no edifício E-Tower foi aplicado concreto com resistência média de 125 MPa. Valor dessa ordem grandeza seria considerado utópico em boa parte do século passado.

Pesquisas desenvolvidas no LMABC em 2004 resultaram em concretos com resistência de 145 MPa com 1 dia de idade e que evoluiu para 230 MPa aos 3 dias [6].

Entretanto, mesmo com toda essa evolução tecnológica, o baixo desempenho de algumas estruturas correntes tem sido motivo de preocupação no meio técnico. Conforme Liborio[6] a agressividade ambiental atual é bem maior do que a do passado e aliado a isto, os recursos tecnológicos disponíveis nem sempre são utilizados, ao contrário, muitas obras estão sendo executadas com falhas básicas.

Segundo Aïtcin[29 pp. 548-549], uma possível explicação para o bom desempenho das estruturas antigas pode ser o cimento que na época era mais grosso do que atual, portanto tinha um desenvolvimento mais lento da hidratação o que implicava na necessidade de maior consumo para atingir determinada resistência aos 28 dias. Por outro lado, o acréscimo de hidratação posterior era maior, o que segundo Aïtcin, justifica o fato de se verificar hoje resistências altas em concretos antigos especificados para baixas resistências.

As partículas de cimento com diâmetro superior a 45 μm, dificilmente se hidratam e aos 28 dias, idade de controle, apenas as partículas menores do que 5,4 μm reagem completamente, Anderegg e Hubbell[27] apud Taylor[46 p. 100].

Outra conseqüência da hidratação lenta é uma maior dissipação do calor de hidratação implicando em menor retração térmica e menor fissuração decorrente. Além da explicação da finura do cimento, Aïtcin [29 pp. 548-549] acrescenta que a ausência ou deficiência dos aditivos redutores de água para deflocular o cimento também implicava no aumento do consumo deste aglomerante para atingir as resistências especificadas. Todo esse consumo de cimento adicional permitia diminuir a porosidade capilar, ainda que boa parte permanecesse anidro.

Os concretos produzidos com cimentos modernos, de maior finura e com maior teor de $C_3S$ e $C_3A$, obtêm grau de hidratação aos 28 dias maior do que era obtido com cimentos antigos. Por outro lado, o acréscimo de hidratação posterior é menor, o que pode implicar em

---

[27] ANDEREGG, F. 0. and HUBBELL. D. S., Proc. Am. Soc. Testing Muter, 29, 554, 1929.

uma porosidade capilar final maior do que aquelas obtidas antigamente tornando o concreto menos durável. Aïtcin [29 p. 549].

O aumento do teor de $C_3S$ e $C_3A$ também significa um maior desenvolvimento do calor de hidratação e maior produção de hidróxido de cálcio e etringita, onde isto pode resultar em baixa durabilidade dos concretos com alto consumo de cimento.

Os códigos em geral procuram garantir a obtenção de um concreto durável através de uma tripla recomendação: mínimo consumo de cimento Portland, mínimo $f_{ck}$ e máxima relação água/cimento.

Recomendações deste tipo foram analisadas por Deacon e Dewar[28] apud Concrete Society[41 p. 30] e, como ilustrado na Figura 30, podem conduzir a valores incoerentes entre resistência mínima e relação a/c máxima ou consumo mínimo de cimento Portland. Este fato pode gerar não conformidades em relação à durabilidade no caso onde se controla apenas a resistência. No exemplo, apenas o concreto com relação a/c igual a 0,65, $f_{ck}$=30MPa e consumo de 300kg/m³ de cimento atende aos três critérios especificados ($f_{ck}$=20MPa; a/c ≤ 0,65; c > 230 kg/m³).

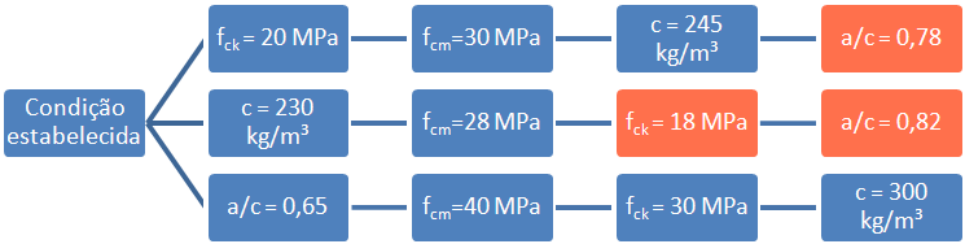


**Figura 30 - Parâmetros de dosagem para atender determinada especificação, adaptado de Deacon e Dewar [28].**

Os valores indicados na Figura 30 dependem do tipo do cimento utilizado. Embora tanto a resistência quanto a permeabilidade dependam da porosidade, as relações que determinam essas propriedades são diferentes, de forma que uma condição pode ser atendida e outra não.

A Tabela 7 indica a resistência média de concretos produzidos no Brasil com agregados graníticos, diâmetro máximo de 25 mm, uso de aditivo plastificante normal e abatimento entre 50 e 70 mm, Helene e Andrade[47 p. 931]. Observa-se que os cimentos analisados por Deacon e Dewar permitem maiores resistências do que os cimentos brasileiros.

---

[28] DEACON, C. and DEWAR, J. D., Concrete durability – specifying more simply and surely by strength, Concrete, Vol. 16, nº 2, February, pp.19-21, 1982.

**Tabela 7 - Resistência média do concreto, em MPa, em função da relação a/c para vários tipos de cimentos brasileiros. Helene e Andrade[47 p. 931].**

| Tipo e classe de cimento | Relação a/c | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 0,65 | 0,6 | 0,55 | 0,5 | 0,45 |
| CP I 32 | 28 | 32 | 37 | 41 | 47 |
| CP II 32 | 24 | 28 | 31 | 35 | 39 |
| CP II 40 | 28 | 32 | 36 | 41 | 46 |
| CP III 32 | 23 | 27 | 31 | 36 | 41 |
| CP III 40 | 27 | 32 | 37 | 42 | 49 |
| CP IV 32 | 24 | 28 | 32 | 36 | 41 |
| CP V ARI RS | 30 | 33 | 38 | 42 | 46 |
| CP V ARI | 33 | 38 | 42 | 47 | 53 |

A Tabela 8 mostra a evolução da resistência com a idade para cada tipo de cimento, onde esses valores médios servem como informação inicial antes dos ensaios.

**Tabela 8 – Relação $f_{cj}/f_{c28}$ admitindo cura úmida em temperatura de 21ºC a 30ºC. Helene e Andrade[47 p. 932].**

| Cimento Portland | Idade (dias) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 3 | 7 | 14 | 28 | 63 | 91 | 120 | 240 | 360 | 720 |
| CP III; CP IV | 0,46 | 0,68 | 0,85 | 1 | 1,13 | 1,18 | 1,21 | 1,28 | 1,31 | 1,36 |
| CP I; CP II | 0,59 | 0,78 | 0,90 | 1 | 1,08 | 1,12 | 1,14 | 1,18 | 1,20 | 1,22 |
| CP V | 0,66 | 0,82 | 0,92 | 1 | 1,07 | 1,09 | 1,11 | 1,14 | 1,16 | 1,17 |

Das informações contidas na Tabela 7 e na Tabela 8 vê-se que para atingir determinada especificação, o consumo de cimento depende do tipo adotado, sendo a diferença mais acentuada nas idades iniciais.

Segundo Liborio[2], o engenheiro não deve se restringir aos cimentos comerciais e afirma que há possibilidade de se construir um cimento Portland a partir de uma matriz fornecida por uma fábrica de cimento, onde se substitui parte do clínquer ($C_3S$, $C_2S$, $C_3A$, $C_4AF$) por uma adição determinada para atingir um fim específico. Essas adições podem ser escórias de alto forno, cinzas volantes, sílicas ativas (Fe-Si, casca do arroz), argilas calcinadas, pós de concretos reciclados, cerâmicas moídas, fíler calcário ou quartzoso, entre outros.

A NBR 12655[48] relaciona a classe de resistência e o consumo de cimento à classe de agressividade ambiental a qual a estrutura está submetida, conforme Tabela 9.

**Tabela 9 - Relação entre classes de agressividade ambiental com as classes de resistência e consumos mínimos de cimento (NBR 12655:2006).**

| | Classe de agressividade | | | |
|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | IV |
| Relação água-cimento | ≤ 0,65 (CA)<br>≤ 0,60 (CP) | ≤ 0,60 (CA)<br>≤ 0,55 (CP) | ≤ 0,55 (CA)<br>≤ 0,50 (CP) | ≤ 0,45 (CA)<br>≤ 0,45 (CP) |
| Classe do concreto (NBR8953) | ≥ C20 (CA)<br>≥ C25 (CP) | ≥ C25 (CA)<br>≥ C30 (CP) | ≥ C30 (CA)<br>≥ C35 (CP) | ≥ C40 (CA)<br>≥ C40 (CP) |
| Consumo de cimento em kg/m³ | ≥ 260 | ≥ 280 | ≥ 320 | ≥ 360 |

Supondo o uso do cimento CP I 32, a correspondência entre o $f_{ck}$ e a relação a/c prescritos na Tabela 9 com os valores médios da Tabela 7 está próxima. No caso do cimento CP II 32 haveria necessidade de diminuir a relação a/c para atingir as mesmas resistências na idade de 28 dias e no caso do cimento CP V ocorreria o contrário.

Quanto ao consumo de cimento mínimo em conjunto com a relação a/c indicados na Tabela 9, deduz-se que foi considerado um consumo máximo entre 162 L e 176 L de água por m³ e um teor de pasta mínimo variando entre 23% e 28%. Entretanto o teor de pasta depende da trabalhabilidade requerida, do uso de aditivos e graduação dos agregados. Além disso, existe a opção da substituição do cimento por outros aglomerantes e fíleres. De forma que existem muitas possibilidades de obter concretos com determinadas características sem vincular ao consumo de cimento Portland.

Em revisão sobre o assunto Dhir et al[49] trazem algumas informações sobre as especificações utilizadas visando a durabilidade do concreto, onde entre elas questiona a especificação do consumo mínimo de cimento:

a) o principal critério para definir a performance do concreto é a relação a/c, onde a redução aumenta a resistência e diminui a permeabilidade;
b) a especificação da classe de resistência como requisito de durabilidade visa reduzir a diferença causada pelos vários tipos de cimento e agregados disponíveis;
c) o consumo mínimo de cimento visa garantir a capacidade de fixar íons cloreto, dióxido de carbono e outros agentes químicos agressivos;
d) a espessura do recobrimento das armaduras provê uma barreira física para proteger a armadura do meio ambiente;

e) dentre 15 recomendações européias pesquisadas existem variações de até 150 kg/m³ no consumo mínimo de cimento especificado para mesma condição de exposição, o que faz com que essa especificação não seja seguida em alguns casos práticos;
f) na Inglaterra o consumo mínimo de cimento é relacionado a um limite de 180 L/m³ de água para a máxima relação a/c especificada em cada classe.

Discussão desenvolvida pelo Concrete Society[41] concluiu que não há clara base científica na adoção de quantidades mínimas de cimento preconizadas pelos diversos códigos internacionais. O que rege a durabilidade é a relação água/cimento, ou de forma mais precisa, a relação água/finos, que garantirá a descontinuidade de poros, como relatado anteriormente. Como finos pode ser entendido as partículas com diâmetro da mesma ordem de grandeza ou com tamanho inferior às partículas do cimento. Onde os aglomerantes hidráulicos e pozolânicos, devido à hidratação, são mais eficientes para preencher o espaço capilar, mas os fíleres também podem exercer essa função.

O fato de se defender a retirada da especificação do consumo mínimo de cimento parece que é incoerente com a discussão anterior quando uma das justificativas para explicar a baixa durabilidade de algumas estruturas executados com cimentos modernos foi justamente o menor consumo de cimento propiciado pela rápida hidratação do cimento. Entretanto, também foi mostrado que este consumo mínimo é simplesmente ignorado quando se controla apenas a resistência e como será visto adiante existem recursos que permitem obter concretos de alto desempenho com consumos de cimento menores do que os especificados.

O CEB-FIP Model Code 90[50 p. 405] justifica a adoção de uma quantidade mínima de cimento para garantir uma mínima trabalhabilidade do concreto fresco e a alcalinidade do concreto para proteger as armaduras da corrosão.

No caso do concreto armado é indicado um pH da água presente nos poros maior do que 11,8, para garantir uma reserva alcalina que evite a posterior desestabilização da camada passivadora que protege as armaduras, Cánovas[51 p. 69], sendo o pH de 9,5, o valor crítico pelo diagrama de Pourbaix apud Giannotti[30 p. 41].

Richardson[29] apud Silva, V. M. (31 p. 49) afirma que comparando dois concretos com mesma permeabilidade e diferentes consumos de cimento, 500 kg/m³ e 200 kg/m³, a carbonatação do primeiro será três vezes mais lenta do que a do segundo.

Isto não significa que um concreto com baixo consumo de cimento Portland não possa ter pequena penetração de $CO_2$. Como discutido antes, o mecanismo de penetração do $CO_2$ é a difusão, o que depende do sistema de poros.

Dhir et al.(49) investigaram concretos com relação a/c variando entre 0,45 e 0,65 e consumo de cimento variando entre 355 e 245 kg/m³. Para mesma relação a/c, assim como Richardson, obtiveram maior profundidade de carbonatação nos concretos com menor consumo de cimento, entretanto, este efeito foi mais significativo para a relação a/c =0,65 e caiu progressivamente até a relação 0,45, indicando a influência do refinamento dos poros.

Este fato foi reforçado quando Dhir et al. adicionaram fíler calcário aos concretos com menor consumo de cimento, de forma que o consumo de finos em massa fosse igual aos dos concretos com maior consumo de cimento, mas com mesma relação a/c. Neste caso, os concretos com maior consumo de cimento carbonataram mais, fato explicado pela menor relação água/sólidos dos concretos com fíler, onde a porosidade prevaleceu sobre o consumo de cimento. Comportamento similar foi observado quanto à difusão de cloretos.

A resistência à compressão do concreto aumenta ao diminuir o consumo de cimento quando se compara concretos com mesma relação a/c. Resultados neste sentido foram obtidos por Silva, V. M. (31 p. 87), Dhir et al.(49), Erntroy e Shacklock[30] apud Neville (21 p. 294). Neville (21 p. 295) cita que algumas possíveis razões para isto: parte da água pode ser absorvida pelos agregados reduzindo a relação a/c efetiva; maior teor de agregado implica em menor retração e exsudação causando menos danos à aderência da pasta com os agregados e por último, a considerada mais provável, a porosidade total do concreto, devido ao menor teor total de água, é menor na mistura mais pobre em cimento.

Comportamento no sentido contrário foi observado para teores de agregados inferiores a 40%, onde, fixada a relação a/c, a resistência à compressão diminuiu com a redução do

[29] RICHARDSON, M.G., Carbonation of reinforced concrete: Its causes and management. New York: CITIS Ltd, Publishers, 1988.
[30] ERNTROY, H. C. and SHACKLOCK, B. W., Design of high-strength concrete mixes, Proc. of a symposium on mix design and quality control of concrete, pp.57-73, Cement and Concrete Assoc., London, May, 1954.

consumo de cimento, Stock, Hannant e Williams[31] apud Neville [21 p. 294]. Entretanto, é preciso afirmar que um volume de agregados inferior a 40% não é usual na dosagem dos concretos e que este efeito foi mais significativo entre 0 e 20%, onde os agregados seriam meras inclusões perturbando a homogeneidade da pasta.

A influência do consumo de cimento sobre outras propriedades do concreto fresco (abatimento, coesão, ar incorporado e exsudação) e endurecido (tração na flexão, módulo de elasticidade, retração, fluência, permeabilidade, ataque de sulfatos, comportamento em gelo-degelo e abrasão) também foram pesquisadas por Dhir et al.[49; 52].

Nesta pesquisa de Dhir et al., aos concretos com teores menores de cimento, foram acrescentados fíleres, para manter o teor de finos em massa, e aditivo superplastificante para manter a trabalhabilidade. Os concretos com fíler, apesar do menor consumo de cimento, tinham menor relação água/sólidos do que os outros concretos com mesma relação a/c. Eles também pesquisaram a influência do tipo de cimento (sem adições e com adições de escória e cinza volante) e tipo de agregado (peso normal e leve).

As comparações foram feitas entre cada relação a/c, 0,45, 0,55 e 0,65, ao variar o consumo de cimento entre 300-440, 245-355 e 205-300 kg/m³ respectivamente, e as conclusões principais de Dhir et al. foram:

a) o fator principal para obter a durabilidade é atingir uma estrutura fechada de poros, através de materiais finos, não necessariamente cimento;
b) teor de cimento tem pouco efeito nas propriedades do concreto fresco, interessa o teor de finos;
c) a permeabilidade diminui com a redução do consumo de cimento;
d) as propriedades de engenharia do concreto melhoram ou não são prejudicadas com a redução do consumo de cimento;
e) o tipo do agregado influencia mais no comportamento do que o consumo de cimento, onde os com absorção menor do que 3% tendem a ter melhor performance;

[31] STOCK, A. F., HANNANT, D. J. and WILLIAMS, R. I. T., The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete, Mag. Concr. Res., 31, nº109, pp.225-234, 1979.

f) não há necessidade de especificar o consumo de cimento. A classe de resistência, a relação a/c do concreto e o recobrimento das armaduras são suficientes para a especificação.

Uma primeira medida para redução do consumo dos aglomerantes é diminuir os vazios da composição dos agregados, o que reduz o volume de pasta necessário para envolvê-los. Como proceder neste sentido será visto no terceiro capítulo. Como exemplo da importância: um concreto com relação a/c de 0,50, se o volume necessário de pasta diminuir de 30% para 25% como decorrência do empacotamento dos agregados, o consumo de cimento cai em cerca de 60 kg/m³.

A importância da graduação dos agregados foi demonstrada por Melo e Liborio[32] apud Melo(45 p. 95) onde constataram que ao substituir 40% da areia em uma argamassa por um agregado graúdo, de forma a aumentar a compacidade da fase agregado, implicou em melhor desempenho. Foi diminuída a perda da resistência final em cura térmica, reduzido o consumo de cimento Portland, aumentado o módulo de elasticidade e reduzida a perda de massa dos corpos de prova quando submetidos a $H_2SO_4$.

Informação similar foi obtida por Silva, V. M. (31 p. 119) que constatou em programa experimental:

> Os concretos executados com a composição ideal entre agregados graúdos e miúdos apresentaram menores profundidades carbonatadas que as argamassas, devido à melhor disposição dos agregados (máxima massa unitária entre agregados miúdo/graúdo) conferirem maior compacidade, melhorando o desempenho do composto quando submetido à ação de atmosfera agressiva.

Estas informações mostram que as distribuições do tamanho das partículas dos agregados que aumentam a tortuosidade podem implicar em melhor desempenho, a despeito da existência da zona de transição, principalmente quando a pasta tem baixa relação água/sólidos, o que foi discutido anteriormente na seção 2.4.1.

O consumo de cimento depende também do requisito do concreto, por exemplo: a resistência à compressão e o módulo de elasticidade à "j" dias ou a descontinuidade dos poros em um prazo condizente com um período de cura factível em obra.

---

[32] MELO, A. B e LIBORIO, J. B. L., Considerações sobre cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica aplicadas a elementos estruturais de pequena espessura - argamassas e concretos com dmáx 9,5mm. Anais do Seminário Nacional sobre Desenvolvimento Tecnológico dos Pré-Moldados e da Autoconstrução. São Paulo/SP, 1995;

A necessidade de atingir determinada porosidade capilar em dado prazo influencia no consumo de cimento, que será menor caso este prazo seja estendido. Desse fato decorre uma das sugestões de Mehta[1] para, se possível, dosar o concreto para ser aceito em uma idade superior aos 28 dias.

Quanto a isso cabe uma ressalva, porque, segundo Fusco[53 p. 87], parte do coeficiente de modificação da resistência de cálculo do concreto, $k_{mod}$=0,85=1,2x0,95x0,75[33], leva em conta que há um aumento de 20 % da resistência à compressão após os 28 dias. Portanto, apenas para os concretos onde esse crescimento é maior do que 20% e que as solicitações totais serão estabelecidas em uma idade posterior seria possível levar este fato em consideração no projeto estrutural, onde além da resistência deve ser considerada a deformabilidade.

A seguir serão discutidas as outras possibilidades de redução do consumo de cimento Portland, que é a substituição parcial deste material por um fíler ou uma adição pozolânica.

### 2.6.1 EFEITO DO FÍLER

O cimento não hidratado, sempre presente quando a relação a/c é inferior a 0,356, não é prejudicial para a resistência quando todo o espaço capilar disponível foi ocupado. Segundo Powers e Brownyard[12 p. 710], dentre as pastas nesta situação, as que têm mais cimento não-hidratado, ou seja, com menor relação a/c, tem resistência maior. Onde atribui isto a uma menor espessura da camada da pasta hidratada que envolve os grãos de cimento não hidratado. Neste caso eles consideraram o cimento anidro remanescente como parte dos agregados.

Conclusão similar a esta foi obtida quando da análise da retração, onde o cimento anidro foi associado à fase agregado.

Nos concretos com baixa relação a/c, substituir parte do cimento por outro material sólido, com finura e dureza adequada não compromete a resistência e a durabilidade do concreto. Esta seria uma medida adequada para atender à sustentabilidade da construção.

A adição de um material finamente dividido de forma que a relação água/sólidos da pasta seja diminuída, implica em menor porosidade total e também um refinamento do

[33] O coeficiente 0,85 multiplicado pela resistência de cálculo do concreto define o pico na distribuição de tensões do diagrama parábola-retângulo, cf. NBR 6118.

sistema de poros e dos produtos da hidratação. Por exemplo, não se formam grandes cristais de hidróxido de cálcio que ficam sem espaço para se desenvolver de forma orientada. Isto dificulta a formação de um plano preferencial de fratura na zona de transição, melhorando a resistência e a durabilidade do concreto, conforme constatado experimentalmente por Grigoli e Helene[39].

Bentz e Garboczi[16] simularam o efeito do fíler na conexão dos poros, Figura 31. Uma pasta onde o cimento for substituído pelo fíler, mantendo a mesma relação água/sólidos na mistura inicial, demanda mais hidratação para atingir a descontinuidade dos poros. Isto é esperado porque a reação de hidratação do cimento é expansiva em relação à massa do cimento anidro que reagiu, portanto é mais eficiente para preenchimento dos espaços. Por outro lado, mantida a relação a/c, a adição do fíler diminui a porosidade o que implica na melhoria das propriedades físicas do concreto, o que foi constatado experimentalmente por Dhir et al. (op. cit).

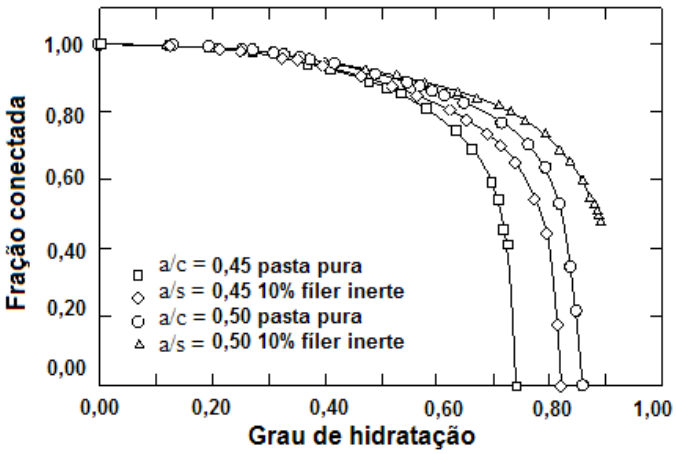


**Figura 31 – Influência do fíler na fração de poros conectados em função do grau de hidratação. Adaptado de Bentz e Garboczi[16].**

Pode-se então questionar qual a utilidade do fíler se para obter benefício há necessidade de aumentar o consumo de finos do concreto, o que traz implicações na trabalhabilidade do concreto.

A justificativa para o caso onde a relação a/c é muito baixa, onde parcela significativa do cimento não se hidrata, parece clara. Bentz et al.[18] analisaram o efeito da adição de fíler calcário em concretos com relação a/c entre 0,35 e 0,40, onde concluíram que para relações a/c maiores do que 0,40, a simples substituição do cimento pelo fíler incrementa a difusividade do concreto, mas para relações a/c menores se espera comportamento similar caso o cimento que permanecerá anidro tenha sido substituído pelo fíler.

Bentz et al.[18] citam ainda resultados de experimentos que indicaram uma perda de 12% na resistência à compressão aos 28 dias quando substituiu 20% do cimento pelo fíler calcário. Onde isto pode ser atribuído à necessidade de um maior grau de hidratação do cimento para o preenchimento do espaço capilar quando há a substituição. O percentual de substituição depende da relação a/c e eles indicam 15% de substituição para a relação a/c entre 0,30 e 0,35 para obter propriedades similares de durabilidade e quando houver necessidade de manter a resistência aos 28 dias, sugerem diminuir ligeiramente a relação água/sólidos (a/s) da mistura.

A influência do grau de hidratação foi demonstrada por Bentz[34] apud Bentz et al.[18] onde não se detectou diferença de resistência aos 56 dias quando para o concreto com relação a/c=0,30, se substituiu a fração grossa do cimento, partículas maiores do que 30 μm, por um fíler calcário, de forma que o teor total de substituição compreendesse 15% em volume. Bentz afirma que é possível pequena perda de resistência à compressão, mesmo em idades avançadas, quando partículas do fíler forem menos resistentes do que as do cimento anidro.

Para melhor entendimento, analisa-se a seguir um CAR com relação a/c igual a 0,20.

Na Figura 32 observa-se o efeito da substituição volumétrica do cimento Portland por um fíler em pasta, onde em "a" corresponde à pasta de cimento Portland e água e em "b" e "c", houve substituição do cimento por fíler nas proporções de 52,27% e 40%, respectivamente. Em todos os casos foi considerada apenas a proteção como cura, dado que a cura úmida na pasta com relação a/c=0,20 rapidamente perde eficiência.

Da Figura 32 conclui-se que, ao se estabelecer a máxima hidratação possível em todas as situações, o volume de poros, a relação gel-espaço e os produtos da hidratação são os mesmos. A única diferença é que foi substituído total ou parcialmente o cimento anidro residual pelo fíler. Quando isto ocorre, caso a partícula do fíler seja tão dura quanto à do cimento substituído e seja realmente inerte, especula-se que o desempenho ao final da hidratação, tanto de resistência quanto de durabilidade seja o mesmo em todas as situações.

Outra observação interessante é quanto à retração. Como o volume hidratado e a estrutura de poros, em tese, são iguais, a retração autógena e por secagem seriam também iguais, mesmo com consumos diferentes de cimento Portland.

---

[34] BENTZ, D.P., Replacement of "coarse" cement particles by inert fillers in low w/c ratio concretes II: experimental validation. Cement Concrete Research, 35(1), pp.185-188, 2005.

Entretanto, com a adição do fíler, o processo de refinamento dos poros é mais lento e pode implicar em uma configuração diferente de microfissuras. O calor de hidratação do concreto com adição de fíler é mais dissipado, o que implica em menor retração térmica.

A fissuração depende da relação entre a evolução das forças de tração solicitantes, em decorrência da retração e do alívio provocado pela fluência, e a tração resistente conforme modelo genérico de Neville [21 p. 441].

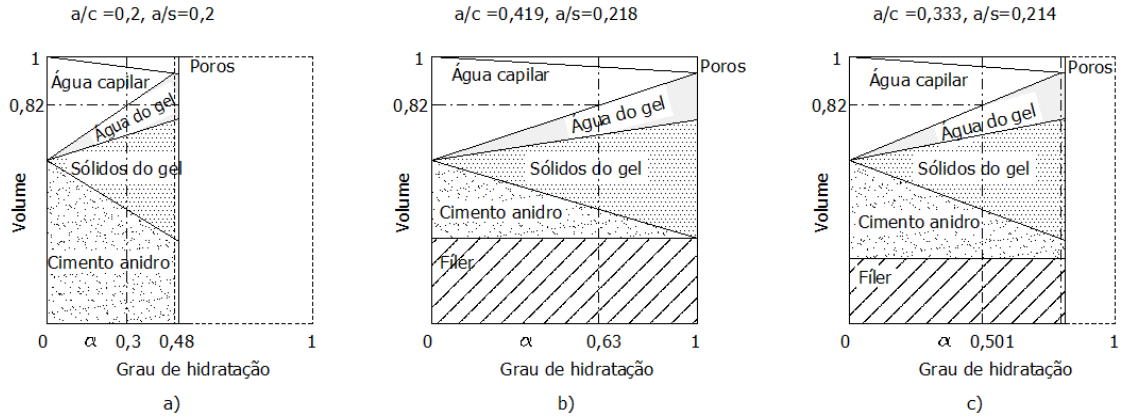


**Figura 32 – Efeito da substituição volumétrica do cimento por fíler em pasta com relação a/c=0,20.**

Portanto, há indicativos que, ao completar a hidratação, esta substituição não aumenta o consumo de finos, não tem impacto na resistência e na durabilidade e diminui o consumo energético do concreto. Entretanto, o desenvolvimento da resistência é bem diferente em "a" e "b".

Na situação "b" onde 52,27% do cimento foi substituído, a descontinuidade total dos poros é atingida apenas com cerca de 63% da hidratação, o que pode demandar cerca de um mês de cura. Entretanto, como discutido anteriormente, a porosidade correspondente à interrupção da cura não está bem estabelecida na literatura pesquisada, onde provavelmente assumir o critério da porosidade de 18% seja muito rigoroso. Outra questão a considerar é que a hidratação plena é conceitual, porque se parte das partículas forem maiores do que 45μm elas dificilmente se hidratam. Também a evolução da resistência tem que ser avaliada conforme a aplicação, porém aqui está se analisando um caso extremo de resistência muito superior às usuais, onde provavelmente isto não seja um problema.

A existência de cimento anidro pode colmatar pequenas aberturas de fissuras em condições úmidas, entretanto estes pontos são considerados como fracos diante de novas solicitações, Neville [21 p. 335]. Na situação "b" não há esta reserva.

Com 40% de substituição, situação “c”, o comportamento se aproxima mais daquele da pasta pura com relação a/c=0,20, onde atingir 50% de hidratação com um cimento de alta resistência inicial é possível com cerca de 3 dias, que é um prazo curto de cura. Este teor de substituição parece razoável e permitiria uma grande economia de clínquer atendendo aos princípios de sustentabilidade da construção discutidos na introdução.

Outra justificativa para a adoção do fíler é o caso do CAA, onde neste tipo de concreto há necessidade de alto teor de finos para controlar a segregação dos agregados. Como este material também é um sólido que diminui a porosidade da pasta, isto implica na diminuição do consumo de cimento Portland.

Nos casos onde a relação a/c é maior do que 0,40, acrescentar mais cimento diminui a porosidade capilar o que melhora o desempenho do concreto. Entretanto, a adição do fíler no lugar desse cimento adicional pode ser justificada caso se comprove que, para mesma performance, a demanda energética e/ou custo dessa solução seja menor do que a primeira, ainda que o consumo de finos necessário seja maior.

## 2.6.2 EFEITO DA ADIÇÃO POZOLÂNICA

No modelo de simulação da hidratação de Bentz e Garboczi[16] foi considerada a reação pozolânica, conforme a equação 32:

$$S + 1{,}7CH \xrightarrow{H_2O} C_{1,7}SH_4 \qquad \text{Eq. 32}$$

Onde na nomenclatura do cimento, S = $SiO_2$ representa o dióxido de silício, CH = $Ca(OH)_2$, o hidróxido de cálcio e H = $H_2O$, a água.

Em volume, a reação implica que cada unidade de S combina com 2,08 unidades de CH para gerar 4,6 unidades de $C_{1,7}SH_4$. Em termos de estrutura da pasta endurecida significa que, enquanto houver CH, sílica ativa e água disponíveis, a reação pozolânica diminuirá o volume de poros porque o volume de silicato de cálcio hidratado é maior do que a soma dos volumes dos componentes sólidos que os originou. Além disso, será substituída uma fase fraca e solúvel, CH, por uma resistente, C-S-H, portanto o benefício da reação pozolânica resulta da soma desses dois fatores.

Quando se faz a substituição em massa do cimento pela sílica ativa ou pelo fíler, o volume inicial de sólidos aumenta porque essas adições têm menor massa específica[35]. Além disso, a sílica se hidrata e os produtos dessa hidratação ocupam espaço adicional, de forma que Bentz e Garboczi[16] constataram que para desconectar os poros as pastas com adição de sílica ativa são as mais eficientes seguidas pelas pastas com apenas cimento Portland e por último as pastas com adição de fíler. A diferença de massa específica entre o fíler e o cimento não é suficiente para compensar o fato do primeiro não hidratar.

Na Figura 33 observa-se que, ao contrário do fíler, a pasta com 10% de sílica ativa preenche melhor o espaço do que uma pasta apenas com cimento Portland.

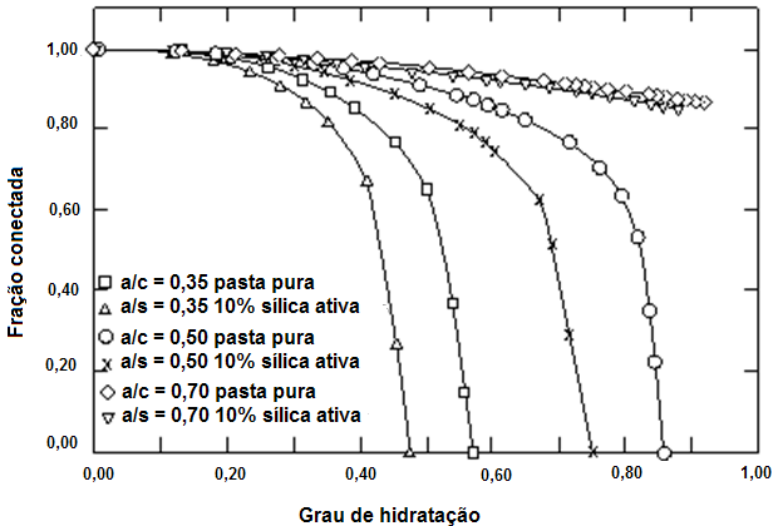


**Figura 33 – Influência da sílica ativa na fração de poros conectados em função do grau de hidratação. Adaptado de Bentz e Garboczi[16].**

Quando a quantidade de sílica ativa é superior àquela que reage com todo o hidróxido de cálcio disponível, este excesso de sílica contribui para a diminuição da porosidade da pasta endurecida, exercendo a mesma função do cimento anidro e fíler.

Silva, I. J. [3 p. 85] explica o efeito microfíler:

> Como o tamanho das partículas de sílica ativa é extremamente pequeno, elas são benéficas quando utilizadas em produtos à base de cimento Portland. As partículas de sílica ativa convencionais são cerca de 100 vezes menores que os grãos de cimento e são, portanto, facilmente introduzidos dentro dos espaços entre os grãos de cimento. Isso reduz os espaços disponíveis, os quais, de outra maneira, seriam ocupados pela água. As partículas de sílica atuam, ainda, como pontos de nucleação dos produtos de hidratação.

[35] Considerou-se que o cimento tem massa específica de 3,15 g/cm³, a sílica ativa, 2,20 g/cm³ e o fíler, 2,65 g/cm³.

A distribuição do tamanho das partículas influencia diretamente as propriedades do concreto fresco e endurecido, o que será discutido no capítulo 03.

A Figura 34 foi construída baseada nas considerações de Bentz e Garboczi[16] e mostra a superfície que relaciona o grau de hidratação para desconectar os poros com a relação a/c e o teor de substituição em massa de sílica em relação ao cimento. Observa-se que ao diminuir a relação a/c, há necessidade de menos produtos de hidratação para atingir a condição estabelecida. A superfície, se seccionada, em qualquer relação a/c, Figura 35, gera uma curva bi-linear, indicando que a adição de sílica, para atingir a porosidade de 18%, tem um teor ótimo para cada relação a/c. Por exemplo, para a relação a/c igual a 0,50, a substituição de 12% da massa de cimento por sílica seria mais indicada para esse objetivo.

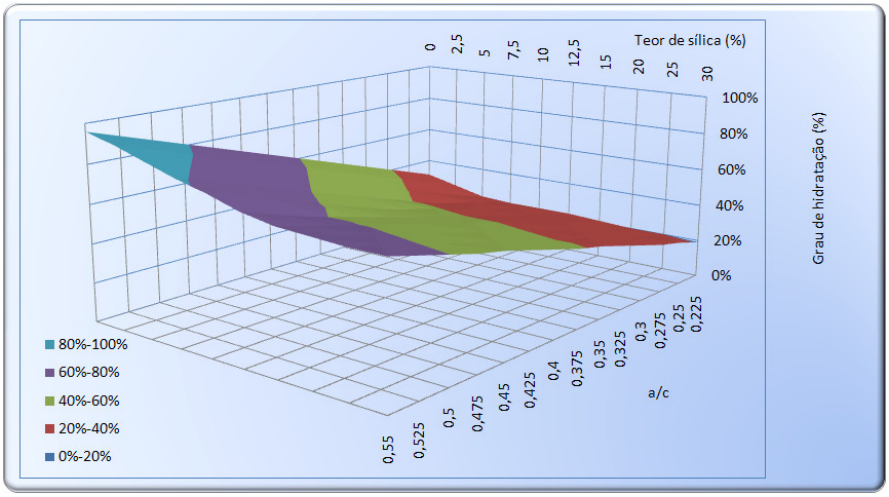


**Figura 34 - Variação do grau de hidratação do cimento necessário para atingir a desconexão dos poros em função da relação a/c e do teor de sílica ativa.**

Na Figura 35 é mais fácil visualizar que à medida que a relação a/c aumenta há mais necessidade de consumir sílica ativa para diminuir a porosidade capilar.

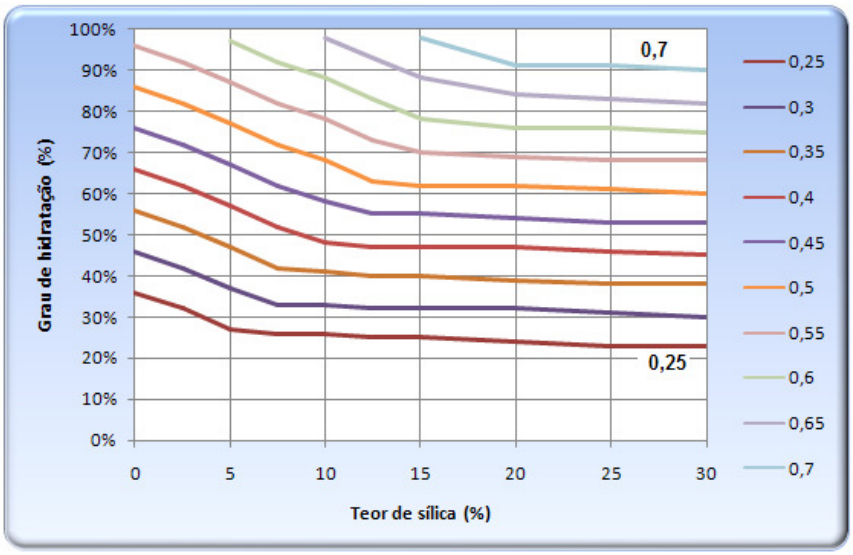


**Figura 35 - Variação do grau de hidratação do cimento necessário para atingir a desconexão dos poros em função do teor de sílica ativa para várias relações a/c.**

Um motivo de preocupação é a alcalinidade do concreto quando se adiciona sílica ativa em quantidade tal que consome todo o hidróxido de cálcio produzido na hidratação do cimento Portland.

Justnes e Havdahl[36] apud Silva, I. J. (3 p. 88) demonstraram que altas dosagens de sílica ativa e pequenas relações água/aglomerante provocam grande consumo de hidróxido de cálcio. No entanto, o pH manteve-se mais elevado que 12,5, mesmo em misturas em que o $Ca(OH)_2$ não foi detectado, fato esse que pode ser explicado pela alcalinidade fornecida pelo C-S-H.

Silva, V. M. (31 p. 119) constatou que a substituição em 10% do volume de cimento por sílica ativa implicou em maior profundidade de carbonatação do que o concreto correspondente sem a adição, para a relação água/aglomerante de 0,45. O mesmo fato ocorreu quando se comparou o concreto onde o cimento tinha 30% de escória na sua composição. Apesar disso, todos os concretos apresentaram baixos valores de frente de carbonatação, menores do que 4 mm em ensaio acelerado. Portanto existem duas variáveis controlando esta penetração a permeabilidade do concreto e a reserva alcalina.

Dal Molin(54 p. 374) cita pesquisas que indicam o limite de 0,45-0,50 para a relação água/aglomerante onde a carbonatação é regida pela porosidade e o consumo de hidróxido de

[36] JUSTNES, H. & HAVDAHL, J (1991). The effect of curing temperature on the microstructure of cementitious paste for lightweight concrete. In: International Conference on Blended Cements in Constructions.Proceedings, Sheffield, p. 138-151.

cálcio não apresenta efeitos significativos ao menos para os teores de adição de até 20% de sílica ativa.

Apesar de diminuir o desempenho quanto à carbonatação, o que é significativo apenas quando os poros do concreto estão interligados, a sílica ativa melhora a resistividade do concreto. Giannotti[30 p. 61; 129; 178] observou que a sílica ativa com teor de 10% em substituição volumétrica ao cimento aumentou a resistividade dos concretos pesquisados, com relação água/aglomerante entre 0,30 e 0,35, atingindo valores próximos a 100 kΩ.cm para condição úmida, que é cerca de 5 vezes superior ao valor de referência considerado como de baixo risco de corrosão. O mesmo concreto com 5% de substituição apresentou cerca da metade dessa resistividade e o sem sílica cerca de quatro vezes menos.

### 2.6.3 ESTUDO DE CASO

No concreto com muito baixo consumo de cimento Portland, a quantidade original de álcalis e hidróxido de cálcio por metro cúbico é baixa e quando acontecem as reações pozolânicas e álcali-sílica, o pH pode ficar próximo de 9,5. Este fato foi documentado para o concreto nominado de LHHPC (*Low-heat high performance concrete*) [55] ou concreto de alto desempenho com baixo calor de hidratação.

Este concreto será aqui analisado porque contém materiais similares aos adotados nos concretos auto-adensáveis pesquisados nesta dissertação e mostra que é possível obter um CAR com um consumo muito baixo de aglomerantes e quais os inconvenientes desta solução.

O LHHPC foi patenteado pela *Atomic Energy of Canada Limited* e foi desenvolvido visando obter um concreto que gerasse um baixo calor de hidratação, alta estabilidade volumétrica e alto desempenho para aplicação em concreto massa. A Tabela 10 indica a composição deste concreto.

**Tabela 10 - Composição do LHHPC**

| *Material* | *Quantidade* |
|---|---|
| Cimento Portland tipo V ASTM (kg) | 97,0 |
| Silica ativa (kg) | 97,0 |
| Pó de quartzo, $\phi < 50\mu m$ (kg) | 193,8 |
| Areia, MF = 2,66 (kg) | 894,7 |
| Brita, $\phi < 12{,}5mm$ (kg) | 1.039,6 |
| Superplastificante à base de naftaleno-formaldeido sulfonado, apenas os sólidos (kg) | 10,3 |

| | |
|---|---|
| Água (L) | 91,9 |

Os parâmetros deste concreto não são usuais: relação água/cimento = 0,95, água/aglomerante = 0,47, água/sólidos = 0,24 e sólidos do superplastificante/cimento = 0,11. O consumo total dos aglomerantes é de apenas 194 kg/m³.

Obteve-se consistência de 170 mm, densidade de 2.424 kg/m³ e teor de ar de 2,8%.

A máxima temperatura obtida na hidratação foi de 37ºC correspondendo a um acréscimo de 15ºC em relação à temperatura ambiente, isto cerca de 100 horas (4,17 dias) após a mistura, Figura 36. O retardo do início de hidratação foi atribuído à alta dosagem de superplastificante.

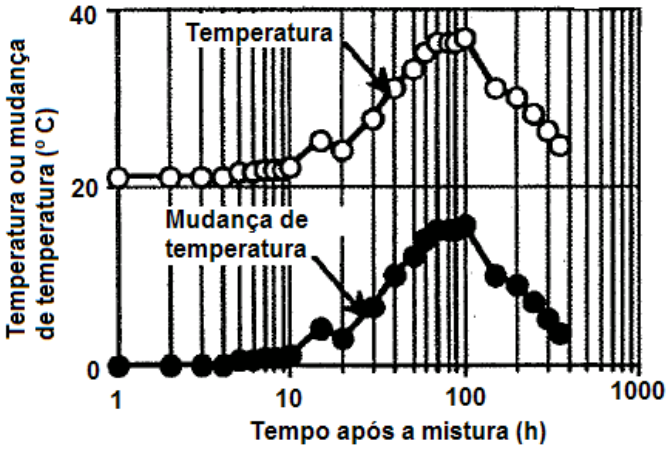


**Figura 36 - Evolução da temperatura do LHHPC. Adaptado da patente US005531823A [55].**

Descreve-se na patente que, ao hidratar 100 kg de cimento em cada metro cúbico, aumenta-se entre 8 e 12ºC na temperatura do concreto e a sílica ativa não tem impacto na temperatura do concreto porque apesar do calor liberado na reação pozolânica ser o dobro do gerado na hidratação do cimento Portland, o processo é muito lento.

A resistência à tração foi registrada apenas a partir do 7º dia com valor de 3,7 MPa que evoluiu para 7,4 MPa aos 90 dias.

A resistência à compressão ensaiada a partir do 3º dia, onde obteve 20 MPa, evoluiu para 87 MPa aos 28 dias e 105 MPa aos 90 dias. Para a resistência final os resultados correspondem a uma relação de 0,92 kg de cimento e 1,85 kg de aglomerantes para cada MPa obtido.

As baixas resistências nos primeiros dias, além do retardo da hidratação, se explicam pelo baixo consumo de cimento, o que foi discutido anteriormente, cf. Figura 32.

A alta resistência obtida mostra que o fíler e a parcela da sílica ativa que permanece anidra, ao diminuírem a porosidade, contribuem para o resultado obtido, o que seria impossível se houvesse apenas cimento e sílica com as relações água/cimento e água/aglomerantes adotadas.

A retração por secagem foi inferior a um CAD de referência quando se adotou cura úmida de ao menos 7 dias.

O pH obtido foi de 9,65, muito abaixo do normal, 12,5, e próximo a 9,5, valor crítico para possibilitar a corrosão do aço. Por outro lado, a estrutura de poros refinada dificulta o ingresso de oxigênio ao interior do concreto.

Não se observou a penetração de cloretos no ensaio específico.

A patente indica que este concreto, com baixa tendência à fissuração e ausência de reação alcális-agregado, tem propriedades de interesse às construções que utilizam concreto massa. Também é tolerante à água salina que tem um pH entre 7,5 e 8,4.

Quanto ao uso em elementos estruturais de edificação, a patente sugere que este concreto pode ser útil para viabilizar novas tecnologias como as armaduras de fibra de vidro que são mais adequadas ao pH menos alcalino.

Este concreto foi investigado em uma dissertação de mestrado na Universidade de Manitoba por Jawara[56], onde devido à baixa alcalinidade foram pesquisadas vigas reforçadas apenas com armaduras em barras de fibras de vidro, como sugerido pela patente. Também foram pesquisadas vigas com armação convencional em aço. Apesar do bom comportamento estrutural das vigas, infelizmente a pesquisa não concluiu ensaios relacionados à corrosão com as vigas armadas com aço.

O retardamento do tempo de pega também foi relatado por Jawara[56 p. 2.5], que considerou a resistência à tração virtualmente nula para idades menores do que três dias, dado que não conseguiu ensaiar o concreto antes desta idade.

No apêndice C1.1 é detalhada a composição da pasta endurecida deste concreto, onde se conclui que o volume ocupado pelos produtos da hidratação, incluindo a água adsorvida, representa menos de 40% do volume da pasta, enquanto que o material anidro representa 45% deste volume.

Apesar das restrições de resistência nas primeiras idades e da dúvida sobre o comportamento quanto à corrosão das armaduras de aço, este exemplo é instrutivo para

entender a influência da porosidade e dos tipos de materiais finos no comportamento do concreto.

Como exemplo no Brasil de CAR com baixo consumo de cimento Portland citam-se Castro, Liborio e Pandolfelli[57] que desenvolveram, a partir de conceitos de empacotamento e dispersão de partículas e com utilização de método computacional, um concreto com relação água/cimento=0,76, água/aglomerante = 0,38 e água/sólidos = 0,23. Este concreto com 14,4 kg/m³ de aditivo superplastificante, 205 kg/m³ de cimento CP V ARI, 205 kg/m³ de sílica ativa e 254 kg/m³ de pó de quartzo, atingiu cerca de 115 MPa aos 28 dias.

## 2.7 RESUMO DO CAPÍTULO 2

Neste capítulo foi visto que a porosidade exerce uma função chave no desempenho dos concretos.

O modelo de Powers e Brownyard para a hidratação do cimento Portland permitem entender a influência da relação a/c na formação da porosidade capilar e da estrutura sólida da pasta endurecida.

As simulações digitais de Bentz e Garboczi, considerando as pastas de cimento Portland com e sem adição de sílica ativa e fíler, informaram que ao diminuir a porosidade capilar para valores inferiores a 18% se atinge a descontinuidade dos poros, independente da composição do sistema cimentício adotado. Este resultado está de acordo com a teoria da percolação tridimensional que indica o valor de 16% para a porosidade crítica em estruturas similares.

Entretanto, estudos de Powers et al.[24] associaram a descontinuidade dos poros à porosidade de 30%, ainda que os ensaios mostrassem que havia um fluxo muito pequeno para valores de porosidade entre 20 e 10%.

Relações diretas da porosidade com a permeabilidade, a difusividade e a resistência à compressão foram apresentadas.

Discutiu-se que a porosidade, particularmente a parcela relativa aos poros capilares e maiores, influencia fortemente o desempenho mecânico e a durabilidade do concreto. A água e os gases são os meios de transporte para os agentes agressivos ao concreto. Se o sistema de poros do concreto for descontínuo, esses transportes serão extremamente reduzidos.

Diminuir a porosidade melhora o desempenho do concreto, a exceção é o comportamento em temperaturas extremas, onde medidas complementares como incorporar ar e incluir fibras poliméricas podem ser adotadas.

A redução criteriosa do consumo de cimento pode resultar em maior estabilidade volumétrica, ou seja, menos retração química e menos desenvolvimento do calor de hidratação, o que pode ser traduzido em menos fissuração do concreto. Com uma cura adequada, até que o sistema de poros se refine, após certo grau de hidratação do cimento, a retração hidráulica também será diminuída.

A retração devido às forças de menisco criadas ao secar os poros capilares durante a hidratação são maiores nos concretos de baixa porosidade do que no concreto convencional, mas isto é compensado pela menor retração por secagem e pode ser minimizada por uma cura úmida adequada.

O incremento do teor dos agregados, de boa qualidade, diminui a retração e a fluência e aumenta o módulo de elasticidade e a resistência à abrasão do concreto.

Fixada a relação a/c, o aumento do volume dos agregados aumenta a resistência à compressão.

Diminuir o consumo de cimento reduz a capacidade de fixar cloretos e $CO_2$, mas quando a porosidade do concreto é baixa este fato não tem influência no desempenho do concreto. Por outro lado, a redução do teor de cimento minimiza os efeitos da reação álcalis-agregados e do ataque por sulfatos, que também são melhoradas ao reduzir a porosidade do concreto.

A compacidade dos agregados aumenta a tortuosidade dos caminhos de percolação no concreto tornando-o menos permeável e também diminui o teor de pasta necessário para garantir determinada trabalhabilidade.

Para reduzir o consumo de cimento Portland, devem ser tomadas as seguidas providências: diminuir os vazios dos agregados e substituir parte do cimento Portland por materiais pozolânicos e/ou fíler. Essas ações devem considerar: a estrutura de poros obtida; o desenvolvimento da hidratação como função das propriedades mecânicas requeridas nas fases construtivas e dos prazos de cura, que devem ser factíveis; o fato do pH do concreto reduzir para valores críticos parece significativo apenas quando o consumo de cimento Portland é muito baixo aliado ao grande consumo de sílica ativa, mas não se pode concluir que a

corrosão do aço inserido neste concreto é inevitável porque há o efeito do refinamento dos poros.

As prescrições normativas, associando a resistência e a durabilidade com o consumo de cimento, criam restrições à utilização eficiente de composições de concreto com uso de outros materiais finos, não necessariamente aglomerantes, além do cimento Portland.

Diversas pesquisas mostram que não há base científica que justifique um melhor desempenho do concreto ao se especificar um mínimo consumo de cimento Portland, ao contrário, para dada relação a/c, as propriedades do concreto melhoram ao reduzir o consumo deste material.

Dhir sugere especificar a classe de resistência, a relação a/c e o recobrimento das armaduras e excluir o consumo mínimo de cimento. Ainda sugere que os códigos devem ter critérios objetivos que associem os agregados à durabilidade do concreto, dado que se verificou que os agregados mais porosos podem afetar o desempenho do concreto.

As relações a/c ou água/aglomerantes não são suficientes para explicar a resistência do concreto quando se acrescenta o fíler que também contribui para diminuir a porosidade capilar e aumenta a resistência.

Redução extrema do consumo de cimento, caso do LHHPC, pode implicar em dúvidas sobre a compatibilidade do concreto com as armaduras de aço para concreto armado. Este seria um motivo para justificar a permanência do consumo mínimo de cimento das especificações. Outro motivo para preocupação é o desenvolvimento da resistência nos primeiros dias para os concretos com baixo consumo de cimento Portland.

Critérios objetivos para interromper a cura, baseados na estrutura dos poros e na classe de agressividade ambiental, devem ser pesquisados. Considerar a porosidade crítica de 18% parece muito rigoroso, a porosidade de 30% é mais fácil de atingir com graus de hidratação em torno de 50%, que é coerente com a duração de cura entre 3 e 7 dias usualmente adotadas.

Ensaios simples como os de absorção ou algum outro mais apropriado para avaliação da porosidade permeável dos concretos poderiam ser incorporados na aceitação do concreto, de forma a evitar as situações onde a resistência à compressão é atendida, mas a estrutura dos poros não é suficientemente refinada.

# 3 ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO SISTEMA DE PARTÍCULAS NO COMPORTAMENTO DO CONCRETO

Para melhor compreensão dos concretos com baixa porosidade é preciso algum conhecimento da teoria do empacotamento e dispersão das partículas.

Não somente na produção de concretos, mas em outras áreas, como a de processamento cerâmico, foram desenvolvidas curvas de distribuição granulométrica visando obter a máxima de densidade de empacotamento.

Na tecnologia dos concretos estruturais é preciso verificar se o material resultante de uma curva teórica de empacotamento é adequado aos meios de produção. Por exemplo, enquanto que, no concreto vibrado, o adensamento é obtido pela energia fornecida pela vibração, no concreto auto-adensável (CAA), o peso próprio do concreto deve ser maior do que a tensão de escoamento necessária para a movimentação do sistema.

Um fator crítico é o estado de dispersão do sistema de partículas, onde com freqüência há necessidade e conveniência da utilização de aditivos químicos.

No caso do concreto é preciso também considerar que a fase sólida tem dois tipos de partículas: as aglomerantes, que aumentam o volume dos sólidos ao incorporar moléculas de água nas reações químicas de hidratação, e as teoricamente inertes ou pouco reativas, que são os agregados e os fíleres. O incremento de volume da fase sólida altera a distribuição do tamanho de partículas e precisa de espaço para se desenvolver, como visto nos modelos de hidratação.

Ainda entre as partículas aglomerantes, existem diferenças no desenvolvimento do calor de hidratação e tem aquelas que geram e outras que consomem hidróxido de cálcio, o que interfere na durabilidade e na resistência dos concretos. A reatividade dos aglomerantes também influencia na reologia do concreto fresco.

Entre os agregados também existem características diferentes que influenciam na performance do concreto, por exemplo, se um agregado graúdo for de baixa qualidade e mais poroso do que a argamassa que o envolve, o concreto resultante perde em durabilidade. Por outro lado, se esse agregado graúdo for de excelente qualidade, como os basaltos encontrados na região de São Carlos-SP, a entrada dos agentes agressivos deverá ser preferencialmente pela argamassa e os agregados graúdos são pontos de bloqueio. Com isto pode-se aumentar o caminho de percolação e obter um concreto mais durável, desde que a zona de transição

também tenha baixa porosidade. Além disso, o incremento do consumo desse agregado de excelente qualidade aumenta o módulo de elasticidade do concreto e diminui a retração, a fluência e consumo dos aglomerantes, cf. seção 2.7.

Outro fator a considerar é que os materiais componentes do concreto têm diferentes custos e diferentes demandas de energia para a sua produção.

Os modelos de empacotamento do sistema granular, em geral, são baseados em partículas esféricas e não consideram a textura superficial. Por isso, é necessária a comprovação experimental para complementar a análise.

Portanto, no caso do concreto, a definição do sistema de partículas não se resume apenas a uma distribuição de tamanhos de partículas visando à mínima porosidade, todos os fatores anteriormente citados devem ser contemplados. Entretanto, será visto adiante que, estabelecidas certas condições, existem faixas granulométricas que conduzem à obtenção de concretos de alto desempenho econômicos e sustentáveis.

A Figura 37 ilustra os aspectos a serem observados na escolha de cada tipo de partícula.

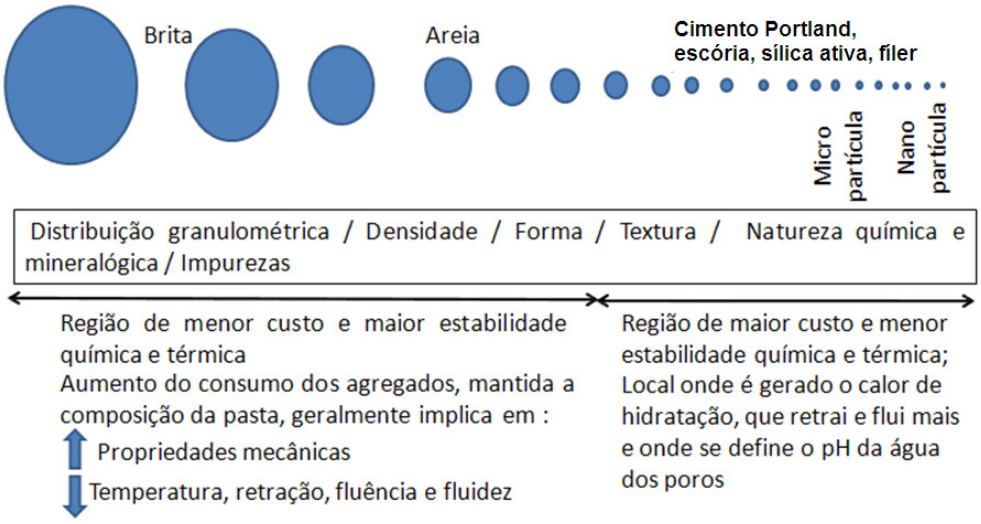


**Figura 37 - Partículas usuais e fatores de influência no comportamento do concreto.**

A Figura 37 mostra duas regiões, onde a região dos agregados geralmente tem menor custo e maior estabilidade química e térmica. O aumento do consumo dos agregados, considerando o que foi discutido no capítulo 2 e acrescentando especificações de trabalhabilidade, o que será discutido neste capítulo, resulta em concreto com melhor performance mecânica. Portanto, um concreto que maximize o teor dessa região, respeitando as prescrições de durabilidade, resistência e trabalhabilidade, deve ter menor custo e demanda energética para sua produção e maior estabilidade volumétrica. Obviamente este comentário

não considera agregados muito porosos ou com potencial de gerar reações deletérias como a álcali-sílica, que poderiam afetar o desempenho desses concretos.

A segunda região, dos materiais finos, seria a mais suscetível de gerar as patologias associadas ao concreto.

Como a pasta envolve os agregados, o ingresso dos agentes agressivos é uma função da permeabilidade desta pasta, onde interessa a distribuição dos poros e fissuras. Como nesse local ocorrem as complexas reações de hidratação e todas as formas de retração associadas, que são contidas pelos agregados, as fissuras são iniciadas na região de interface com os agregados.

A adoção dos materiais pozolânicos, que também podem ser resíduos de outras indústrias, tem potencial para melhorar a resistência e diminuir a porosidade. Porém, não deve se descartar os fíleres porque sua ação é preponderantemente física, densificando as pastas. Portanto, assim como os agregados, seriam mais estáveis quando submetidos ao ataque químico e mais tolerantes em elevadas temperaturas. Por causa dessas diferenças do fíler, ele pode ser associado à continuidade da fase agregado dentro da pasta.

Também as fibras vão influenciar nesta densidade de empacotamento, onde elas podem ser associadas a uma partícula de forma lamelar. Porém é intuitivo que, para esse efeito, fibras mais rígidas como as de aço perturbam mais do que as poliméricas que podem ser moldar em volta dos agregados.

A seguir serão discutidos com mais detalhes os fatores que influenciam na escolha da distribuição de tamanho de partículas constituintes do concreto.

## 3.1 ANÁLISE DA DISPERSÃO E SEGREGAÇÃO DOS SISTEMAS PARTICULADOS

As interações entre as partículas interferem no comportamento reológico do concreto, onde existem dois campos de forças, o gravitacional, que prepondera nas partículas de maior dimensão, e o de superfície que é mais significativo nas partículas de pequena dimensão. Logicamente, deve existir uma região intermediária, de transição, onde os dois campos são importantes.

As partículas de dimensão muito pequena, suspensas em meio líquido, estão em constante movimento aleatório decorrente da interação delas com as moléculas do líquido que estão sob agitação térmica, o que caracteriza o movimento Browniano. Neste movimento, as

partículas sólidas também se chocam e na ausência de forças repulsivas elas podem se aglomerar, Pandolfelli et al.[58 p. 26].

Espera-se que as partículas ao colidirem, a menos que o choque seja perfeitamente inelástico, se afastem. Entretanto, ao se aproximarem, elas também ficam sujeitas às forças eletrostáticas atrativas, que podem decorrer de íons de sinais opostos ou de forças de van der Waals, que são forças de fraca intensidade resultantes de dipolos induzidos em partículas neutras.

Pandolfelli et al.[58 pp. 27-28], para ilustrar a forte tendência da aglomeração dessas partículas em suspensão, exemplificam que duas esferas de alumina com raio de 1μm, espaçadas de 0,1μm e imersas em água na temperatura de cerca de 27ºC, têm uma energia de atração, devido às forças de van der Waals, aproximadamente 10 vezes superior à energia de agitação térmica.

Nas suspensões concentradas as partículas estão muito próximas e estão sujeitas a um campo de forças de superfície que é resultado da integração das cargas elétricas das partículas carregadas (repulsivas quando de mesmo sinal e atrativas em caso contrário) e das forças de van der Waals. A aglomeração dos sistemas particulados ocorre quando há a predominância do potencial atrativo e este é superior à energia de agitação térmica. Pandolfelli et al.[58 pp. 25-54].

Segundo Koehler e Fowler[59 p. 45], o movimento browniano é mais significativo para partículas inferiores a 1μm, mas o potencial elétrico das partículas maiores pode resultar em aglomeração, mesmo sem a aproximação causada pela agitação térmica.

A tendência natural à floculação das partículas de cimento na água é explicada por Liborio[2]

> [...] Os silicatos apresentam potencial elétrico negativo, enquanto as fases $C_3A$ e $C_4AF$ apresentam um potencial positivo, e na solução aquosa formada durante a hidratação do cimento há uma inversão de polarização, com formação, respectivamente, de uma carapaça de íons $H^+$ e íons $OH^-$. Dessa forma, ocorre um fenômeno em que há uma tendência de aglomeração de partículas, criando-se flocos [...]

A floculação das partículas é prejudicial porque cria uma estrutura oca que aumenta o tamanho dos poros, aprisiona parte da água que livre poderia lubrificar o sistema granular e altera a distribuição do tamanho de partículas. As partículas aglomeradas comportam-se como se fosse uma partícula de dimensão maior, onde será visto adiante que aumentar o diâmetro mínimo do sistema particulado diminui a densidade do empacotamento.

Para minimizar essa aglomeração uma alternativa é diminuir a concentração de sólidos, o que não é desejável porque aumenta a porosidade. Por isso, o uso dos aditivos químicos é fundamental nos CAD.

Liborio[2] explica que os aditivos são imprescindíveis para a redução do consumo de cimento porque os concretos com esses produtos, ao dispersar as partículas de cimento, aumentam a quantidade de partículas efetivamente hidratadas. A floculação implica na necessidade de um consumo maior de cimento Portland, para os concretos produzidos apenas com cimento, agregados e água, para se produzir cada MPa requerido de resistência à compressão.

Neville[21 p. 281] utiliza o conceito de relação água/cimento efetiva quando diz que se deve descontar a água que é absorvida pelos agregados daquela que participará da hidratação, onde, caso essa água doada aos poros do agregado não implique em deficiências de adensamento, a resistência do concreto aumentará.

No caso da floculação este conceito de relação água/cimento efetiva também pode ser utilizado, sendo que, nesse caso, perde-se fluidez e resistência simultaneamente. Portanto, dois concretos com mesma relação a/c e mesmo consumo de cimento podem ter desempenhos muito diferentes, a depender do grau de dispersão das partículas de cimento.

Existem dois mecanismos básicos de estabilização, a eletrostática e a estérica, que permitem que os aditivos químicos promovam a fluidez dos concretos através da dispersão das partículas de cimento.

Os aditivos promovem a estabilização eletrostática quando se adsorvem às partículas de cimento e as carrega negativamente. Isto ocorre porque as moléculas polimerizadas dos aditivos têm afinidade com os íons $Ca^{++}$ que são liberados por dissolução parcial de alguns íons de cálcio do cimento, Aïtcin [29 p. 148].

Conforme Pandolfelli et al.[58 p. 32], a estabilização eletrostática de um sistema particulado genérico pode ser obtida pela alteração do pH da suspensão, de forma que as partículas sólidas fiquem ionizadas com cargas de mesmo sinal e que as forças de repulsão sejam maiores do que as de atração. Os óxidos metálicos têm afinidade com os íons positivos, hidroxônios ($H_3O^+$), em suspensões ácidas e com os íons negativos, hidroxilas ($OH^-$), em suspensões básicas.

A estabilização estérica provém da barreira física criada pelos polímeros adsorvidos às partículas de cimento e que se ramificam no meio líquido, o que impede a aproximação das

partículas ao ponto de formar os aglomerados, uma vez que a intensidade das forças de van der Waals cresce com a aproximação entre as partículas.

A Figura 38 mostra a aglomeração das partículas de cimento, aprisionando a água necessária à lubrificação do sistema particulado.

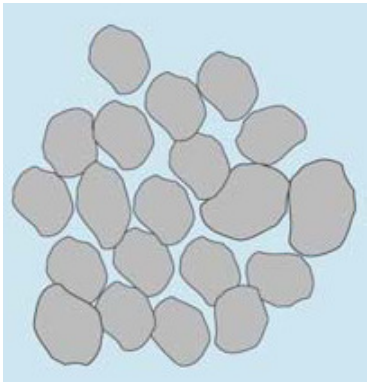

**Figura 38 – Floculação de partículas de cimento[60].**

Apesar de não estar representado na Figura 38, pode-se imaginar que uma quantidade adequada de fíler (com tamanho de partícula e volume inferiores aos vazios existentes) inserida no meio das partículas de cimento, além de diminuir a porosidade, afastaria as partículas de cimento e liberaria parte dessa água aprisionada. Isto indica que a distribuição granulométrica do tamanho das partículas também influencia na dispersão. Pode-se questionar se estes fíleres também não formariam flocos. A possibilidade existe, mas nesse caso a dimensão dos poros seria menor e haveria mais água e cimento disponíveis para a hidratação, implicando em menor perda de resistência. Portanto, quanto menor a dimensão do fíler e mais contínua for essa graduação do tamanho das partículas inferiores à do cimento, a floculação seria minimizada.

A redução do diâmetro da partícula para níveis nanométricos é um caminho promissor, onde o exemplo é a utilização da sílica ativa que tem partículas menores do que 1 μm. A nanotecnologia está fora do alcance desta pesquisa e maiores informações podem ser obtidas no trabalho de Gleize[61].

A Figura 39 ilustra os mecanismos de estabilização mencionados, onde também é possível combinar os dois tipos. Nota-se que esta é uma representação genérica de um sistema particulado e as partículas estão com cargas positivas. No caso do cimento foi visto que os tipos de aditivos formulados para se adsorver aos íons de cálcio têm carga negativa.

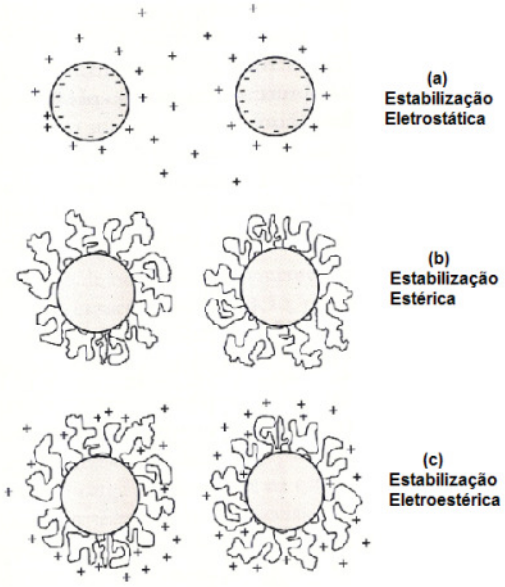


**Figura 39 - Mecanismos de estabilização de suspensões. Pandolfelli et al.[58 p. 31].**

Os aditivos redutores de água de alta eficiência utilizam estes dois recursos. Conforme Liborio[2], os aditivos à base de policarboxilatos são classificados como da 3ª geração e consistem numa cadeia éter-carboxílica, onde a cadeia principal promove a repulsão eletrostática e as cadeias laterais ramificadas, ao envolver as partículas de cimento, atenuam a intensidade das forças de van der Waals, devido à barreira física criada.

Apesar dos benefícios relatados, a interação do aditivo com o cimento é muito complexa e como são materiais originários de indústrias diferentes e com vários produtos disponíveis no mercado, variações na composição de cada material podem trazer incompatibilidades. Diversos problemas são relatados quanto ao uso dos aditivos superplastificantes como retardamento exagerado do tempo de pega, perda prematura de trabalhabilidade e incorporação excessiva de ar, de forma que há necessidade de verificar, através de ensaios específicos, a compatibilidade desses materiais, Aïtcin [29 pp. 195-197].

Esses ensaios serão discutidos no capítulo referente ao CAA.

Nas partículas de maior dimensão preponderam as forças gravitacionais, cabendo ao meio onde estão inseridas de sustentá-las. A Figura 40 ilustra as forças atuando em um agregado inserido em uma argamassa ou pasta.

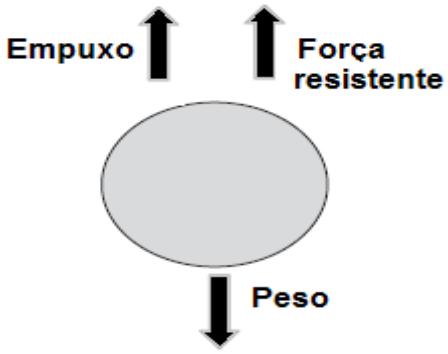


**Figura 40 - Forças atuando em um agregado imerso em uma pasta. Adaptado de Bonen e Shah[62].**

Bonen e Shah[62] analisaram os parâmetros envolvidos na sedimentação do agregado imerso em uma pasta, considerando um regime laminar conforme equações 33 a 36, onde a equação 33 é a lei de Stokes.

$$\text{Força resistente} = 6 \times \pi \times \eta \times r \times v \qquad \text{Eq. 33}$$

$$\text{peso} = \frac{4}{3} \times \pi \times r^3 \times g \times \rho_{agregado} \qquad \text{Eq. 34}$$

$$\text{empuxo} = \frac{4}{3} \times \pi \times r^3 \times g \times \rho_{pasta} \qquad \text{Eq. 35}$$

$$v = \frac{2 \times r^2 \times g \times (\rho_{agregado} - \rho_{pasta})}{9 \times \eta} \qquad \text{Eq. 36}$$

onde :

v – velocidade da partícula

r - raio da partícula

$\eta$ – viscosidade da pasta

g - aceleração da gravidade

$\rho_{agregado}$ - massa específica do agregado

$\rho_{pasta}$ - massa específica da pasta

Em geral, a massa específica do agregado é maior do que a da pasta, portanto ele vai sedimentar com velocidade crescente até que se estabeleca o equilíbrio de forças, onde a velocidade final é dada pela equação 36.

Com base na formulação acima, um agregado graúdo com 19 mm de diâmetro e densidade = 2,65 g/cm³, imerso em uma argamassa com densidade =2,2 g/cm³ e viscosidade de 100 Pa.s, irá sedimentar com uma velocidade final de 0,35 cm/s.

Caso esta velocidade realmente ocorresse seria inviável produzir o concreto porque rapidamente os agregados estariam no fundo das fôrmas. Bonen e Shah (op. cit.) afirmam que a velocidade prevista não ocorre porque as partículas ao sedimentar estão em contínua colisão com o meio particulado.

A taxa de sedimentação em uma suspensão concentrada de partículas foi estudada por Steinour[37] apud Yuu[(63 pp. 139-140)]. Steinour sugeriu que a velocidade da queda é igual àquela calculada pelo modelo simples de Stokes para a partícula isolada multiplicada por uma função que envolve apenas o volume de sólidos, onde os coeficentes dessa função devem ser determinados experimentalmente. Em experimentos com dois tipos de partículas e volume de sólidos variando entre 0 e 40%, obteve uma forte queda, exponencial, da velocidade com o aumento do teor de sólidos.

A favor do concreto conta o fato que a concentração dos sólidos usual é muito maior do que as suspensões pesquisadas por Steinour, portanto o efeito da interferência é extremamente significativo. Considerando um consumo máximo de 200 L de água, a concentração mínima de sólidos é de 80%.

A força resistente à sedimentação da partícula no fluido pode ser expressa como função da tensão de escoamento da pasta na condição estática ou da viscosidade na condição dinâmica, Saak et al.[38] apud Gomes e Barros[(64 pp. 105-110)].

Apesar da dificuldade de obter um modelo teórico para prever a sedimentação de uma partícula em uma suspensão concentrada, sabe-se quais são as variáveis que interessam para o controle da segregação, o que é de grande valor.

Algumas medidas básicas podem ser tomadas em termos da composição do concreto como diminuir a diferença entre a densidade da pasta com a da argamassa e entre a densidade da argamassa com a dos agregados graúdos. Também deve ser limitado o diâmetro máximo do agregado, onde a velocidade aumenta com o quadrado dessa dimensão.

## 3.2 REOLOGIA DOS SISTEMAS PARTICULADOS

O concreto no estado fresco precisa fluir dentro das fôrmas e envolver as armaduras. Nesta moldagem não deve haver segregação que implique em vazios ou heterogeneidades que afetem o desempenho do concreto. Além disso, no caso do concreto aparente, a textura da superfície deve ser adequada às exigências da especificação.

Este desempenho depende das propriedades reológicas do concreto. Portanto, entender os fatores que influenciam o fluxo do concreto no estado fresco tem extrema importância.

---

[37] STEINOUR, H. H., Ind. Eng. Chem. 36, 618–626, 1944.
[38] SAAK, W. A.; JENNINGS, H.M.; SHAH, S. P., New methodology for designing self-compacting concrete. ACI Materials Journal, V. 94, n.6, p.429-439, 2001.

Será visto na seção 5.2 que foram desenvolvidos vários ensaios específicos para permitir uma melhor avaliação das propriedades reológicas do CAA.

A ciência que estuda o fluxo e a deformação dos materiais quando submetidos a uma tensão externa é a reologia, Stein[39] apud Pandolfelli et al.(58 p. 9).

Segundo Gomes e Barros(64 p. 18), o ACI 116R[40] define a reologia como

> [...] a parte da ciência que lida com o fluxo (deformação irrecuperável no tempo) de materiais, incluindo estudos de deformação de concreto endurecido, por exemplo, deformação de fluência, de misturas de concreto fresco, manuseio e lançamento, e o comportamento de pastas e similares [...].

Conforme Ferraris[41] apud Castro(65 p. 1), o concreto fresco, sob o conceito reológico, pode ser entendido como uma concentração de partículas sólidas em suspensão (agregados) em um líquido viscoso (pasta), onde do ponto de vista macroscópico flui como um líquido.

Este comportamento depende da interação entre os agregados, os aglomerantes e a água, além dos aditivos minerais e químicos e fibras, caso adotados. Portanto, todos os materiais constituintes do concreto influenciam.

Pandolfelli et al.(58 p. 10) comentam que Isaac Newton foi o primeiro a relacionar a taxa de deformação de um fluido ideal, $\dot{\gamma}$, com a tensão externa, $\tau$, conforme equação 37.

$$\tau = \eta \frac{dv}{dx} = \eta\dot{\gamma} \qquad \text{Eq. 37}$$

Onde $\dot{\gamma}$ é o gradiente de velocidade entre duas lâminas separadas por uma distância infinitesimal dx.

A constante de proporcionalidade, $\eta$, que relaciona a tensão com a taxa de deformação é chamada de viscosidade (expressa em Pa.s.), onde os fluidos que seguem a equação 37 são considerados como fluidos newtonianos e tem como exemplo a água.

A introdução de partículas sólidas em um fluido provoca perturbações nas linhas de fluxo, onde é razoável supor que a viscosidade será aumentada, Pandolfelli et al.(58 p. 23). Isto foi demonstrado por Einstein[42] apud Usui(66 p. 200) para fluidos com baixa concentração de sólidos,

---

[39] STEIN, H.N., Rheological behavior of suspensions. In: CHEREMISINOFF, N.P. (Ed.) Encyclopedia of fluid mechanics: slurry flow technology. Houston: Gulf Publishing, v.5, p. 3-47, 1986.
[40] ACI Committee. 116R. Cement and concrete terminology. Reported by American Concrete Institute Committe 116, 1990.
[41] FERRARIS, C.F., Measurement of rheological properties of high performance concrete: state of the art report. NISTIR 5869, July, 1996.
[42] EINSTEIN, A. Ann. Phys., 19, 289, 1906.

onde propôs uma relação linear da viscosidade relativa, $\eta_R$, com a concentração de sólidos, $V_s$, conforme equação 38 indicada em Pandolfelli et al.[58 p. 23].

$$\eta_R = 1 + 2{,}5 \times V_S \qquad \text{Eq. 38}$$

A viscosidade relativa é igual a viscosidade da suspensão dividida pelo viscosidade do fluido sem qualquer adição de sólidos.

Quando esta concentração aumenta, a equação 38 não é mais válida e a viscosidade cresce exponencialmente como decorrência da interação entre as partículas sólidas. Por exemplo, Thomas[43] apud Usui[66 p. 201] mediu a viscosidade de um fluido com diferentes concentrações de partículas esféricas com distribuição de tamanho entre 0,1 e 400 μm, onde para 10% de volume de sólidos, a viscosidade foi cerca de 1,5 vezes superior à do fluido sem adição e com 60% de volume de sólidos a viscosidade relativa foi da ordem de 60. Esta informação é coerente com o fato da taxa de sedimentação das partículas diminuir com o aumento da concentração de sólidos em uma suspensão, como comentado anteriormente.

Conforme Pandolfelli et al.[58 p. 13] as suspensões diluídas têm como variáveis de interesse a concentração volumétrica dos sólidos, a densidade e viscosidade do meio líquido e a temperatura. E para as suspensões concentradas, $V_s > 5\%$, interessa também as características das partículas (distribuição granulométrica, densidade, formato, área superficial específica, rugosidade, entre outras) e a forças de atração e repulsão entre elas.

A tensão de escoamento é definida como a tensão mínima de cisalhamento para que o escoamento inicie, onde para tensões inferiores a esta o fluidos se comportam como corpos elásticos rígidos. Essa tensão mínima existe apenas quando a concentração de sólidos na suspensão permite que se forme um esqueleto tridimensional abrangendo todo o volume e cuja rigidez depende das forças atrativas das partículas menores e do atrito entre as partículas maiores, Pandolfelli et al.[58 pp. 21-22].

Quando a tensão de escoamento é maior do que zero a movimentação da massa somente é possível se houver uma tensão que a supere, que pode ser o próprio peso da suspensão causando tensões internas ou uma ação externa como a vibração no concreto.

A viscosidade e a tensão de escoamento são os parâmetros reológicos de interesse e, como visto, ambos são influenciados pelo volume de sólidos contido na suspensão.

A Figura 41 ilustra os tipos básicos de comportamento dos fluidos.

---

[43] THOMAS, D. G., J. Colloid Sci., 20, 267, 1965.

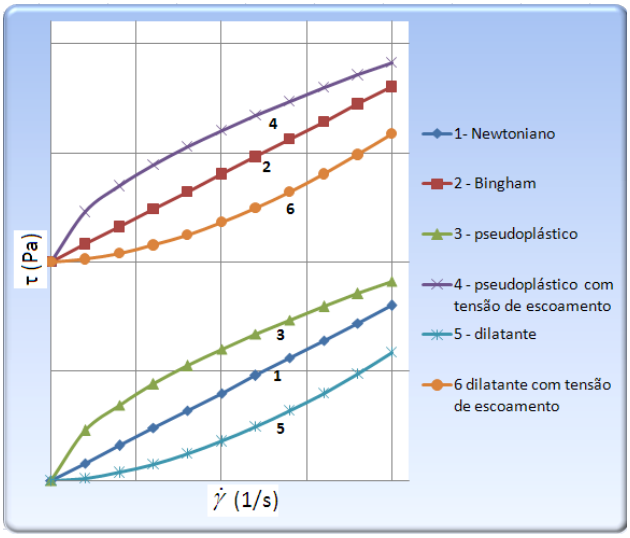


**Figura 41 - Comportamento básico dos fluidos. Adaptado de Pandolfelli et al.[58 p. 15].**

Conforme a Figura 41, a diferença do fluido de Bingham para o Newtoniano é que a tensão de escoamento do primeiro não é nula. O comportamento pseudoplástico é caracterizado pelo decréscimo da viscosidade à medida que a taxa de cisalhamento aumenta, enquanto que no dilatante acontece o inverso, a viscosidade aumenta com o incremento da taxa de cisalhamento. A curva da variação da viscosidade com a taxa de cisalhamento é obtida da derivada das curvas indicadas e é chamada de viscosidade diferencial, já a viscosidade aparente é definida pela razão $\tau/\dot{\gamma}$ em cada ponto, Pandolfelli et al.[58 pp. 12-19].

Todas as curvas da Figura 39 podem ser representadas por uma equação genérica conforme equação 39 proposta por Herschel-Bulkley, Pandolfelli et al.[58 p. 23].

$$\tau = \tau_y + k \times \dot{\gamma}^n \qquad \text{Eq. 39}$$

Na equação 39, $\tau_y$ representa a tensão de escoamento e k e n são constantes. Para $\tau_y$ =0, a equação pode representar as curvas 1, 3 e 5 da Figura 39 e para $\tau_y > 0$, as curvas 2, 4 e 6. O expoente n quando menor do que 1 corresponde ao comportamento pseudoplástico e quando maior do que 1, dilatante, Pandolfelli et al.[58 pp. 18-19].

Segundo Pandolfelli et al.[58 pp. 16-17] a pseudoplasticidade resulta da competição entre os efeitos randômicos do movimento Browniano sobre as partículas, o que aumenta a viscosidade, com o ordenamento das partículas originados pelas forças hidrodinâmicas, o que reduz a viscosidade. Outro motivo é a quebra imediata dos aglomerados fracos de partículas quando se aumenta a tensão cisalhante.

A dilatância é característica das suspensões concentradas e bem empacotadas onde em baixas taxas de cisalhamento o fluido permeia, com certa facilidade, através dos estreitos

canais entre as partículas, o que se torna mais difícil em condições de cisalhamento mais intensas. Isto é acentuado quando as partículas tem elevada rugosidade superficial e formato assimétrico, o que aumenta o atrito durante as colisões, Pandolfelli et al.[58 pp. 18-19].

Estes comportamentos são relativos às curvas tensão x taxa de deformação e independentes do tempo, mas ainda existem outros dois comportamentos reológicos que são associados à história de cisalhamento: a tixotropia, que ocorre quando há uma redução da viscosidade aparente com o tempo para suspensões submetidas a uma taxa de cisalhamento constante e a reopexia que é o fenômeno inverso, ou seja, a viscosidade aparente aumenta com o tempo. Esses comportamentos são associados à formação ou destruição de aglomerados de partículas que não ocorrem imediatamente após a aplicação do cisalhamento Pandolfelli et al.[58 pp. 19-20].

Foi visto que a aglomeração das partículas depende da supremacia das forças atrativas de superfície. Quando se aplica uma força externa esta adesão pode ser quebrada, por isso se observa que, ao aumentar a taxa de cisalhamento e mantê-la constante, gradativamente os aglomerados são destruídos e a viscosidade aparente diminui. O caso contrário também acontece quando, ao diminuir a taxa de cisalhamento e permanecer neste patamar inferior, é permitida a formação lenta dos aglomerados e aumenta-se a viscosidade aparente. Outro motivo adicional para este comportamento é a tendência das partículas angulosas assumirem uma orientação preferencial em função da taxa de cisalhamento, onde esta mudança demanda certo tempo, Pandolfelli et al.[58 pp. 20-21].

A dependência com o tempo das propriedades reológicas do concreto é caracterizada pelo grande aumento da tensão mínima de escoamento quando em repouso e que é anulada pela aplicação de uma força vibratória, mas é rapidamente recuperada posteriormente, Castro [65 p. 5;85].

Este fenômeno pode ser visualizado durante a mistura do concreto na betoneira, quando ele se torna mais fluido certo tempo após aumentar a rotação do equipamento, tixotropia, e perde fluidez algum tempo após o giro ter sido rebaixado, reopexia. Entretanto, é preciso cuidado para diferenciar o comportamento pseudoplástico do tixotrópico e o comportamento dilatante do reopéxico, onde a diferença é a resposta ao longo do tempo.

A viscosidade do concreto também aumenta com o tempo devido à perda da eficiência dos aditivos combinado com a hidratação do cimento, o que poderia ser classificado como reopexia, mas na verdade o material é que está mudando pela incorporação de novos sólidos, de forma que fica difícil enquadrar neste conceito.

Matrizes muito concentradas tendem ao comportamento dilatante e as partículas ultrafinas, que tem comportamento pseudoplástico e/ou tixotrópico, se adicionadas às suspensões que apresentem dilatância, atuam no sentido de minimizá-la, Pandolfelli et al.[58 p. 142].

Embora o concreto tenha materiais que dependendo do seu teor e distribuição granulométrica poderiam tender o comportamento reológico tanto para o lado pseudoplástico quanto para o dilatante, o modelo de Bingham é o mais utilizado para caracterizar o concreto.

Por exemplo, Koehler e Fowler[59 p. 43] indicam este modelo e Castro [65 pp. 253-254] constatou que os concreto de alto desempenho por ela estudados eram fluidos binghamianos e também tixotrópicos.

O CAA também é representado por um fluido binghamiano e tem uma tensão de escoamento muito menor do que a de um CVV e uma viscosidade moderada para garantir o transporte, o preenchimento e o adensamento do concreto sem segregação, Gomes e Barros[64 p. 20].

Devido à baixa tensão de escoamento, o CAA é confundido com um fluido newtoniano. Portanto, a sedimentação dos agregados depende da condição de equilíbrio dinâmico que é uma função da viscosidade.

Os ensaios que aferem a trabalhabilidade do concreto fresco podem ser associados aos parâmetros reológicos, por exemplo, Castro [65 p. 255] constatou uma boa correlação entre o abatimento do tronco de cone e a tensão de escoamento. Castro também constatou mudança significativa das propriedades reológicas quando o ensaio era realizado no tempo de 30 e 60 minutos após a mistura, mostrando a influência da hidratação do cimento, mesmo no período considerado dormente.

A influência da concentração de sólidos na reologia pode ser observada através do ensaio de mini-abatimento. Uma pasta de cimento Portland com relação a/c=0,3 terá aproximadamente 50% de volume de sólidos. Para outra com relação a/c=0,6 este volume é da ordem de 35%, portanto, espera-se que a primeira tenha uma tensão de escoamento e viscosidade muito maior do que a segunda. Este fato é visualizado na Figura 42, adaptada de Helene e Andrade[47 p. 921], onde na parte “a” da figura, a pasta com a/c=0,3 tem uma capacidade de fluir muito inferior à pasta com a/c=0,6, parte “b”.

**Figura 42 - Pastas com relação a/c=0,3 (esquerda) e 0,6 (direita). Adaptado de Helene e Andrade[47 p. 921].**

A mesma pasta com relação a/c=0,3 pode ter um espalhamento similar a da pasta com relação a/c=0,6, caso a ela seja adicionado um aditivo superplastificante em quantidade suficiente para quebrar o esqueleto tridimensional formado pelas partículas sólidas aglomeradas.

Como visto o aditivo superplastificante objetiva dispersar as partículas finas, aumentado a fluidez dos concretos, portanto afeta as suas propriedades reológicas.

A tensão de escoamento depende da rigidez do esqueleto tridimensional formado pelas partículas sólidas que se totalmente dispersas ou com menor quantidade de pontos de contato deve ter o seu valor reduzido. A viscosidade tem relação com a concentração de sólidos, onde o fato de dispersá-los não altera seu volume, mas evita o aprisionamento da água em estruturas floculadas, o que diminui a colisão entre as partículas. Por isso tanto a tensão de escoamento como a viscosidade são reduzidas, a viscosidade em um grau muito menor, ao adicionar o aditivo superplastificante.

Em revisão bibliográfica Castro [65 p. 90] cita que os aditivos que incorporam ar têm forte influência sobre a viscosidade plástica, onde as bolhas esféricas permitem que as partículas maiores se desloquem mais facilmente, enquanto que os superplastificantes predominam sobre a tensão de escoamento ao enfraquecer a estrutura formada pelos sólidos.

Koehler e Fowler[59 p. 296] consideram que a diferença marcante entre o CAA e o CCV é a baixa tensão de escoamento necessária para permitir o auto-fluxo e que a viscosidade deve ser moderada para garantir a estabilidade da massa, sendo o aditivo superplastificante o principal responsável pela redução da tensão de escoamento do concreto.

A viscosidade muito baixa aumenta a probabilidade de segregação e uma opção à elevação do consumo dos materiais finos são os aditivos que aumentam a viscosidade da água. Segundo o EPG[7 p. 17], esses aditivos são interessantes para minimizar os efeitos das variações que podem ocorrer na distribuição granulométrica dos materiais, tornando o

concreto mais imune a isto. Concreto menos sensíveis a essas variações são classificados como robustos. Maiores informações sobre os aditivos modificadores de viscosidade podem ser obtidas em Gomes e Barros[64 pp. 55-57] e Tutikian e Dal Molin[67 p. 39].

## 3.3 DISCUSSÃO DOS MODELOS DE EMPACOTAMENTO DE PARTÍCULAS

O estudo do empacotamento das partículas tem largo interesse para muitos problemas práticos, por exemplo, o arranjo volumétrico para transporte ou estoque de materiais.

Entretanto, obter modelos indicando a melhor distribuição é algo complexo quando se faz apenas considerações teóricas. Segundo Sobolev e Amirjanov[68], Kepler, em 1611, ao estudar o melhor arranjo para esferas de igual tamanho, fez uma conjectura que a máxima densidade possível[44] era igual a $\pi / \sqrt{18} = 0{,}74$, onde um modelo matemático comprovando isto, mas ainda em discussão, foi obtido somente em 1992 por Hales[45].

Conforme Pandolfelli et. al.[58 p. 122], nos empacotamentos reais essa distribuição das esferas assume um arranjo aleatório, de forma que as monodispersões esféricas atingem valores entre 0,60 e 0,64. Porém, ao misturar vários tamanhos de esferas, podem ser atingidos valores de eficiência do empacotamento próximos a 1, o que demonstra a importância da distribuição dos tamanhos das partículas.

No campo dos concretos este assunto tem interesse porque a distribuição granulométrica (distribuição do tamanho das partículas) define a porosidade do sistema granular, com repercussão na composição do concreto.

Conforme Neville[21 p. 170], a adoção de curvas granulométricas visando obter a máxima densidade levou ao desenvolvimento de curvas granulométricas parabólicas, como a de Fuller, porém os concretos resultantes são ásperos e não trabalháveis. Para corrigir isto, deve-se adotar um volume de pasta maior do que os vazios da argamassa e um volume de argamassa maior do que os vazios dos agregados, Figura 43. Segundo Koehler e Fowler[59 p. 28], esta teoria do excesso de pasta foi proposta por Kennedy em 1940.

---

[44] Densidade neste caso está relacionada ao volume de sólido por unidade de volume, que é a definição da eficiência do empacotamento. A densidade relativa de empacotamento ou densidade de empacotamento é definida como o quociente entre a densidade volumétrica do sistema de partículas com a densidade máxima da partícula sólida. Por exemplo, no caso dos agregados a relação entre a massa unitária com a massa específica.

[45] HALES, T.C., The sphere packing problem, J. Comput. Appl. Math. 44, p. 41– 76, 1992.

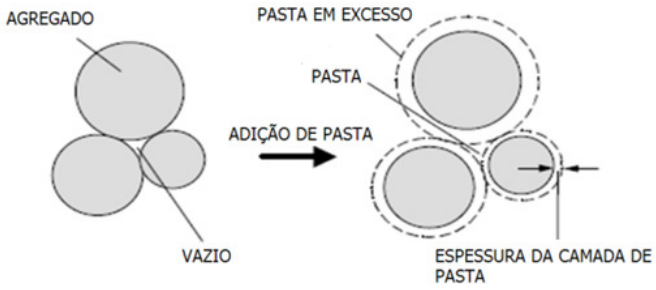


**Figura 43 - Ilustração da teoria do excesso de pasta, adaptada de Oh, Noguchi e Tomosawa[69].**

Já foi discutido anteriormente que a diminuição dos vazios da fase agregados, diminui o volume de pasta necessário para dada fluidez requerida. Esta providência é fundamental para a redução dos consumos dos aglomerantes.

A Figura 44 ilustra como o empacotamento de partículas pode reduzir o consumo de pasta, sem prejuízo da fluidez, onde a função da pasta, para a trabalhabilidade, é evitar o embricamento dos agregados.

A pasta, além de envolver os agregados, deve ter uma espessura mínima, onde a fluidez aumenta com o incremento da espessura dessa camada, Wong e Kwan[70].

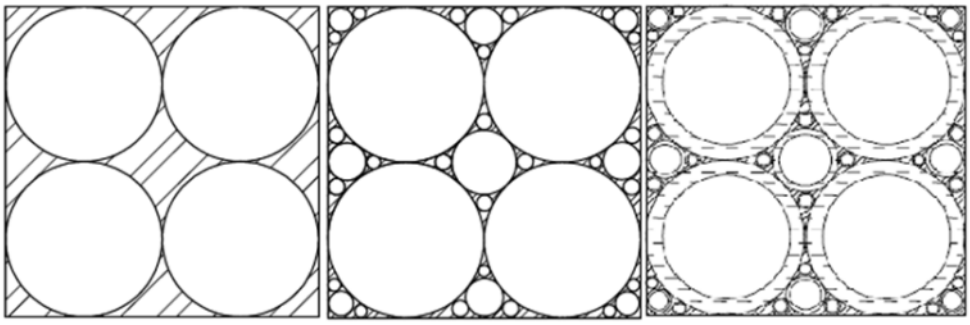

**Figura 44 - Diminuição do consumo de pasta a partir do empacotamento dos agregados, adaptado de Wong e Kwan[70].**

Será visto adiante que a curva de Fuller ou similar visando a máxima densidade da fase agregado é utilizada porque, ao adicionar a pasta em excesso aos vazios remanescentes, consegue-se obter bons concretos. Isto não invalida o comentário anterior de Neville, uma vez que está se considerando que o excesso de pasta vai afastar de forma adequada os agregados. Também serão apresentadas alternativas onde o afastamento da fase grosseira é considerado na própria distribuição granulométrica dos agregados.

Pandolfelli et. al.[58] trataram da dispersão e do empacotamento de partículas visando o processamento cerâmico, muitos dos conceitos apresentados são úteis à tecnologia dos concretos estruturais e alguns são abaixo citados:

a) a forma da partícula influencia no empacotamento, sendo que quanto mais lamelar pior;
b) a partícula porosa diminui a densidade do empacotamento;
c) quanto maior a distância entre a maior partícula ($D_L$) e a menor partícula ($D_S$), aumenta-se a densidade do empacotamento[46];
d) para diminuir o efeito parede (aumento da porosidade em torno da superfície das maiores partículas) é importante que $D_L/D_S$ seja maior do que 10;
e) na distribuição granulométrica, existem dois campos de força: as superficiais (forças de van der Waals, campos elétricos e movimento browniano) que preponderam nas partículas finas (micrométricas e inferiores) e as forças mássicas ou gravitacionais que são mais significativas nas partículas grossas (milimétricas);
f) baixo teor de matriz implica na predominância do contato entre os agregados na definição do fluxo. Para alto teor de matriz, esta é que comanda a fluidez;
g) o aumento do teor de partículas finas, matriz, facilita a movimentação dos agregados, atuando como "lubrificante" entre essas partículas maiores. Entretanto esse teor é limitado para não aumentar em excesso a área superficial, o que demandará mais água para separar as partículas;
h) concretos refratários auto-escoantes podem ser projetados para criar um elevado afastamento entre as partículas maiores (agregados), o que diminui a interferência entre elas, e os vazios resultantes devem ser preenchidos com uma matriz de baixa viscosidade (pasta).

As três últimas observações correspondem à teoria do excesso de pasta de Kennedy.

O efeito parede pode ser explicado através da Figura 45, dividida em três partes. A parte 1 mostra a acomodação natural das partículas de cimento caso não houvesse o obstáculo, no caso o agregado graúdo. A parte 2 mostra a dificuldade dos grãos de cimento de se acomodar ao longo das paredes dos agregados, o que segundo Scrivener et al.(71) é a origem da zona de interface, caracterizada pela deficiência na densidade de empacotamento nas proximidades das paredes, e a parte 3 sugere a adição de partículas mais finas do que as do cimento para permitir essa aproximação e com isso densificar a zona de interface.

---

[46] O índice L significa *large* (grande) e o S, *small* (pequeno).

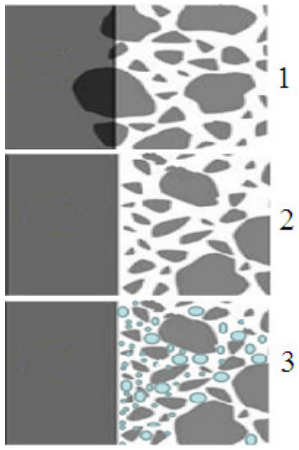


**Figura 45 - Ilustração do efeito parede, adaptado de Scrivener et al.[71]**

O efeito parede não é de todo indesejável, uma vez que, em geral, se deseja um concreto com faces lisas e bem acabadas. A Figura 46 mostra um corpo de prova escovado antes de completar seu endurecimento, de forma a remover a sua argamassa superficial. Provavelmente esse seria o aspecto da estruturas caso o efeito parede não existisse. A textura com o agregado exposto, por questões arquitetônicas, pode ser especificada, mas não é usual.

**Figura 46 - corpo de prova escovado pouco tempo depois do início da pega do concreto.**

Outra decorrência do efeito parede é que a densidade do empacotamento da camada de pele do concreto é inferior à da massa interna, portanto mais porosa.

A seguir serão apresentados alguns modelos matemáticos que expressam a distribuição granulométrica de um material granular através da percentagem de partículas menores do que determinado tamanho. A notação utilizada será a mesma adotada por Pandolfelli et. al. [58].

Define-se:

$D_p$ - diâmetro da partícula

$D_L$ - diâmetro da maior partícula

$D_S$ - diâmetro da menor partícula

CPFT - porcentagem de partículas menores do que $D_p$ ou porcentagem passante em determinada peneira.

q - módulo ou coeficiente de distribuição de partículas cujo valor é definido em cada modelo.

A distribuição de Fuller e Thompson[47] apud Koehler e Fowler(59 p. 23) é definida na Equação 40 para q=0,50. Esta distribuição quando q=0,45 é chamada de curva da potência 0,45 e é utilizada na indústria do asfalto, Neville(21 p. 170). Segundo Pandolfelli et. al. (58 p. 124) para q=0,37 se consegue a máxima densidade e a distribuição é conhecida como de Andreasen.

Para De Larrard[48] apud Koehler e Fowler(59 p. 24), sob certas condições, esse coeficiente pode ser 0,20, mas que não se pode estabelecer um valor ótimo para todos os casos.

$$CPFT = \left(\frac{D_p}{D_L}\right)^q \times 100 \qquad \text{Eq. 40}$$

A distribuição de Bolomey, uma extensão da proposta por Fuller e Thompson, é definida na Equação 41, onde a trabalhabilidade cresce com o fator f, Koehler e Fowler(59 p. 24). O interesse nesta distribuição é que ela é utilizada no método de dosagem do INT, onde f = 0,1 resulta na curva média indicada. O método admite algum desvio dessa curva, resultando em uma faixa aceitável, Alves(72 p. 82).

$$CPFT = \left(f + (1 - f) \times \left(\frac{D_p}{D_L}\right)^{0,5}\right) \times 100 \qquad \text{Eq. 41}$$

Segundo Pandolfelli et. al. (58 p. 125) a máxima densidade de empacotamento no modelo de Andreasen é teórica porque não considera que o material tem um diâmetro mínimo. A correção disso resulta na distribuição de Alfred definida na Equação 42, onde o valor máximo de empacotamento é obtido com q=0,37.

$$CPFT = \left(\frac{D_p{}^q - D_S{}^q}{D_L{}^q - D_S{}^q}\right) \times 100 \qquad \text{Eq. 42}$$

Pela teoria do empacotamento, quanto maior a amplitude de tamanho das partículas o sistema granular é mais denso. Por isso é importante uma discussão mais aprofundada desses extremos.

Foi visto que no caso das partículas finas, devido às forças de atração de van der Waals, há uma tendência das partículas se aglomerarem, criando estruturas ocas que aprisionam água e isto é prejudicial tanto para a fluidez quanto para a resistência. Entretanto,

---

[47] FULLER, W.B., and THOMPSON, S.E., The Laws of Proportioning Concrete, Transactions of ASCE, 59, 67-143, 1907.

[48] DE LARRARD, F. , Concrete Mixture Proportioning, London, E&FN Spon, 1999.

como discutido na seção 3.1, a utilização de partículas ultrafinas é conveniente porque elas aumentam a densidade da matriz e funcionam como pontos de nucleação para as partículas finas, o que dificulta a formação das estruturas porosas. Na fase cimentícia essa dispersão é maximizada com a utilização de aditivos superplastificantes.

Segundo Neville[21 p. 173] as partículas menores do que 150 μm e mesmo algumas partículas maiores de areia, parecem atuar como lubrificantes na mistura e, aparentemente, não demandam tanta água, relativa à área superficial específica, como as partículas maiores.

O efeito da adição de partículas finas foi avaliado experimentalmente por Alencar[73 p. 156] em estudo do CAA, onde constatou que ao substituir parte do cimento ou da areia por uma adição mineral mais fina, obteve melhores resultados nos ensaios de avaliação da trabalhabilidade. Verificou também que este melhora tem um limite do teor de substituição, onde para consumos elevados da adição mineral os parâmetros reológicos pioravam sensivelmente. Em revisão bibliográfica, Castro [65 pp. 90-91] também fez observação neste sentido, onde chamou atenção para o fato da adição da sílica ativa, em quantidade adequada, melhorar a fluidez devido a sua granulometria ser mais fina e as suas partículas terem a forma esférica.

Wong e Kwan[70] indicam que a adição de sílica ativa com o objetivo de melhorar a densidade de empacotamento da fase cimentícia melhorou a fluidez dos concretos e que o empacotamento da fase cimentícia é fundamental para produção do CAR porque reduz a demanda de água, densifica a zona de transição e reduz a porosidade, melhorando as propriedades do concreto.

Conclui-se então que o aumento da amplitude do tamanho de partículas melhora a dispersão do sistema, ao minimizar a aglomeração e liberar mais água para lubrificar as partículas. Portanto um q igual a 0,37 é o mais indicado para a fração fina, desde que dispersa, melhorando a resistência, a fluidez e a capacidade de sustentar as partículas mais grossas, Pandolfelli et. al. [58 p. 141].

No caso da fração grossa, caso essas partículas estejam muito perto umas das outras, haverá a interferência ou embricamento entre elas, formando um esqueleto que enrijece o conjunto. Caso o concreto seja vibrado, esse atrito interno pode ser vencido pela energia externa fornecida ao sistema. No caso do CAA apenas o peso próprio do concreto é que pode mobilizar a massa, o que implica na necessidade de afastar mais as partículas dos agregados. Baseado nisto, para a produção de concretos refratários auto-escoantes, Pandolfelli et. al. [58 p. 151] propõem um q de 0,22 para a fração grossa e um q de 0,37 para a fração fina.

Esta distribuição de partículas sugerida é interessante para a produção de CAA, observando que é necessário definir uma transição entre a fração fina e a grossa porque é intuitivo que existe uma região onde serão significativas tanto as forças mássicas quanto as de superfície.

O concreto armado tem uma necessidade adicional que é ultrapassar obstáculos como estrangulamento de seções, mudanças de direção e armaduras. No caso do CAA isto tem que ser conseguido sem auxílio de energia externa, o que é mais difícil. A Figura 47 ilustra como o arqueamento dos agregados graúdos pode provocar a segregação do concreto, o que reforça a necessidade de distribuições granulométricas que propiciem o afastamento das partículas graúdas.

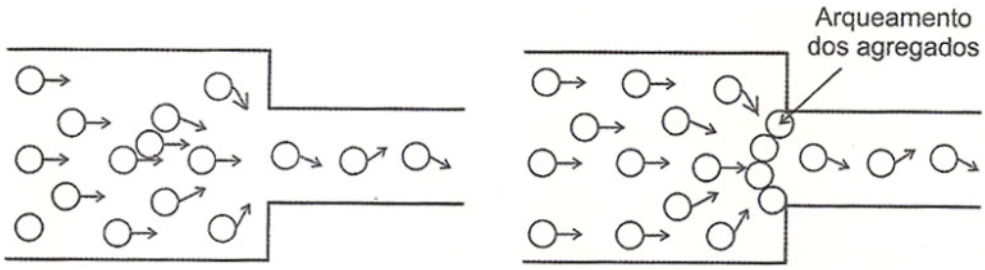


Figura 47 - Mecanismo de bloqueio do agregado graúdo. Wüstholz[49] apud Gomes e Barros(64 p. 14).

Wong e Kwan(70), observando concretos com segregação, concluíram que as partículas com diâmetro inferior a 1,2mm tendem a permanecer juntas à pasta formando um corpo coeso, portanto, por convenção, adotaram esse limite para separar a região fina da grossa. Desse modo, sugerem que o concreto tem três regiões distintas que devem ser otimizadas em separado, onde o empacotamento da pasta determina a demanda de água, o empacotamento dos agregados da argamassa (partículas menores do 1,2 mm) determina a demanda de pasta e por fim, o empacotamento dos agregados maiores determina o volume da argamassa.

A seguir serão apresentados alguns estudos envolvendo a granulometria e características dos agregados para produção do CAA, que é o objetivo desta pesquisa.

Koehler e Fowler(59 pp. 296-298) fizeram um extenso estudo sobre as características dos agregados para a produção do CAA, onde, de forma resumida, obtiveram as seguintes conclusões:

---

[49] WÜSTHOLZ, T., Fresh properties of self-compacting concrete (SCC), Otto-Graf-Journal, v.14, p. 179-188, 2003.

a) nenhuma característica isolada do agregado é suficiente para predizer a trabalhabilidade do concreto, mas a graduação e a forma dos agregados influenciam de forma significativa, entretanto não existe uma curva ótima universal, esta curva depende das características dos agregados e da aplicação;
b) em geral, a curva de Fuller com q=0,45 resulta em uma boa densidade de empacotamento, menor demanda de aditivo superplastificante e menor viscosidade. Uma granulometria mais grossa, também demanda pouco aditivo e tem baixa viscosidade, mas as misturas são ásperas por falta de finos. A granulometria mais fina demanda mais aditivo, aumenta a viscosidade, mas o acabamento é liso e em muitos casos é preferível. A granulometria descontínua geralmente é evitada pelo risco de segregação;
c) o aumento do diâmetro máximo do agregado é bom para melhorar o empacotamento e a capacidade de preenchimento, mas reduz a capacidade de ultrapassar obstáculos e aumenta o risco de segregação;
d) as partículas mais finas do que a do cimento, em geral, melhoram a trabalhabilidade, mas devem ser adicionadas dentro do contexto das demais partículas;
e) agregados com boa forma e empacotados permitem reduzir o volume de pasta necessária, resultando em economia e melhoria das propriedades mecânicas, entretanto a máxima densidade de empacotamento pode não ser a solução ótima;
f) o concreto deve ser robusto, ou seja, não sofrer de forma significativa com pequenas variações de granulometria, para isso é importante acrescentar um pouco mais de pasta do que a necessária para atingir as especificações do CAA.

Sobre as conclusões de Koehler e Fowler é importante lembrar que existem estudos indicando que a curva de Fuller com q=0,45 não resulta na máxima densidade de empacotamento, que é atingida com q=0,37 e corresponde à distribuição de Andreasen. Além disso, quanto menor o q, maior o teor de finos, portanto a distribuição de Andreasen deve proporcionar concretos menos ásperos do que aqueles que seguem a distribuição de Fuller.

Brouwers e Radix[74] analisaram a distribuição granulométrica do conjunto dos materiais resultantes de CAA dosados de acordo com o método de Su et al.[50] [51]. Este método está detalhado no livro de Gomes e Barros[64 pp. 99-104].

A Figura 48 mostra que as distribuições granulométricas dos concretos produzidos por este método chinês, que não considera uma distribuição granulométrica específica, são muito próximas do modelo de Andreasen com q=0,30.

O valor de q=0,3 está mais próximo do valor teórico que resulta na máxima densidade, q=0,37, do que a curva de Fuller.

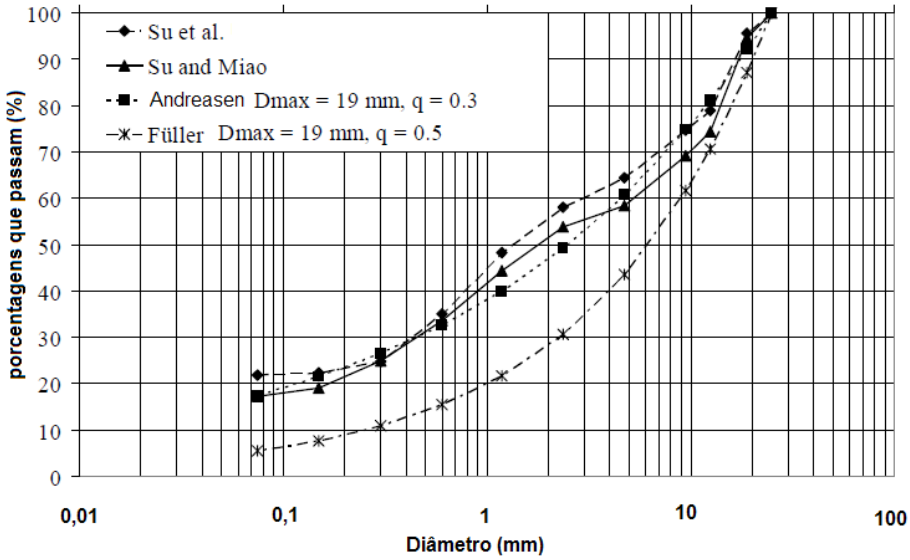


**Figura 48 - Distribuições granulométricas para CAA pelo método de Su et al., Adaptado de Brouwers e Radix [74].**

Brouwers e Radix produziram também concretos baseados na curva de Alfred com q=0,25 e com algumas modificações feitas durante a experimentação da composição, Figura 49.

[50] SU, N., HSU, K.C. and CHAI, H.W., 'A simple mix design method for self-compacting concrete', Cement and Concrete Research, 31, 1799-1807, 2001.
[51] SU, N. and MIAO, B., 'A new method for mix design of medium strength concrete with low cement content', Cement and Concrete Composites, 25, 215-222, 2003.

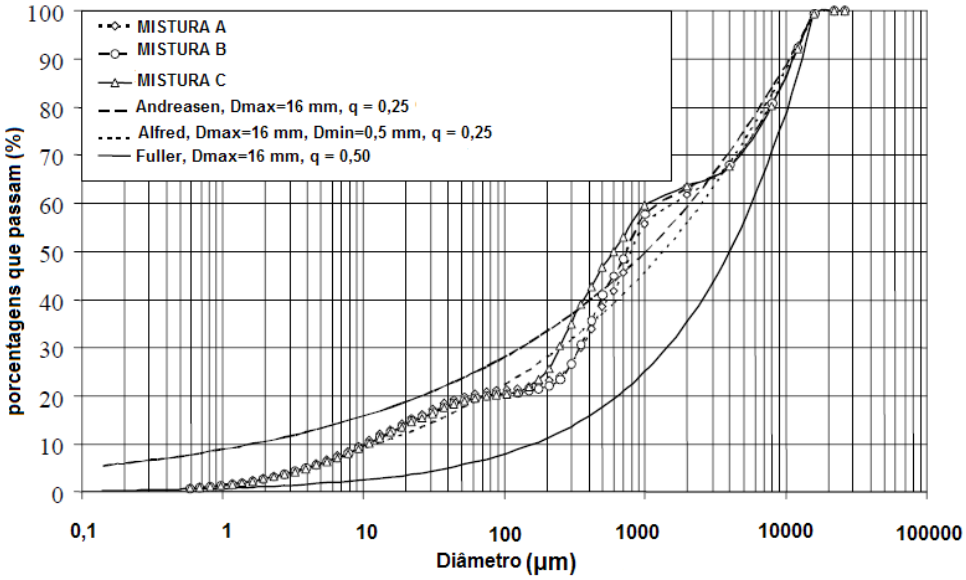


**Figura 49 - Distribuições granulométricas para CAA pelo método de Alfred, adaptado de Brouwers e Radix[74].**

Os concretos resultantes tinha entre 310 e 320 kg/m³ de cimento, fíler calcário variando entre 153 e 189 kg/m³, relação a/c de 0,55 e a/s variando entre 0,34 e 0,37. Os resultados dos ensaios para caracterização do concreto fresco foram satisfatórios, mas o artigo não apresentou resultados do concreto endurecido. A conclusão foi que o modelo de Alfred com q=0,25 permite obter CAA econômicos e que atendem às especificações do concreto fresco.

O concreto fluido de alta resistência citado na seção 2.6.3 foi concebido por Castro et al.[57] para atender à distribuição de Alfred com q=0,26.

Hwang e Tsai[75] obtiveram CAA com curva granulométrica, excetuando o cimento, próxima a de Fuller, onde nestes concretos o procedimento consistiu em empacotar brita, areia e cinza volante, avaliar o vazio resultante e depois adicionar pasta em excesso. A conclusão foi que a boa performance do concreto foi resultado do empacotamento.

Sobre a "granulometria ideal", Neville[21 p. 170] afirma que esse conceito encontra apoio, mas existem diversas formas de curvas "ideais" recomendadas por pesquisadores.

Realmente, se é ideal deveria haver apenas uma curva ótima, por outro lado, o ideal depende da aplicação e da adequação das formas dos agregados ao modelo sugerido. Portanto, ao adotar uma curva granulométrica, é preciso observar as condições estabelecidas para ela.

Powers[52] apud Koehler e Fowler[59 p. 25] afirmou em 1968 que a hipótese que existe uma granulometria ideal para os agregados ou para todos os sólidos do concreto tem sido quase se não totalmente abandonada.

A favor dos que defendem as curvas granulométricas pode ser dito que essas curvas auxiliam na obtenção de uma primeira composição do concreto a ser verificada experimentalmente.

Além disso, há certo consenso que o empacotamento permite obter maior fluidez e a restrição é a insuficiência de finos resultando em concretos ásperos. Entretanto, com os aditivos superplastificantes de terceira geração, é possível dispersar a fase cimentícia e diminuir o tamanho mínimo das partículas através dos microfíleres, portanto aumenta-se a densidade de empacotamento. O ganho do melhor empacotamento devido ao acréscimo da amplitude de tamanhos pode compensar a perda de empacotamento ao aumentar o teor de pasta para afastar os agregados graúdos.

Na Figura 50 são mostradas as diversas distribuições granulométricas discutidas.

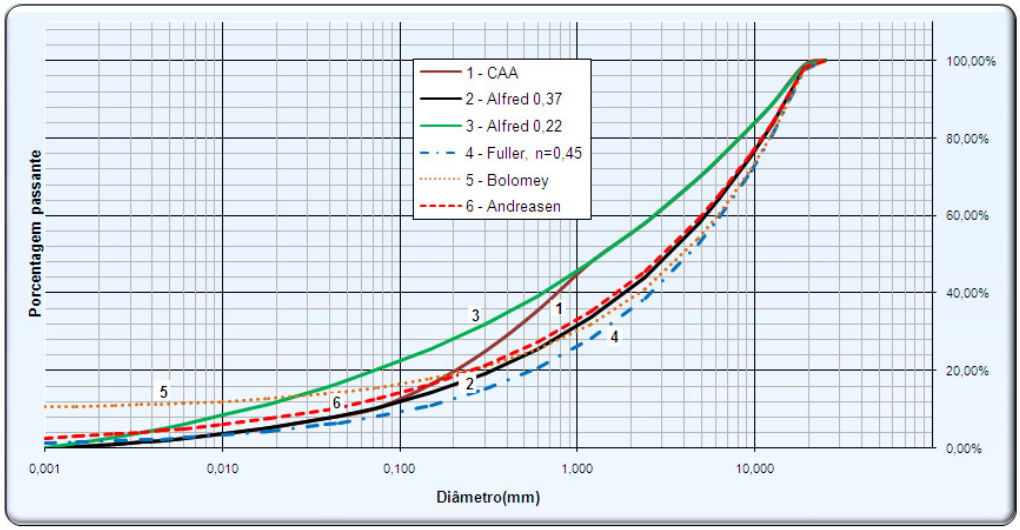


**Figura 50 - Diversas distribuições granulométricas**

Nota-se que a distribuição de Bolomey somente tem sentido se aplicada para a fase agregado, que é sua proposta original, porque ela impõe um teor mínimo passante além da menor dimensão, o que é inviável quando a distribuição granulométrica se estende para os níveis micrométricos.

[52] POWERS, T.C., Properties of fresh concrete, New York: John Wiley & Sons, 1968.

Para definir a fase agregado, fíler incluído, visando produzir o concreto auto-adensável, seria interessante investigar a curva CAA que tangencia a curva de Alfred com q=0,22 na fração grossa e tangencia a curva de Alfred com q=0,37 na fração mais fina, o que reuniria as condições ótimas teóricas das duas regiões.

No caso do concreto vibrado parece mais indicado utilizar a curva de Alfred com q=0,37, quando se deseja a máxima compacidade da fase agregado.

Essas sugestões seriam curvas alvo, mas como visto nas pesquisas citadas há uma faixa delimitada entre a curva que segue a distribuição de Alfred com q=0,37 e a curva com q=0,22 que enquadraria quase que a totalidade dos concretos comentados.

O concreto também não deve ser muito sensível à distribuição granulométrica porque é inerente dos agregados a variação de sua granulometria, mesmo dentro de um mesmo lote. Por isso recomendações para produção de CAA reforçam a necessidade desses concretos serem robustos que é exatamente a qualidade de atender às especificações mesmo com alguma variação das características dos materiais, o que é conseguido aumentando o teor de pasta e em conseqüência, dos aglomerantes.

Por outro lado, existindo uma condição granulométrica "ideal", um produtor que preza pelo controle tecnológico dos materiais pode se beneficiar disso e produzir um concreto mais econômico.

## 3.4 MÉTODO DAS MISTURAS SUCESSIVAS

Um procedimento prático bastante utilizado para obter a máxima densidade de uma mistura de agregados é o método das misturas sucessivas, onde certa composição de agregados é misturada e através da massa unitária compactada da mistura e da massa específica de cada agregado é possível o cálculo do teor de vazios, conforme a ASTM C 29[76]. Aquela mistura que obtiver menor teor de vazios é a escolhida. Este procedimento é indicado por diversos autores tanto para concretos convencionais como auto-adensáveis, como exemplo, Stewart[77 pp. 68-73], Helene e Terzian [43 pp. 229-231], Alves[72 pp. 76-81], Díaz[78 pp. 23-24] e Tutikian e Dal Molin[67 pp. 93-97].

Normalmente parte-se do agregado de maior dimensão característica, que é misturado, em porcentagens conhecidas, com outro agregado menor, obtendo-se a melhor mistura entre eles. Com essa mistura obtida, repete-se o procedimento com um terceiro agregado menor e assim sucessivamente até o agregado de menor dimensão.

O cálculo do volume de vazios de uma mistura de m materiais é obtido de acordo com a equação 43, onde a massa unitária corresponde ao peso da mistura compactada dividido pelo volume do recipiente que a contém e os coeficientes X devem somar 1 porque representam o percentual em massa de cada material. ρ corresponde à massa específica de cada componente.

$$V_v = 1 - \frac{\text{massa unitária da mistura}}{\text{massa específica da mistura}} = 1 - \frac{\text{Peso da mistura/Volume aparente}}{\sum_{i=1}^{m} x_i \times \rho_i} \qquad \text{Eq. 43}$$

Em alguns métodos de dosagem de CAA essa massa unitária é obtida no estado solto, por exemplo, o método de Gomes, Gettu e Agulló[79][64 pp. 143-152].

Quando se tem apenas dois agregados o método das misturas sucessivas é simples e adequado, entretanto quando se tem mais materiais, a solução ótima pode não ser obtida, uma vez que ao se misturar seqüencialmente, agregados em tamanhos decrescentes, pode não se detectar alternativas que não incluam os agregados intermediários. Também pode ocorrer de se obter misturas com vazios similares mais com superfície específicas diferentes.

Conforme Pandolfelli et. al.[58 p. 122] se forem introduzidas novas partículas maiores do que os vazios existentes surgirão novos vazios pelo deslocamento das partículas maiores de suas posições originais, o que poderá levar a um aumento da porosidade.

O método das misturas sucessivas pode ser aplicado tanto para o empacotamento dos agregados quanto da fase cimentícia. A dificuldade de obter a massa unitária dos materiais finos é conseguir um ensaio de razoável reprodutibilidade, uma vez que os pós, ao serem golpeados, tendem a formar uma névoa, além da tendência de se aglomerar devido às forças de van der Waals. Por isso, Wong e Kwan[70] sugerem que se faça a compactação via úmida, com adição de água e de aditivo superplastificante para evitar os aglomerados. Será visto no programa experimental que foi adotada nesta pesquisa a compactação por via úmida para estudar a melhor composição das adições minerais, entretanto não se adicionou um aditivo dispersante porque na época do experimento esta informação não era conhecida por este autor.

## 3.5 ROTINA DE OTIMIZAÇÃO PARA OBTER A CURVA "IDEAL"

Definida uma curva “ideal” o problema reside em obter uma composição de agregados que a satisfaça. Como dificilmente será encontrada a distribuição ideal, o objetivo é encontrar a mistura que mais se aproxime da meta fixada. A partir da granulometria de cada agregado, a

granulometria da mistura é obtida da média ponderada das distribuições, onde os fatores de multiplicação são os percentuais em volume de cada material na mistura.

O método dos mínimos quadrados pode então ser utilizado para verificar a mistura que menos se distancie da mistura ideal. Essa distância é medida pela soma dos quadrados dos desvios em cada peneira. Ainda que seja possível resolver esse problema analiticamente, como descrito por Petrucci [44 pp. 156-163], um processo numérico é mais simples. Com a facilidade das planilhas eletrônicas, que tem recursos de otimização, pode-se encontrar a melhor mistura que minimize esse desvio.

Para n peneiras ou diâmetros e m agregados, define-se:

$pe_i$ – porcentagem retida acumulada especificada para a peneira "i"

$pa_{j,i}$ – porcentagem retida acumulada na peneira "i" para o agregado $a_j$

$pc_i$ – porcentagem retida acumulada na peneira "i" para certa combinação de agregados

$\Delta_i$ – desvio da mistura em relação à especificação na peneira "i"

$\beta_j$ – percentual do agregado $a_j$ na combinação

DM – desvio máximo, soma dos quadrados dos desvios individuais.

Onde:

i varia de 1 a n

j varia de 1 a m

A Equação 44 e a Tabela 11 complementam as informações necessárias.

$$pc_i = \sum_{j=1}^{m} \beta_j \times pa_{j,i} \qquad \text{Eq. 44}$$

**Tabela 11 - Planilha eletrônica para otimizar a mistura de agregados**

| Φ | pe (%) | $pa_1$ (%) | $pa_2$ (%) | ... | $pa_m$ (%) | pc (%) | Δ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\Phi_1$ | $pe_1$ | $pa_{1,1}$ | $pa_{2,1}$ | ... | $pa_{m,1}$ | $pc_1$ | $\Delta_1 = pc_1 - pe_1$ |
| $\Phi_2$ | $pe_2$ | $pa_{1,2}$ | $pa_{2,2}$ | ... | $pa_{m,2}$ | $pc_2$ | $\Delta_2 = pc_2 - pe_2$ |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| $\Phi_n$ | $pe_n$ | $pa_{1,n}$ | $pa_{2,n}$ | ... | $pa_{m,n}$ | $pc_n$ | $\Delta_n = pc_n - pe_n$ |
| | | | | | | DM = | $\sum \Delta_i^2$ |

A otimização consiste em variar os coeficientes $\beta_j$ até encontrar o menor valor de DM.

Importante observar que se obtém a distribuição volumétrica, portanto tem que ser feita a devida correção da massa específica ao transformar as proporções em massa.

## 3.6 RESUMO DO CAPÍTULO 3

Este capítulo discutiu algumas variáveis que interessam na escolha dos materiais constituintes do concreto, mostrando que existem outros fatores, além da distribuição do tamanho de partículas, para definição da sua composição. Entretanto, essa distribuição tem forte impacto nas características do material, o que não poderia ser diferente porque, em geral, as partículas sólidas representam no mínimo 80% do volume de concreto.

Conforme o que foi discutido no capítulo 2, o incremento do consumo dos agregados bem compactados, respeitando as especificações do concreto fresco, resulta em concretos mais econômicos, estáveis e de melhor desempenho em relação às propriedades de engenharia normalmente exigidas ao concreto.

Foram discutidos os tipos de força que atuam no sistema granular e os mecanismos de dispersão das partículas finas e de controle da segregação das partículas graúdas.

Os fíleres, as sílicas ativas e os aditivos superplastificantes são materiais essenciais a serem acrescentados aos tradicionais, cimento, água e agregados, para obter os concretos de alto desempenho com baixo consumo de cimento Portland.

Os fíleres e os microfíleres permitem aumentar a densidade de empacotamento e, quando adicionados em proporção inferior aos vazios remanescentes das partículas maiores, propiciam o aumento da resistência e da fluidez simultaneamente. Além disso, ao aumentar a densidade da pasta, a segregação dos agregados graúdos é reduzida e se obtém um concreto mais coeso.

Embora o objetivo deste trabalho seja a redução do consumo de cimento Portland é preciso considerar que os materiais cimentícios são um tipo de partícula especial que durante a hidratação se fragmenta em milhões de pedaços, incorpora moléculas de água e produz novos produtos sólidos com cerca de duas vezes o volume dessa partícula original, cf. capítulo 2, modelo de Powers e Brownyard. Além de reduzir a porosidade total do concreto, esses produtos da hidratação, que são finamente divididos, promovem a adesão do conjunto das partículas sólidas.

Um conjunto de partículas, por mais denso que seja o empacotamento, sem o material cimentício, não teria a capacidade coesiva que tem o concreto endurecido.

As partículas finas estão sob ação das forças atrativas de van der Waals que, se não contrabalançadas, provocam fortes aglomerações, criando as estruturas ocas que aprisionam a água da mistura e prejudicam tanto a fluidez quanto a resistência do concreto. Para combater

isto são utilizados os aditivos superplastificantes de 3ª geração que possuem os dois mecanismos básicos de estabilização, o eletrostático que cria um potencial elétrico repulsivo suficiente para vencer o potencial atrativo das forças de van der Waals e o estérico que consiste em criar uma barreira física entre as partículas de forma a atenuar a intensidade dessas forças atrativas.

Foi discutida também a reologia dos sistemas particulados, abordando os modelos básicos de comportamento dos fluidos e a influência da concentração dos sólidos e da distribuição granulométrica.

Ao inserir sólidos em um fluido são criadas perturbações nas linhas de fluxo que aumentam a viscosidade da suspensão, essa viscosidade cresce exponencialmente com a concentração de sólidos. Quando o volume de sólidos é tal que permite que se forme um esqueleto tridimensional, solidarizado pelas forças de van der Waals e pelo atrito entre as partículas, que abrange todo o volume da suspensão, o fluxo somente ocorre se houver uma tensão que quebre esta estrutura. Esta tensão é definida como tensão de escoamento.

Geralmente, o concreto é representado como um fluido de Bingham, caracterizado por uma tensão mínima de escoamento e uma viscosidade independente da taxa de cisalhamento. Entretanto, ele também tem características tixotrópicas e reopéxicas porque demanda certo tempo para responder a uma mudança na intensidade da tensão cisalhante.

Dependendo da rigidez do esqueleto de partículas, o concreto fresco forma uma massa com aspecto de material quase elástico. Ao adicionar o aditivo superplastificante, esta rigidez é reduzida. Isto é traduzido pela queda da tensão de escoamento e pelo maior espalhamento do concreto em ensaios como o do cone de Abrams.

No caso do CAA a redução é muito acentuada, aproximando o seu comportamento reológico ao de um fluido newtoniano. Então, para resistir à segregação dos agregados do CAA é preciso certo valor de viscosidade, onde o ideal seria obter o mínimo valor que garantisse essa condição, de forma a não afetar a capacidade de deformação do concreto fresco.

Essa viscosidade mínima pode ser obtida pelo aumento da concentração de sólidos do concreto fresco e/ou pela adição de aditivos modificadores de viscosidade.

Para obter uma arrumação de partículas com alta densidade de empacotamento há necessidade de ampliar a distância entre a menor e a maior partícula. Além disso, as formas mais arredondadas das partículas são mais desejáveis para esse objetivo.

O aumento da amplitude de tamanhos de partículas é mais conveniente se seguir a direção do limite inferior porque aumentar o diâmetro máximo do agregado traz dificuldades quanto à segregação e bloqueio dessas partículas grandes.

Dentro deste intervalo entre a maior e a menor partícula existem infinitas distribuições granulométricas possíveis, mas diversos pesquisadores desenvolveram modelos que visam obter a máxima densidade de empacotamento.

A redução dos vazios entre os agregados permite reduzir o consumo mínimo de pasta necessária à trabalhabilidade do concreto e é uma ação fundamental para reduzir o consumo dos aglomerantes. Concretos com carência de finos são ásperos, o que é corrigido pela pasta em excesso aos vazios dos agregados.

O modelo de Alfred com coeficiente de distribuição igual a 0,37 tem sido aceito como o que conduz à maior densidade teórica. Concreto de alto desempenho com consistência normal e também concretos auto-adensáveis têm sido produzidos com distribuição granulométrica inserida na região entre a distribuição de Alfred com q=0,37 e q=0,25, onde os concretos mais fluidos tendem a se aproximar da distribuição com o menor valor de q. Nesses concretos compactos, a mudança da consistência normal para a auto-adensável é conseguida pelo maior consumo de aditivo superplastificante, o que reduz consideravelmente a tensão de escoamento, e pelo maior afastamento entre os agregados graúdos.

Como referência para a produção do CAA, foi sugerida a investigação de uma distribuição granulométrica com q=0,37 na fração fina e q=0,22 na fração grossa, esta distribuição foi inspirada em modelos de concretos refratários auto-escoantes da indústria cerâmica.

Apesar de sugerir a investigação de uma curva alvo para obter uma primeira aproximação da granulometria do concreto ou, melhor, da fase agregado, o concreto deve ser robusto o suficiente para permitir pequenas variações na composição dos seus materiais, dado que essa variação é inerente aos materiais constituintes. Além disso, essas curvas não consideram todas as características das partículas, como forma, textura, densidade, capacidade cimentícia, custo e demanda energética.

Como exemplo, a dosagem de um concreto que contenha um fíler com distribuição granulométrica similar à do cimento Portland. Se a proporção for definida apenas por uma curva, tanto um material como o outro pode ser selecionado em qualquer proporção, mas os concretos resultantes seriam muito diferentes. O caso extremo seria não existir cimento na

composição, portanto não seria mais um concreto, resumindo-se a um material granular compactado.

Este capítulo foi encerrado com a discussão de métodos de avaliação, baseados em ensaios de compactação, da melhor mistura de materiais e uma rotina computacional para obter a curva “ideal” a partir da granulometria dos materiais isolados.

# 4 DETERIORAÇÃO E LASCAMENTO EXPLOSIVO DO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS

Uma importante característica dos concretos de alta durabilidade é a baixa porosidade e a desconexão dos poros, característica esta que é perseguida na dosagem devido aos benefícios descritos no capítulo 2. Entretanto, esses concretos têm alta probabilidade de sofrer o lascamento explosivo (*explosive spalling*) quando submetidos às altas temperaturas em situações de incêndio, Aïtcin [29 p. 591].

Bentz[28] considera que este é o calcanhar de Aquiles do concreto de alto desempenho.

No capítulo 3 foi visto que os concretos auto-adensáveis precisam ter baixo valor de tensão de escoamento para ter capacidade de fluir e, para o controle da segregação, um teor mínimo de finos de forma que o concreto tenha certa viscosidade que permita a sustentação dos agregados graúdos.

Esse consumo mínimo de material fino faz com que a relação água/sólidos, a/s, da pasta do CAA seja naturalmente baixa. O refinamento da porosidade dificulta a migração do vapor formado durante o aquecimento do concreto e é tido como um dos principais fatores causadores do lascamento explosivo.

Este capítulo contém uma breve discussão sobre o efeito da alta temperatura na deterioração do concreto e também discute os fatores intervenientes no lascamento explosivo.

Apesar dos recursos de proteção passiva e ativa, estas proteções estão associadas à determinada duração do fogo porque seria impossível uma resistência indefinida nesta situação.

As soluções envolvem o estudo integrado dos materiais com os projetos. Com essa visão, são discutidos no apêndice D alguns aspectos das estruturas de concreto armado em situação de incêndio, onde este assunto foi separado para não interromper a seqüência geral da revisão bibliográfica que trata de reunir as informações necessárias à produção do concreto auto-adensável proposto. Portanto, este apêndice é uma informação complementar e a omissão da sua leitura não compromete o entendimento geral do núcleo deste trabalho.

# 4.1 DETERIORAÇÃO DO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS

Antes de discutir propriamente a deterioração do concreto é preciso analisar o que acontece com a água, com os agregados e com a pasta hidratada ao serem aquecidos.

Como qualquer substância, a água sofre transformações de fase que dependem da temperatura e da pressão, Figura 51.

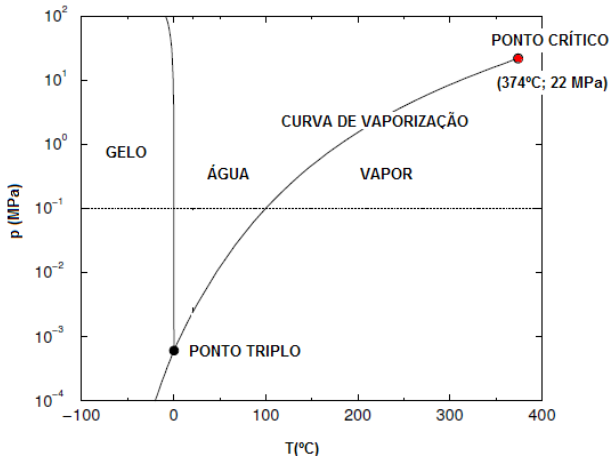


**Figura 51 - Diagrama de fases da água[80].**

Na pressão de 1 atm = 0,1 MPa, a água tem o ponto de fusão (sólido-líquido) a 0ºC e vaporização a 100 ºC. Mantida esta pressão, ao aquecer entre 0ºC e 100ºC a água permanece em estado líquido e toda energia absorvida resulta em acréscimo de temperatura. Quando atinge os 100ºC acontece a mudança da fase líquida para gasosa. Nesta transição, para haver a conversão de fase, precisa ser fornecida certa quantidade de energia (calor latente de vaporização, $2{,}26 \times 10^6$J/kg) que supere as forças moleculares e a temperatura permanece constante até que se finalize a mudança. Uma vez convertida em vapor, qualquer energia adicional implica em aumento de temperatura, Halliday et al.[81 pp. 611-612].

O gás formado tende a se expandir e caso essa água esteja contida em um recipiente hermeticamente fechado, haverá um aumento da pressão interna com a continuidade do aquecimento. Caso o recipiente que contém a água esteja aberto, a pressão permanece constante e a água será toda evaporada se mantida a fonte de calor.

Ao aumentar a pressão, mantida a temperatura, o vapor pode retornar para o estado líquido, Figura 51. Caso o recipiente suporte a elevação da pressão[53], este processo evolui até

[53] Este é o princípio do funcionamento da panela de pressão que permite que os alimentos cozinhem em temperaturas superiores a 100ºC e, para não atingir pressões muito elevadas que estourem a panela, possuem um mecanismo de alívio da pressão.

o ponto crítico de 374ºC. Para temperaturas superiores a esta, a água é toda convertida para o estado gasoso, independente da pressão. Nota-se que a água pode estar em estado de vapor em temperaturas inferiores a 374ºC caso haja alívio da pressão.

A pressão do vapor no interior do concreto depende das condições de alívio. Supondo a água contida em um poro que tenha fácil comunicação com o meio externo, ela aquecerá e será transformada em vapor que será liberado sem elevar a pressão interna. No caso do sistema de poros refinado, haverá o aumento da pressão interna e as conseqüências dependem de uma multiplicidade de fatores que serão discutidos na seção 4.2.

O calor de vaporização necessário para a conversão da água em vapor atrasa a elevação da temperatura do concreto, o que é benéfico, entretanto aumenta o risco de lascamento superficial, Mehta e Monteiro[19 p. 146]. Para elevar a temperatura da água de 0ºC para 100ºC é necessária a adição de uma energia de 419 J por grama de água e para converter essa grama de água em vapor, a energia é de 2.265 J, Halliday et al.[81 p. 611].

Neville[21 p. 380] afirma que a condutividade térmica[54] da água é menor do que a da pasta de cimento hidratada, de modo que, ao diminuir o teor de água da mistura, aumenta-se a condutividade térmica do concreto endurecido. Já o ar tem condutividade menor do que a água.

Conclui-se então que a água contida nos poros é benéfica para atrasar a propagação do calor no interior do concreto, mas potencializa o risco do lascamento explosivo.

Os agregados, pelo volume que ocupam, têm forte impacto nas propriedades térmicas do concreto. Ao serem aquecidos se expandem, onde o coeficiente de dilatação térmica depende da natureza do agregado. Os carbonáticos são estáveis até 700°C, quando o $CaCO_3$ começa a se transformar em CaO e liberar $CO_2$. Os agregados leves, particularmente os manufaturados, possuem elevada estabilidade física e química em temperaturas superiores a 800°C, dado que seu processo de fabricação envolve temperaturas de cerca de 1.300°C, e possuem baixo coeficiente de dilatação térmica e baixa condutividade térmica, Grattan-Bellew[55] apud Lima, R. C. A.[82].

O carbonato de magnésio se decompõe aproximadamente aos 460ºC.

---

[54] Condutividade térmica é a característica que mede a capacidade do material conduzir calor e é definida como a relação entre o fluxo de calor e o gradiente de temperatura, Neville[20 p. 380].

[55] GRATTAN-BELLEW, P.E. *Micro-structural investigation of deteriorated Portland cement concretes*. Construction and building materials. Guildford, Inglaterra, v. 10, n. 1, p. 3-16, 1996.

Conforme Mehta e Monteiro[19 p. 146], os agregados silicosos contendo quartzo (por exemplo, granito e arenito) são estáveis até cerca de 573ºC quando o quartzo muda da forma $\alpha$ para $\beta$ e sofre uma expansão súbita da ordem de 0,85% e podem causar danos. Afirmam também que os agregados porosos são mais suscetíveis a pipocamentos influenciados pela umidade do que os de baixa porosidade.

Alguns agregados encontrados no Rio Tâmisa, oriundos de rochas sedimentares, se desintegram em torno de 350º, Khoury[83].

Neville[21 p. 380] cita uma escala decrescente de condutividade térmica na seguinte ordem: quartzito, dolomito, calcário, arenito, granito, basalto, barita e folhelho expandido.

Portanto, os agregados têm forte impacto nas propriedades térmicas do concreto, onde selecionar os de menor condutividade térmica é interessante para atrasar a propagação do calor ao interior da massa. Excetuando alguns agregados específicos, como o do Rio Tâmisa citado, esses materiais causam danos mais significativos em temperaturas da ordem de 570º C e superiores. Para temperaturas inferiores, os danos estão relacionados à expansão diferencial entre os próprios agregados, se usados tipos de origens diferentes, e entre o agregado e a pasta. Os materiais aglomerantes anidros, que podem ser considerados como agregados neste estado, por também resultarem de processos térmicos, são mais estáveis à temperatura frente aos produtos hidratados.

A pasta, ao ser aquecida, sofre grandes transformações. Segundo Camarini et al.[56] apud Melo[45 p. 65] a água livre começa a ser perdida aos 20ºC, a água quimicamente combinada dos silicatos, aluminatos e sulfoaluminatos inicia a perda aos 80ºC e a do hidróxido de cálcio a partir dos 440ºC.

A Figura 52 mostra a perda de massa que ocorre ao aquecer uma pasta hidratada com 28 dias de idade. Observa-se que a perda é contínua desde o início do aquecimento. Dois picos são identificados, em torno dos 450ºC devido à desidratação do hidróxido de cálcio e/ou carbonato de magnésio e por volta dos 700º devido à decomposição do carbonato de cálcio. Aos 900ºC praticamente não há mais perda de massa. A pasta com adição de sílica de ferro silício, parte b da figura, tem menor perda de massa aos 450º devido à menor quantidade de hidróxido de cálcio que é dissociado nesta temperatura.

---

[56] CAMARINI, G. & BATTAGIN, A. F. & CINCOTTO, M., A cura térmica: características do início de hidratação dos cimentos com escória. In 4º Congresso Brasileiro de Cimento, São Paulo, 1996.

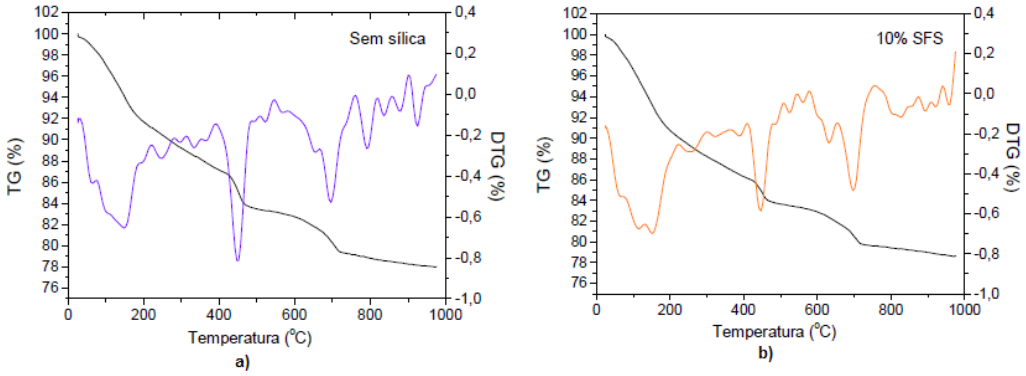


**Figura 52 - Curvas de TG e DTG de pastas com CP V ARI RS aos 28 dias, Gianotti[30 pp. 162-163].**

A deterioração do concreto resulta da interação, durante o aquecimento, desses fatores citados para a água, os agregados e a pasta endurecida. As alterações físico-químicas do concreto durante o aquecimento foram apresentadas, de forma simplificada, por Khoury[83] conforme a Figura 53.

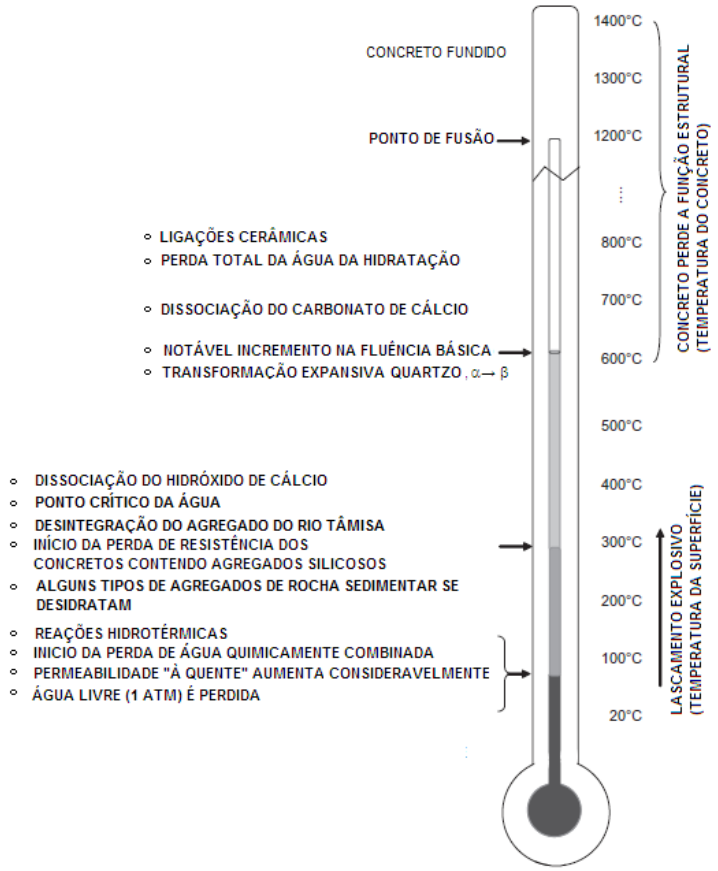


**Figura 53 – Representação simplificada dos processos físico-químicos durante o aquecimento do concreto de cimento Portland, Khoury[83].**

A Figura 54, baseada em dados de Castellote et al.[57] apud Lima, R. C. A.[(82 p. 72)] e na NBR 15200[(84)], mostra também alguns eventos que ocorrem durante a elevação da temperatura e a perda de resistência à compressão e módulo de elasticidade para concretos feitos com agregados silicosos.

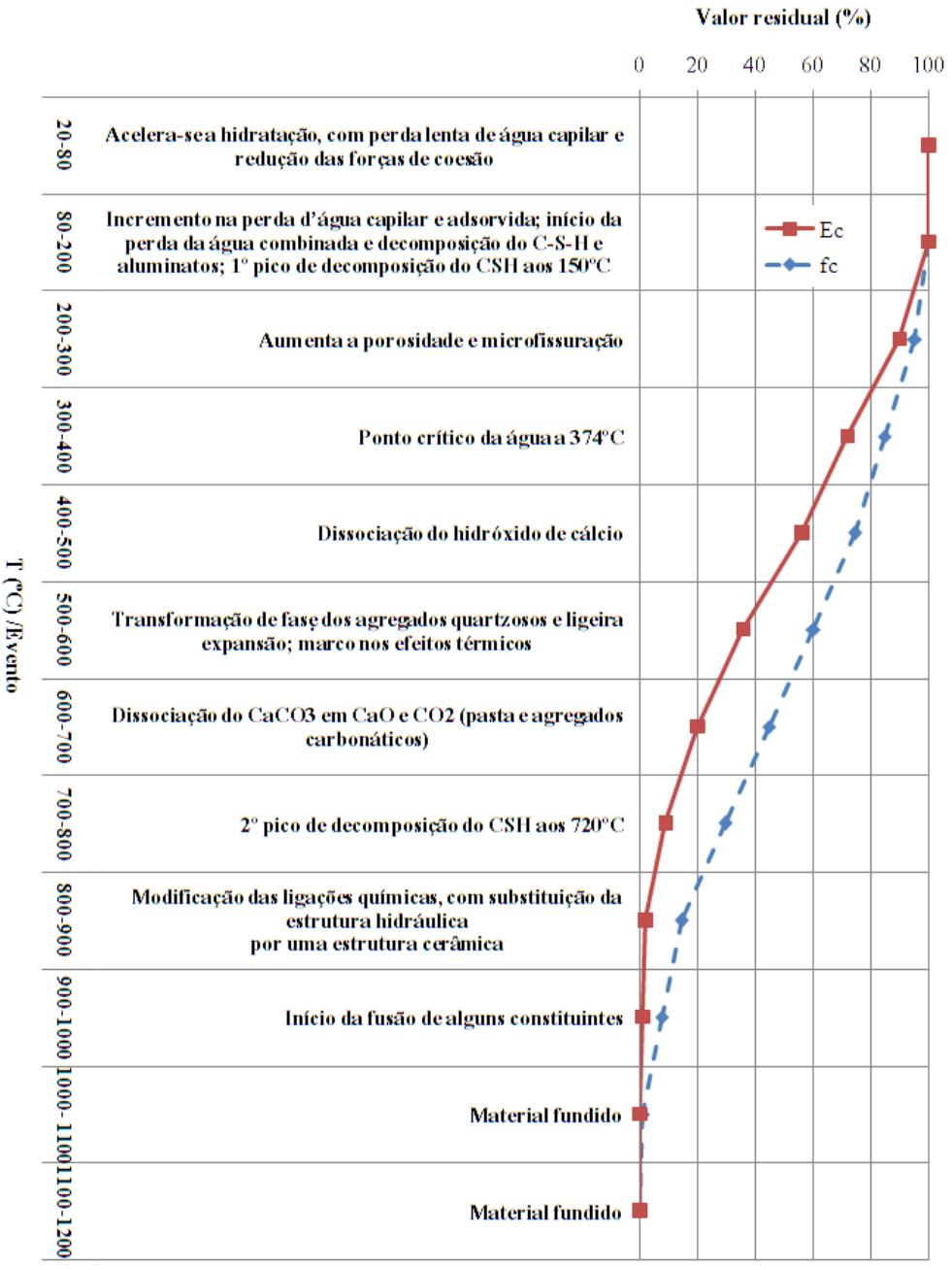


**Figura 54 - Comportamento do concreto submetido às altas temperaturas.**

[57] CASTELLOTE, M. et al. *Microstructure: solid phases*. In: Course on effect of heat on concrete, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003.

No aquecimento, enquanto que a pasta retrai ao perder água, o agregado se dilata, Kalifa et al.[85]. O fato da pasta se retrair não significa que está sendo contrariado um comportamento esperado dos materiais de se dilatarem ao serem aquecidos. Na realidade os componentes da pasta se dilatam, mas a água, que também se dilata, é perdida e o volume da pasta diminui. Segundo Lima, R. C. A.[82 p. 181], Petrucci fez observação neste sentido em 1972[58].

Sabendo-se quais são os eventos críticos da deterioração do concreto em altas temperaturas, podem ser discutidos alguns procedimentos de proporcionamento dos materiais constituintes visando obter um material mais tolerante ao fogo.

Para o CCV, Cánovas[51 p. 185] orienta que o desempenho será tanto melhor quanto mais concorram as seguintes condições:

a) emprego de agregados de menor coeficiente de dilatação térmica;
b) boa granulometria com alta proporção de agregados;
c) utilização de agregados leves ou calcários;
d) boa compactação do concreto;
e) baixa condutividade térmica;
f) alta resistência à tração;
g) umidade não muito alta do concreto;
h) emprego de cimentos com escórias ou adições pozolânicas, especialmente estes pela facilidade de fixar a cal liberada.

As condições acima citadas quanto à granulometria e proporção dos agregados, compacidade e uso de adições minerais foram discutidas nos capítulos anteriores.

Conforme a Figura 53 e a Figura 54, a pasta é afetada em níveis de temperatura inferiores aos níveis dos agregados. Por isso, espera-se que uma redução do consumo de cimento Portland e a utilização de agregados mais estáveis termicamente sejam medidas benéficas para melhorar a resistência ao fogo.

As alterações físico-químicas podem ser avaliadas através das propriedades dos concretos. Como visto na Figura 54, a NBR 15200[84] admite uma determinada perda das propriedades mecânicas do concreto com a elevação da temperatura. Para tanto, devido à

[58] PETRUCCI, E.G.R. A ação do fogo sobre as estruturas de concreto armado e protendido. In:Colóquio sobre durabilidade do concreto, 1972, São Paulo. Anais... São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 1972. 29p.

dificuldade de determinar a curva de temperatura real de um incêndio, que é particular de cada construção e variável, os códigos adotam um programa térmico padrão para ensaios dos materiais e dos elementos estruturais. Em geral se adota uma curva logarítmica como a equação 45 indicada na NBR 5628[86].

$$T - T_0 = 345 \times \log(8 \times t + 1) \quad \text{Eq. 45}$$

Onde:
t = tempo em minutos, contado a partir do início do ensaio
$T_0$ = temperatura inicial do forno em ºC
T = temperatura do forno em ºC no instante "t"

Além da dificuldade de padronizar a curva de aquecimento, onde nem sempre o forno disponível pode atender à curva da equação 45, outros fatores como dimensão do corpo de prova, estado de umidade e condições de carregamento afetam os resultados. Concretos com mesma composição e teor de pasta, mas com agregados diferentes também respondem de forma diversa.

Devido a esse conjunto de fatos, os resultados obtidos são muito variáveis o que dificulta uma generalização ampla, Neville [21 p. 388].

Para ilustrar, supondo dois corpos de prova cilíndricos em situações semelhantes diferindo apenas nas dimensões, onde o primeiro tem 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura e o segundo com dimensões de 10x20 cm. Neste caso, o primeiro sempre terá um gradiente de temperatura menor do que o segundo até que ambos atinjam o regime permanente de temperatura.

Phan e Carino[87] indicam três possibilidades para o ensaio de resistência à compressão:

a) o corpo de prova é aquecido sob carregamento constante e igual a 40% da carga de ruptura à temperatura ambiente até atingir a temperatura de interesse e depois é ensaiado, mantido o patamar de temperatura atingido;
b) similar ao anterior com diferença que o corpo de prova vai até o patamar de temperatura sem carga e depois é ensaiado;
c) o corpo de prova é aquecido até a temperatura de interesse, sem carga, e depois o forno é desligado ou programado para a curva descendente, onde o corpo de prova é ensaiado à temperatura ambiente.

A última opção obtém as propriedades residuais e é a mais comum porque é difícil, mas não impossível, montar o aparato para aquecer e solicitar o corpo de prova ao mesmo tempo.

As propriedades residuais também podem ser determinadas após um resfriamento brusco provocado por choque térmico do corpo de prova com a água.

Nos ensaios realizados à quente, dependendo da curva de temperatura adotada, o corpo de prova pode estar no regime permanente ou transitório de temperatura.

A Figura 56 mostra resultados de vários ensaios de resistência à compressão em concretos com vários níveis de resistência e tipos de materiais, onde, em geral, o CAR perde mais em temperaturas intermediárias (100 ºC a 450ºC) do que o CCV em condições similares, Phan e Carino[87].

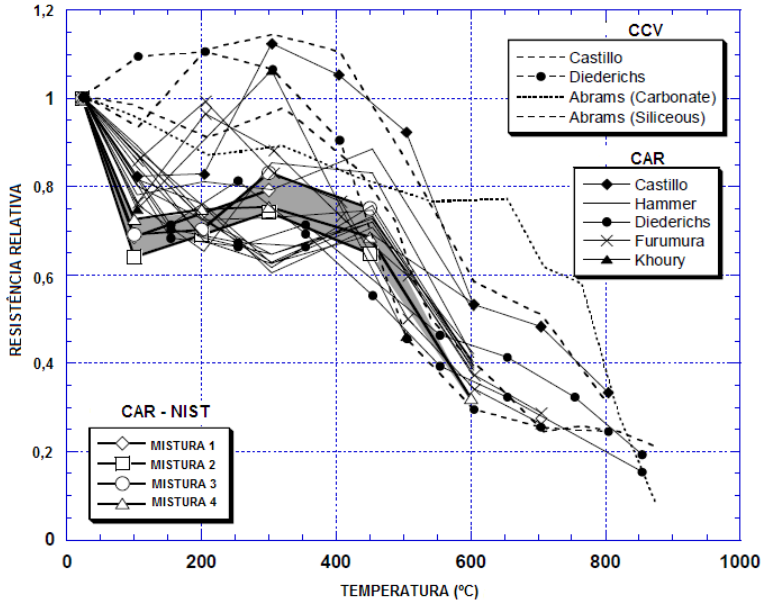


**Figura 55- Resistência à compressão em função da temperatura, corpos de prova aquecidos sem carga e ensaiados mantida a máxima temperatura atingida. Phan e Carino[87].**

Observa-se na Figura 56 que a partir dos 400ºC, todos os concretos apresentam curva descendente da resistência com a temperatura. Para temperaturas inferiores a 400ºC, a resistência residual varia entre 0,25 e 1,2. Essa condição de ensaio à frio tem maior dispersão dos resultados do que os ensaios à quente. Durante o resfriamento, a menos que este seja o objetivo, é preciso cuidado para não re-hidratar o corpo de prova porque pode ser recuperada parte da perda obtida com o aquecimento.

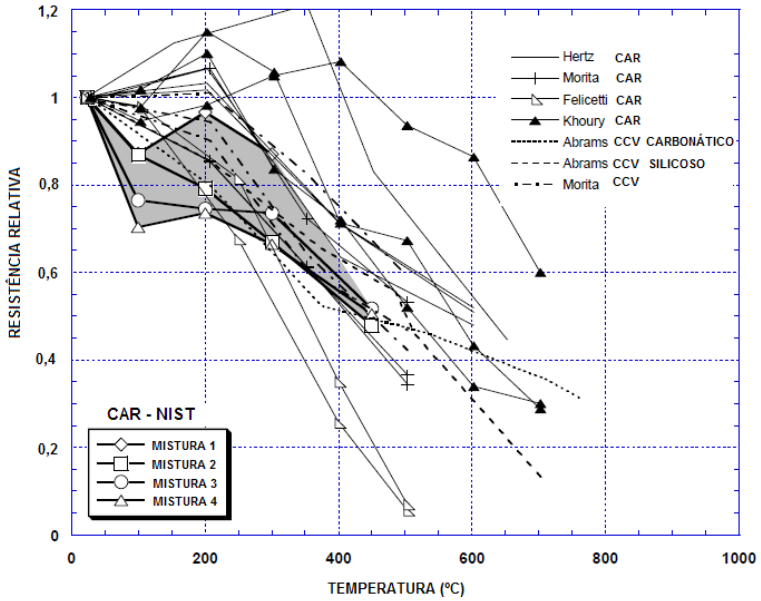


**Figura 56 - Resistência à compressão residual em função da temperatura, corpos de prova aquecidos sem carga e ensaiados a frio. Phan e Carino[87].**

Lima, R. C. A.[82 p. 144; 149; 189] a partir de ensaios, concluiu que os concretos de alta resistência podem apresentar melhor comportamento durante a exposição a elevadas temperaturas do que os concretos de resistência convencional, desde que medidas para controlar os lascamentos explosivos nos concretos de alta compacidade sejam adotadas. Essa conclusão foi baseada no fato que os concretos de alta resistência apresentaram perdas de resistência à compressão similares aos convencionais, mas a perda de módulo de elasticidade foi menor.

As amplitudes nos dois tipos de ensaio, Figura 55 e Figura 56, ilustram bem a dificuldade de obter um modelo de previsão. Também chama a atenção que, em alguns ensaios, a resistência relativa cresceu com o incremento da temperatura.

Este crescimento, mais freqüente entre 100ºC e 200ºC, não está totalmente compreendido. Lima, R. C. A.[82 pp. 137-138] sugere uma possível hidratação tardia induzida pela temperatura. Já Neville [21 p. 390] cita pesquisas que especulam que este aumento se deve ao desaparecimento da pressão exercida pela água adsorvida e pela densificação do gel.

Na linha de Neville, Khoury[83] afirma que ao aquecer o concreto da temperatura ambiente até cerca de 80ºC há uma perda contínua de resistência devido à dilatação da água e a separação das camadas de silicato de cálcio, o que reduz a intensidade das forças de van der Waals. Considera que esta é uma perda aparente de resistência porque pode ser recuperada como o esfriamento. Quando a temperatura ultrapassa os 80ºC gradualmente perde-se água adsorvida, com isso as forças de van der Waals são intensificadas, e a resistência da

temperatura ambiente é recuperada por volta de 200ºC, permanece constante e começa a cair de novo a partir dos 300ºC.

Sabe-se que o estado de umidade interfere no resultado do ensaio de resistência à compressão, onde os corpos de prova secos apresentam uma resistência de 20 a 25% maior do que os correspondentes ensaiados em condição úmida. Isto é atribuído à diminuição da pressão de desligamento da pasta de cimento na secagem, Mehta e Monteiro[19 p. 62].

Não foi encontrada na literatura pesquisada uma explicação para o acréscimo entre 200ºC e 400ºC obtido em alguns dos ensaios indicado na Figura 56. Uma possibilidade seria uma re-hidratação no período de resfriamento.

Phan e Carino[87] concluíram que, em geral, os códigos prevêem perdas menores de resistência, no intervalo entre 100ºC e 350ºC, do que os obtidos nos ensaios para os concretos de alta resistência, diferenças de até 25% e para temperaturas maiores são conservadores. Comentam ainda que a falta de normalização dificulta comparar os dados obtidos entre as diferentes pesquisas e que as considerações do ensaio não são claras nos códigos.

## 4.2 LASCAMENTO EXPLOSIVO DO CONCRETO

Para Khoury e Anderberg[88 p. 9] o lascamento consiste na perda de camadas de concreto a partir da superfície do elemento estrutural quando este é exposto às temperaturas altas e de rápido crescimento, como aquelas que acontecem em um incêndio.

Embora este assunto seja de forte interesse em pesquisa nos tempos atuais, particularmente o lascamento explosivo, em função da intensificação do uso do CAR, as pioneiras investigações são atribuídas a Gary[59] em 1916 apud Khoury e Anderberg[88 p. 9].

Segundo Khoury e Anderberg, Gary estudou o efeito do fogo em casas construídas para este fim, onde a partir da suas observações classificou o lascamento em quatro tipos: explosivo (som típico de forte explosão, violento); de superfície (som de abertura de fissuras, violento); do agregado (pipocamento) e de canto (não violento). Interessante que o conceito do lascamento explosivo foi criado para diferenciar daquele de superfície quando ele observou que os fragmentos das lajes danificadas tinham sido arremessados cerca de 12 m do seu local original, além do barulho típico de uma explosão.

---

[59] GARY, M. Fire tests on reinforced concrete buildings (in german). Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Heft 11, Germany, 1916.

O lascamento devido aos agregados é decorrente da expansão que alguns tipos de agregados sofrem em certo estágio de aquecimento, como os silicosos, Costa et al.[89].

O lascamento localizado no canto do elemento estrutural ocorre quando tensões de compressão, de origem térmica, paralelas às faces e localizadas nas extremidades, tem um força resultante na direção da quina e orientada para fora, o que tende a arrancar os cobrimentos, Anderberg[90].

A deterioração da superfície ou delaminação gradual segundo Costa et al.[89], pode ter várias origens como: as dilatações térmicas diferenciadas entre o aço e o concreto que se intensificam com o aquecimento, Cánovas[51 p. 193]; a deterioração do concreto com a temperatura que pode levar à fusão e ao desprendimento do concreto; tensões de origem térmica e crescimento da poro-pressão devido à dificuldade de liberar o vapor formado no aquecimento. As tensões de origem térmica e a poro-pressão também são causas do lascamento explosivo, o que vai diferenciar é a magnitude desses efeitos.

Sobre o desenvolvimento da poro-pressão foi visto que o aquecimento da água em um espaço confinado implica no aumento da pressão interna e no caso dos concreto densos com porosidade refinada essa condição é favorecida.

Em revisão bibliográfica, Lima, R. C. A.[82 p. 90] cita que

> [...] A baixa permeabilidade do material faz com que o vapor gerado durante o aquecimento não encontre porosidade suficiente na massa de concreto para atingir a superfície, ocasionando a saturação dos poros existentes e elevando as pressões internas, que pode eventualmente superar a resistência à tração do material. Desta forma, a presença de água, em quantidade relativamente grande, tanto no estado evaporável quanto no estado quimicamente combinado, faz com que a umidade desempenhe um papel importantíssimo e preponderante na probabilidade de ocorrência do fenômeno [...]

Segundo Kodur[91] a pressão interna pode atingir 8 MPa aos 300ºC, muito maior do que a resistência à tração de um CAR, em torno de 5 MPa. Esta pressão para a temperatura indicada corresponde à curva de vaporização, cf. Figura 51, e provavelmente o concreto sofre o lascamento explosivo antes que tal pressão se desenvolva.

Kalifa et al.[85] afirmam que o intervalo de temperatura entre 250 e 400ºC é o mais provável para ocorrer o lascamento. Estes autores mediram simultaneamente a temperatura e a poro-pressão no interior de corpos de prova prismáticos com concreto de alta resistência, $f_{cm} \approx$ 92 MPa e convencional, $f_{cm} \approx 35$ MPa. Concluíram que a pressão desenvolvida era próxima da curva de vaporização da água para o CCV e superior no CAR, onde justificaram que esta pressão adicional à pressão de vapor que é exercida no CAR é devida ao aquecimento do ar

aprisionado nos poros. O pico de pressão do CAR foi próximo a 4 MPa para temperatura entre 220 e 240ºC e no CCV, cerca de 2 MPa para temperatura entre 190 e 220ºC. A menor pressão no CCV é justificada pela maior mobilidade interna da água que migra para regiões mais frias.

Dentre as diversas formas de lascamento, Khoury e Anderberg[88 p. 6] consideram que a forma explosiva é a mais importante porque as demais são localizadas e de consequências menos danosas do ponto de vista estrutural.

Ressalva-se que as outras formas de lascamento também podem conduzir ao colapso do elemento estrutural, mas o lascamento explosivo é mais preocupante porque ocorre em temperaturas relativamente baixas e tem caráter instantâneo.

As teorias propostas para explicar o lascamento explosivo tomam como causa a poro-pressão, a tensão térmica ou o efeito combinado destes, Khoury e Anderberg[88 pp. 37-43].

A Figura 57 ilustra a diferença que ocorre entre o CCV e o CAD ao serem aquecidos. São mostradas três curvas, a de temperatura, T, a de pressão, P, e a de umidade, H. Ao aquecer a superfície, parte da água é perdida para o exterior e outra parte migra para as zonas mais frias que ficam mais saturadas do que eram originalmente. Nos concretos com baixa permeabilidade a pressão decorrente do vapor formado é maior e localizada mais próxima da superfície.

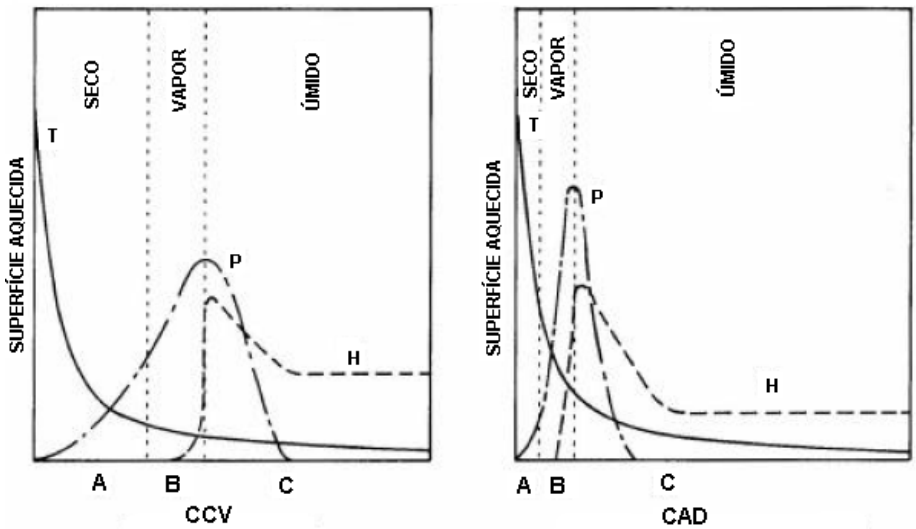


**Figura 57 – Distribuição de temperatura, pressão e umidade em concretos aquecidos em uma face, Khoury e Anderberg [88].**

O outro mecanismo causador do lascamento é decorrente das tensões térmicas, conforme ilustrado na Figura 58.

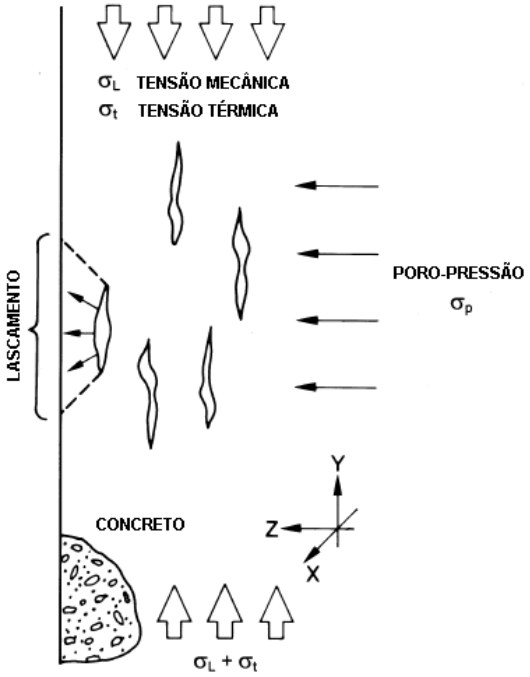


**Figura 58 – Tensões atuando no concreto aquecido, Khoury e Anderberg [88].**

Segundo Khoury e Anderberg, a tensão térmica resulta do gradiente de temperatura, onde há tendência do concreto próximo da superfície aquecida de expandir e como resposta ocorre uma restrição que é exercida pelas camadas mais internas de concreto que estão mais frias. Com isto, o concreto é comprimido na face exposta e fissura internamente quando a tensão induzida de tração ultrapassa a tensão resistente. Esta tração interna soma com a tração decorrente da poro-pressão. Por outro lado, peças comprimidas podem romper devido ao acréscimo das tensões de compressão na face aquecida, entretanto para os níveis de solicitação usuais adotados em projeto, esse acréscimo de tensão, isoladamente, raramente é causa do lascamento.

Costa et al.[89] citam alguns pesquisadores que entendem que a influência da pressão interna de vapor é secundária nos elementos comprimidos, como o argumento de Ulm et al.[60] que consideram que o lascamento é uma forma de liberação das tensões elevadas de compressão que atuam no material enfraquecido pela temperatura. Quando a velocidade de propagação das fissuras é maior que a velocidade de liberação do vapor, a pressão interna nos poros tende a diminuir e caso isso não ocorra, o gradiente de pressão apenas "acelera" o desenvolvimento das fissuras na forma violenta.

---

[60] ULM, FRANZ-JOSEF, COUSSY, OLIVIER, BA ANT, ZDEN K. P., The "Chunnel" Fire I: chemoplastic softening in rapidly heated concrete. Journal of Engineering Mechanics No. 3. Vol. 125. ASCE – American Society Civil Engineering. Reston,1999.

Conforme Hertz[92], nos concretos super densos a água combinada pode ser suficiente para causar o lascamento explosivo, independente de tensões térmicas e mecânicas. Afirma ainda que esse lascamento é mais provável em torno do ponto crítico da temperatura da água, 374ºC.

Khoury e Anderberg[88 pp. 15-36] em revisão bibliográfica sobre o lascamento explosivo citam que o fenômeno geralmente ocorre entre 30 e 40 minutos após a exposição ao fogo, embora existam registros com até 7 minutos, tem forte caráter aleatório e é influenciado por múltiplos fatores, a seguir listados: taxa de aquecimento; nível de temperatura na exposição; número de faces aquecidas do elemento; tamanho e forma da seção transversal; poro-pressão; permeabilidade, umidade, idade e resistência do concreto; restrições à expansão térmica; tipo e tamanho do agregado; fissuração; armaduras principais e suplementares; recobrimento das armaduras; presença e tipos fibras; ar incorporado.

Nesta revisão estes autores observaram os seguintes comportamentos:

a) sobre dadas condições de carga e alta transferência de calor, todos os concretos podem sofrer o lascamento;
b) seções médias, 20-30 cm, são mais suscetíveis ao lascamento do que seções muito espessas ou finas (seções espessas permitem uma migração interna da água das regiões mais quentes para as mais frias e seções finas tem maior possibilidade de liberar o vapor para o meio externo);
c) cargas aplicadas incrementam a tendência ao lascamento;
d) concretos curados em água são mais suscetíveis;
e) concretos de alta resistência são mais suscetíveis;
f) nos concretos de resistência normal o lascamento é menos provável quando a umidade é menor do que 3% em massa ou 5% em volume;
g) concretos com expansão térmica restringida são mais suscetíveis e aqueles com baixa expansão térmica são menos prováveis de sofrer o lascamento;
h) a probabilidade aumenta com aumento da taxa de aquecimento.

Sobre a taxa de aquecimento Costa et al.[89] comentam que o aquecimento lento do concreto não desenvolve grandes gradientes térmicos e, portanto, não há deterioração imediata do material como fissuração e delaminação. Mas a ausência de fissuras pode impedir a liberação da água do interior da massa de concreto, havendo possibilidade de ocorrer o lascamento explosivo.

Os concretos com agregados de baixa condutividade térmica atrasam a propagação do calor, o que é benéfico do ponto de vista da deterioração das camadas internas, mas, por outro lado, aumenta o gradiente térmico, o que pode ser danoso em uma taxa de aquecimento elevada.

Os concretos densificados com sílica ativa, ensaiados por Hertz[61] apud Hertz e Sørensen[93], mesmo aquecidos com uma baixa taxa de aquecimento, 1ºC/min, sofreram lascamento explosivo em temperaturas de até 350ºC.

A Figura 59 ilustra na parte "a" um CCV e na parte "b" um CAR, ambos submetidos a ensaios de resistência ao fogo enquanto carregados, onde o CAR foi severamente danificado, Kodur[91]. Este autor considera importante a adição de fibras de polipropileno entre 0,1 e 0,15% em volume para minimizar o lascamento explosivo em CAR com resistência de até 110 MPa.

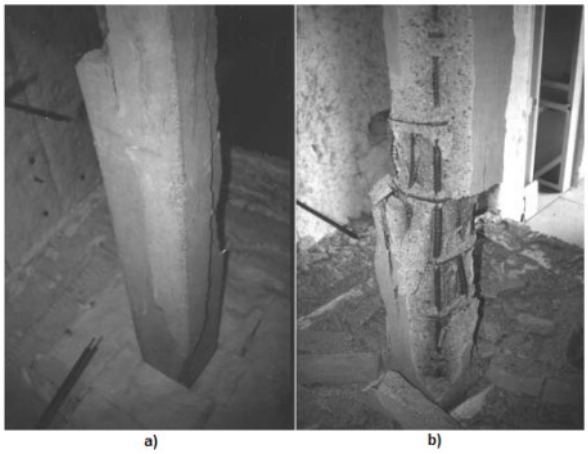


**Figura 59 – Comparação entre o lascamento do CCV e do CAR depois de submetidos ao fogo. Kodur[91].**

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2)[94] abrange os concretos de peso normal com resistência até 90 MPa (corpos de prova cilíndricos). A partir da classe C50 são feitas recomendações para evitar o *spalling* e são indicados fatores de redução, maiores do que os do CCV, para a resistência à compressão como função da temperatura, o que pode ser relaxado caso haja evidência experimental que esta deterioração mais acentuada não ocorrerá. Também cita que a condutividade térmica do concreto de alta resistência pode ser maior do que a do CCV, porém não indica valores.

Para evitar o *spalling*, o Eurocode 2 (EN 1992-1-2) [94] recomenda para classe C50 e inferiores que a umidade do concreto seja menor do que 3% em massa. No intervalo C55-

[61] Hertz KD. Explosion of silica-fume concrete. Fire Safety J;8:77, 1984/85.

C80, desde que a massa de sílica ativa seja menor do que 6% da massa do cimento, permanece a recomendação quanto ao teor de umidade. Em caso contrário, a probabilidade da ocorrência do *spalling* é considerada muito alta e devem ser tomada uma das seguintes medidas:

a) adotar um malha de aço, $\phi \geq 2{,}0$ mm, espaçamento $\leq 50$ mm nos sentidos longitudinal e transversal e cobrimento de 15 mm. A armadura principal com cobrimento mínimo de 40 mm;
b) usar tipo de concreto que comprovadamente não sofre o *spalling* quando submetido ao fogo;
c) adotar revestimentos onde comprovadamente se evita o *spalling* do concreto quando submetido ao fogo;
d) incluir na dosagem do concreto ao menos 2kg/m³ de monofilamentos de fibras de polipropileno.

A introdução de fibras poliméricas tem sido indicada como solução tecnológica, mas diversos pesquisadores buscam entender como elas inibem o lascamento explosivo.

Uma explicação é que as fibras, ao fundirem, são absorvidas pela pasta e criam o caminho para liberar o vapor formado no aquecimento.

Kalifa et al. [95] baseados em estudos de Garboczi[62] et al. indicam que o volume necessário de fibras para que elas formem um caminho que percole todo o espaço é igual a 0,32% e que, para o concreto com 60% de argamassa, corresponde a cerca de 1,8 kg/m³ (≈0,60x0,32/100x930) de fibras de polipropileno.

A Figura 60 mostra como varia o inverso do limite de percolação com o índice de forma[63] de elipsóides dispostos aleatoriamente no espaço, no qual é permitido sobreposição, Garboczi et al.[96]. Para o índice de forma igual a 1, o elipsóide é uma esfera e o limite de percolação é igual a 0,285, maior do que 0,16 indicado no capítulo 2, mas naquele caso as partículas não podiam superpor e neste estudo isto foi considerado. O valor de 0,32% utilizado por Kalifa et al. corresponde a um índice de forma igual a 200. Vê-se que um

[62] E. GARBOCZI, K. SNYDER, J. DOUGLAS, M. THORPE, Geometrical percolation threshold of overlapping ellipsoids, Phys. Rev. E: Stat. Phys.,Plasmas, Fluids, Relat. Interdiscip. Top. 52 819–828, 1995.
[63] Índice de forma é a relação entre o comprimento e o diâmetro da fibra ou entre o comprimento do semi-eixo maior e o comprimento do semi-eixo menor de um elipsóide.

elemento alongado é muito mais eficiente do que um esférico para percolar o espaço, efeito que aumenta quando cresce a relação entre a maior e a menor dimensão.

A fibra com índice de forma igual a 200 necessita de um volume cerca de 90 vezes menor do que o necessário em uma malha de partículas esféricas, índice de forma igual a 1, para conectar o espaço.

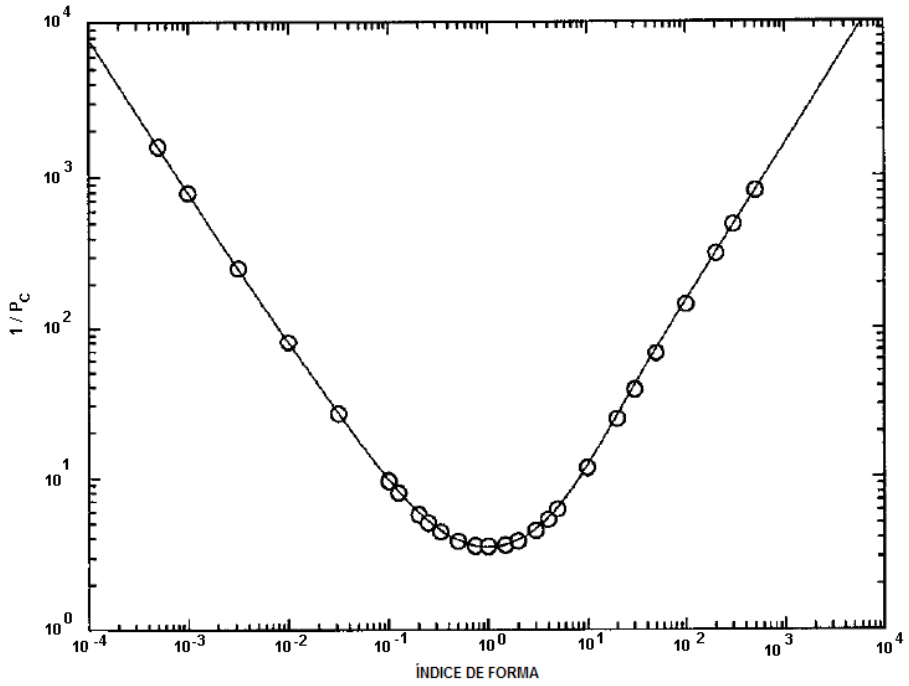


**Figura 60 – Relação entre o inverso do limite de percolação com o índice de forma, Garboczi et al.[96].**

A Figura 61 mostra cinco elementos geométricos com mesma área e diferentes índices de forma. Levando para o espaço tridimensional fica claro que as fibras são muito eficientes para conectar todo o espaço, o que pode ser conseguido com um volume muito inferior ao necessário caso as partículas fossem esféricas.

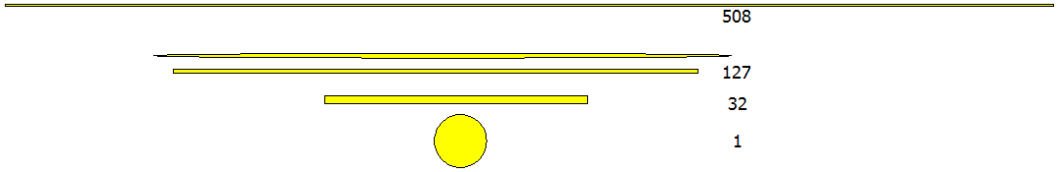


**Figura 61 - Diferenças entre figuras geométricas com mesma área e diferentes índices de forma, 1, 32, 127 e 508.**

Tem sido mostrado que se consegue inibir o lascamento com uma quantidade de fibras de polipropileno bastante inferior a 1,8 kg/m³, como 0,9 kg/m³ em um concreto de alta resistência, o que indica que além das fibras absorvidas pela matriz devem ser consideradas

outras falhas como microfissuras e poros para contribuir com esse caminho de percolação, Kalifa et al. [95].

Outra possibilidade, sugerida por Bentz[28], é que a zona de transição, mais porosa do que a matriz, pode estar desconectada no concreto de alta resistência e a fibra pode propiciar esta ligação. Portanto, o conjunto da zona de transição mais porosa com os canais deixados pelas fibras fundidas é que liberaria o vapor aprisionado.

Kalifa et al. [95] concluíram, com base experimental, que a adição de fibras diminui o pico de pressão, são absorvidas pela matriz após a fusão, aumentam a permeabilidade e servem como ponto de nucleação das microfissuras que surgem com o aquecimento. Com as fibras é formada uma rede de fissuras muito finas, da ordem de 1 μm, enquanto que sem fibras são formadas poucas fissuras e mais grossas, cerca de 10 μm. O volume de fissuras é mais significativo aos 400ºC do que aos 200 ºC e 300 ºC.

Tomando como exemplo a fibra de poliamida com 21 mm de comprimento, 18 μm de diâmetro e densidade de 1,14 g/cm³. O índice de forma é igual a 1.166,67 e $p_c$ é aproximadamente igual a 1/2.100, conforme a Figura 60. Portanto bastariam cerca de 0,33 kg/m³ (0,60x1.140/2.100) desse tipo de fibra para percolar o espaço.

A otimização da quantidade de fibras é fundamental para o CAA porque elas afetam a fluidez.

Hertz e Sørensen[93] obtiveram indicações que as fibras de polipropileno com menor diâmetro eram mais eficientes para evitar o *spalling*. Para mesmo comprimento, as fibras de menor diâmetro têm maior índice de forma, portanto essa informação está coerente com a teoria da percolação.

Liu et al.[97], em análise de pastas concluíram que as fibras, ao fundirem, são absorvidas pelos poros da pasta, mas não se altera significativamente a porosidade total, entretanto a conectividade melhora e que a partir dos 300ºC, com a ocorrência de mais fissuras finas a conexão se completa.

O fato das fibras, ao serem absorvidas pela matriz, não alterarem o volume total de poros é lógico porque ocorre apenas uma redistribuição espacial da massa, onde a fibra fundida vai preencher parte dos poros da matriz. Entretanto, os canais deixados por elas, por serem alongados, devem estar mais conectados. Em princípio, o volume de poros deve aumentar a partir do ponto de vaporização da fibra cuja temperatura depende do tipo da fibra.

Estudando concretos com relação água/aglomerante igual a 0,3 e idade de 28 dias, Han et al.[98] evitaram o lascamento explosivo com a adição de apenas 450 g/m³ de fibra de polipropileno. Observaram desintegração total dos corpos de prova com concreto simples; lascamentos superficiais severos naqueles corpos de prova reforçados com malha de aço com fios de diâmetro de 0,6 mm; lascamentos menos intensos quando a malha tinha fios de diâmetro de 1,6 mm e nenhum sinal de dano naqueles onde foram adicionadas apenas as 450 g/m³ de fibra ou as fibras em combinação com a malha mais reforçada, Figura 62.

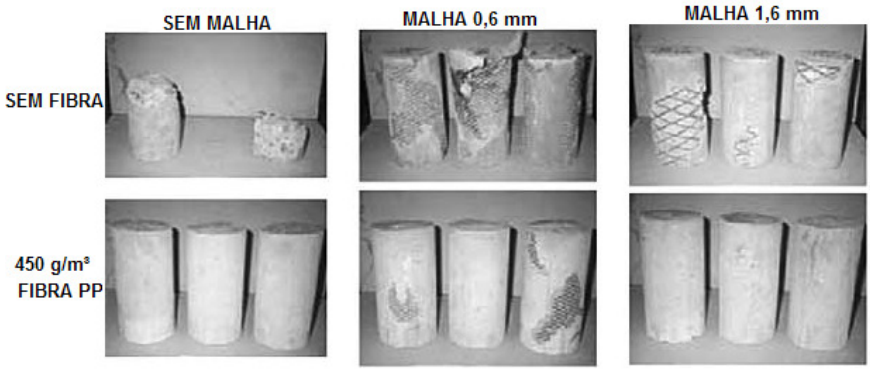


**Figura 62 - Corpos de prova após ensaios de resistência ao fogo. Adaptado de Han et al[98].**

Considerando que o lascamento explosivo ocorre em temperaturas inferiores a 400ºC, os aços laminados ainda não foram afetados, portanto são eficientes para absorver, se não totalmente, parte das tensões induzidas pelo crescimento da pressão nos poros e pelo gradiente térmico. Pode se especular também que uma fissuração controlada pela malha poderia ser suficiente para liberar parte do vapor aprisionado.

Conclui-se também que o teor ótimo de fibra depende da resistência, ou melhor, do refinamento do sistema de poros do concreto, onde os concretos mais densos demandam mais fibras.

Han et al.[99] investigaram as propriedades residuais de pilares curtos, seção 30x30 cm e 60 cm de comprimento, sujeitos às condições de incêndio por 3h. A resistência média do concreto aos 28 dias e antes do aquecimento era da ordem de 51 MPa. Analisando o concreto de controle, que sofreu o lascamento explosivo, e outros com adição de fibras em várias dosagens e vários tipos de confinamentos laterais, indicaram a combinação de 900 g (não investigaram teores de fibras menores do que este) de fibra de polipropileno com a malha de aço com $\phi$ = 2,3 mm e recobrimento de 40 mm para as armaduras principais, conforme indicado pelo Eurocode. Onde atribuíram o controle do *spalling* às fibras e o incremento da resistência residual e da ductilidade ao confinamento lateral.

Para aumentar o tempo de resistência ao fogo do elemento estrutural é recomendado que se aumente o recobrimento das armaduras principais e com isso fica uma espessa camada de concreto sem influência da armadura, o que é corrigido com a malha.

## 4.3 RESUMO DO CAPÍTULO 4

Neste capítulo foi discutida a deterioração que o concreto sofre ao ser exposto às altas temperaturas. O concreto é um material que, comparado ao aço, suporta bem à ação do fogo. A característica fundamental é a sua baixa condutividade térmica, que permite certo tempo de exposição até que a temperatura da armadura situadada no interior do concreto seja elevada. Por isso, para atender à situação de incêndio, a espessura da camada de recobrimento pode ser maior do que a necessária em temperatura ambiente.

Extinguidos os recursos de proteção ativa e passiva, o concreto será exposto ao fogo e a deterioração é inevitável, mas existem recursos de seleção e proporcionamento dos materiais para melhorar o desempenho nesta condição. Elevado consumo de agregados ou baixo consumo de aglomerantes, escolha de agregados de baixa condutividade térmica como calcários, basaltos e agregados leves e utilização de adições minerais são medidas apropriadas.

Nos concretos de porosidade refinada ou mesmo nos convencionais com alto teor de umidade, o lascamento explosivo deve ser considerado. Em geral, o *spalling* ocorre entre 250 ºC e 400ºC e provocam grandes danos ao elemento estrutural, tanto pelo desprendimento de partes da seção como pela exposição prematura das armaduras.

Aumentar a porosidade para evitar o lascamento explosivo não deve ser a solução porque os concretos de alta durabilidade em meios agressivos têm porosidade refinada.

A solução mais indicada é a inclusão de fibras de baixo ponto de fusão, normalmente a de polipropileno com teor de 2 kg/m³. Entretanto, várias pesquisas mostram que esta quantidade pode ser reduzida, o que é importante para o CAA dado que as fibras diminuem a fluidez dos concretos.

Quanto maior o índice de forma das fibras, menor o volume necessário para criar um caminho que percole o espaço e que permita liberar o vapor após as fibras serem fundidas e absorvidas pela matriz do concreto.

Quando há interesse de aumentar a ductilidade e a resistência residual do elemento estrutural ou quando a camada de cobrimento das armaduras é muito espessa, maior do que 40 mm, a adoção de uma malha de aço com cobrimento de 15 mm, em conjunto com a fibra polimérica, tem indicado bons resultados.

# 5 CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL

O concreto auto-adensável, como hoje é conhecido, foi desenvolvido no Japão na década de 1980 devido à necessidade de se obter estruturas com melhor qualidade e um processo construtivo mais seguro, que causasse menor impacto ao meio ambiente e à saúde dos trabalhadores. A indústria da construção japonesa identificou que as principais deficiências das estruturas de concreto eram decorrentes de falhas de concretagem causadas pela dificuldade de adensar o concreto em zonas densamente armadas e pela escassez de mão-de-obra qualificada, Nunes[100 p. 2.3].

Entretanto, segundo Collepardi[101], em meados das décadas de 1970 e 1980 já se produzia um concreto fluido lançado sem qualquer auxílio de vibração e muito próximo ao que se chama hoje de CAA.

Nunes[100 p. 2.4] lembra que a execução do concreto sem vibração não é propriamente uma novidade e exemplifica a execução de estacas, onde não havia armadura ou era muito reduzida, e as concretagens submersas. Outro exemplo é a execução de paredes diafragma.

Inspirado no concreto submerso que precisa ser coeso a ponto de resistir à lavagem, o professor Okamura da Universidade de Tóquio sugeriu, em 1986, o uso desse tipo de concreto para as estruturas usuais. O primeiro protótipo foi obtido em 1988 e a partir daí este concreto rapidamente se popularizou entre os grandes centros de pesquisa do mundo e vem continuamente sendo aprimorado. A primeira aplicação foi em 1990 num edifício no Japão, Nunes [100 pp. 2.4, 2.5 e 2.9].

Muitas aplicações do CAA foram realizadas com sucesso em vários tipos de estruturas como pré-moldados em geral, edifícios convencionais moldados “in loco”, pontes, reservatórios, contenções, pisos, pavimentos, recuperação de estruturas, revestimento de túneis, entre outros. Exemplos podem ser consultados em Nunes [100 pp. 2.9-2.18], Repette[102 p. 1527], Alencar[73 pp. 3-4], Tutikian e Dal Molin[67 pp. 12-25; 117-130] e Domone[103].

Será visto nas seções 5.1 e 5.2 que foram estabelecidos conceitos e desenvolvidos ensaios para classificação e avaliação do CAA. Além disso, com os recursos disponíveis, principalmente os aditivos superplastificantes de terceira geração, possibilitou-se produzir esses concretos coesos com melhor desempenho de fluidez e de resistência e com menor consumo de aglomerantes. Esses fatos fazem do CAA um concreto de melhor desempenho do que aqueles concretos fluidos produzidos no passado.

## 5.1 CARACTERÍSTICAS

Como definido na introdução, o concreto auto-adensável é aquele concreto que ao ser lançado é capaz de se espalhar, ultrapassar e envolver as armaduras e preencher de forma homogênea o elemento estrutural que está sendo moldado apenas por meio do peso próprio.

Na literatura essas habilidades são expressas como três requisitos funcionais que devem ser atendidos simultaneamente: capacidade de preenchimento, resistência à ocorrência de segregação e capacidade de passar entre espaços estreitos, Skarendahl e Petersson[64] apud Nunes (100 p. 3.14).

A capacidade de preenchimento depende da fluidez do concreto e é caracterizada pela distância que o concreto percorre a partir do ponto onde é lançado e pela velocidade de deformação, Nunes (100 p. 3.15).

A resistência à segregação é ressaltada porque o CAA é mais propício a esse evento quando a viscosidade é muito baixa. Como a tensão de escoamento é muito reduzida procura-se uma viscosidade moderada para o CAA, Figura 63.

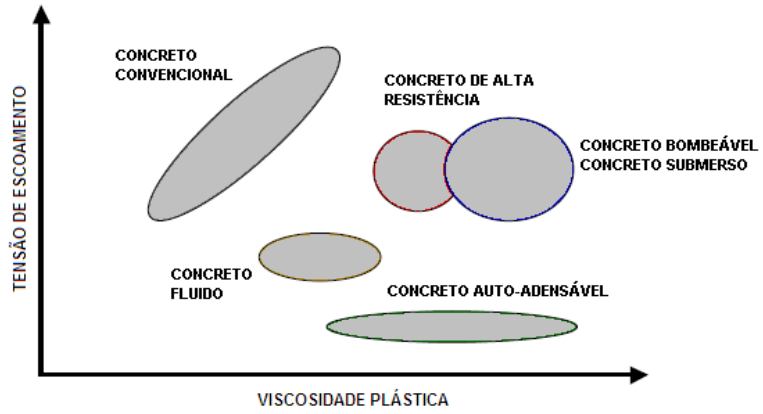


**Figura 63 – Parâmetros reológicos do concreto em função do tipo de aplicação, Nunes(100 p. 3.3).**

A capacidade de passar por espaços estreitos decorre da presença de armaduras e/ou estrangulamentos da seção do elemento a ser concretado, onde o concreto deve fluir sem segregar mesmo na presença destes obstáculos.

O CAA não é necessariamente auto-nivelante, embora essa característica deva ser procurada em lajes para minimizar serviços de acabamento, Nunes (100 p. 3.2).

---

64 SKARENDAHL, Á. e PETERSSON, O. "Self-Compacting Concrete", State-of-Art report of RILEM Committee 174-SCC, Report 23, RILEM Publications, 2001.

O EPG[7 p. 35] admite, especialmente nos CAA menos fluidos e nas peças que tenham detalhes nas fôrmas que propiciem o aprisionamento de ar, a aplicação de leves batidas nas fôrmas para ajudar expulsar o ar aprisionado e melhorar o acabamento. Também é possível o auxílio no nivelamento e acabamento das lajes, Figura 64. A vibração deve ser evitada sob pena de causar segregação do concreto, uma vibração muito leve e cuidadosa ainda é permitida pelo EPG, mas isso deve ser encarado como um recurso excepcional.

**Figura 64 – Regularização em laje executada com CAA, EPG[7 p. 36].**

Portanto, a consolidação é obtida sem auxílio de vibradores ou compactadores. Os serviços de espalhamento, por exemplo, na concretagem de uma laje, são extremamente minimizados, sem necessidade de pás e enxadas e pode ser feito apenas com rodo para regularização. Para garantir o acabamento é necessário também uso de desempenadeira.

Como o CAA tem comportamento próximo ao de um fluido newtoniano, é esperado que exerça pressão lateral nas fôrmas maior do que a exercida pelo CCV.

No caso de edifícios residenciais com peças de pequena altura, menores do que 60 cm, contatou-se que não era necessária qualquer modificação nas fôrmas concebidas para receber um CCV. No caso das fôrmas altas, a pressão lateral torna-se significativa e se aproxima da hidrostática. Repette[102 pp. 1525-1526].

O EPG[7 p. 29] recomenda que se considere a pressão hidrostática no projeto das fôrmas. Portanto, o cálculo da pressão lateral deve ser feito considerando a massa específica do concreto e o coeficiente de empuxo lateral igual a 1.

O CAA pode ser bombeado tanto pelo topo como pela base da peça, mas quando concretado pela base, pressões superiores à hidrostática podem atuar, Repette[102 p. 1526].

As pressões crescem com o aumento da velocidade de concretagem, por exemplo, Repette[102 p. 1526] cita pesquisa onde foram medidas pressões laterais na base de um painel lateral com 3 m de altura. Com velocidade de 0,8 m/h, a pressão medida correspondeu a 20% da hidrostática, a 1,4m/h a pressão cresceu para 42% e a 2,3m/h mediu-se 65%.

Apesar da maior solicitação lateral, deve-se levar em conta também que parte da energia da vibração é absorvida pelas fôrmas, ou seja, no CAA não haveria essa solicitação. Se este aspecto for predominante, pode implicar em maior reaproveitamento das fôrmas e menor custo deste material.

Outra preocupação quanto às fôrmas é a sua estanqueidade, onde o CAA é mais suscetível de perder argamassa pelas frestas das fôrmas, que devem ser cuidadosamente seladas, Alencar(73 pp. 140-141).

No caso do concreto bombeado, o CAA exercerá menor atrito contra as paredes da tubulação do que o CCV, em conseqüência haverá menor desgaste, Nunes(100 p. 2.19).

Afirmou-se que a diminuição da dependência de operários qualificados para os serviços de adensamento foi um dos fatores que impulsionaram o uso do CAA no Japão. Basta analisar uma especificação para execução de um concreto adensado por vibradores de imersão, os mais usuais, para verificar que este procedimento demanda certas habilidades do operador. Em geral, se tem uma série de recomendações sobre a utilização, envolvendo a freqüência e raio de ação do equipamento, a inclinação, a velocidade e a duração da imersão e da retirada da agulha no concreto e a necessidade de evitar o contato do vibrador com as fôrmas, NBR 14931(104).

Em estruturas com elevada taxa de armadura e formas complexas, o acesso do vibrador é dificultado, sendo o CAA mais indicado para evitar deficiências de adensamento, Gomes(64 p. 6).

Como discutido nos itens 2.4 e 2.5, o desempenho do concreto tem forte relação com a sua porosidade, particularmente os poros capilares e maiores. No caso do adensamento deficiente, os vazios serão de grande dimensão, trazendo sérias deficiências ao desempenho da estrutura.

No concreto vibrado, o diâmetro da agulha do vibrador tem que ser menor do que o espaço entre as barras longitudinais, o que obriga, em determinadas situações, o alojamento das barras em camadas e isto aproxima o centro de gravidade das armaduras em relação ao eixo neutro da seção, diminuindo a eficiência destas para a flexão. O CAA propicia maior liberdade para o arranjo das armaduras.

Além disso, a simples eliminação do vibrador implica: na eliminação deste custo direto, o que inclui a mão-de-obra associada, o equipamento e a energia consumida; em maior

segurança na obra devido à eliminação de equipamento elétrico em ambiente úmido e na diminuição do ruído da construção.

Segundo Nunes[100 p. 2.15], o ruído originado pelos vibradores por vezes excede os 100 dB no interior de uma fábrica. Conforme Bartos e Söderlind[65] apud Alencar[73 pp. 3-4], o ruído na produção do CAA pode ser cerca de um décimo daquele causado pelo CCV.

No caso do CCV, usualmente há preocupação adicional no lançamento do concreto em alturas superiores a 2 m para não causar segregação, NBR 14931[104], o que praticamente obriga que os pilares tenham janelas nas fôrmas caso não se queira alterar a composição do concreto. Embora o concreto vibrado possa ser dosado para atingir determinada coesão e permitir maiores alturas de queda livre, no CAA bem proporcionado isto é inerente. Mesmo assim, o EPG[7 p. 33] recomenda que se façam testes para avaliar se o concreto lançado em queda livre é propício à segregação e ao aprisionamento de ar. O EFNARC[105 p. 10] indica que a queda livre do CAA deve ser limitada a 5m.

Para a execução de elementos inclinados, como rampas, o EPG [7 p. 14] indica um CAA mais coesivo e de menor fluidez. Dependendo da inclinação deverá ser utilizada fôrma na face superior para conter o concreto ou optar pelo concreto vibrado.

Quanto ao custo do concreto auto-adensável é preciso analisar a alternativa tecnológica e não simplesmente o preço do material, Repette[102 p. 1529]. Estudo realizado por Alencar [73 p. 163] concluiu que o custo do material para produzir um concreto com $f_{c28}$ igual a 50 MPa e *slump-flow* da ordem de 70 cm era cerca de 15% maior do que um concreto de mesma resistência vibrado. Entretanto, quando analisou o custo total de produção desse concreto para uma fábrica de pré-moldados, esse incremento foi de apenas 2%.

Conforme Tutikian e Dal Molin[67 pp. 117-130] a adoção do CAA pode representar uma redução do custo direto da obra e apresentam vários exemplos: pré-moldado com $f_{ck}$ igual a 25 MPa (custo do material, 24% superior e global, 3% inferior); moldado "in loco" em edifícios convencionais em Goiânia (custo global, 8% superior) e moldado "in loco" em edifícios convencionais em Porto Alegre (custo global do CAA com adição de cinza volante inferior ao custo do CCV).

Dois pontos são críticos no custo do CAA em comparação com o CCV, o primeiro é o custo dos aditivos superplastificantes que implicam em uma majoração no custo do material e

---

[65] BARTOS, P.J.M and SÖDERLIND, L., Environment and ergonomics. In: Brite EuRam Program: Rational production and improved working environment through using self compacting concrete. Task 8.5, p.1-31, 2000.

o outro é o custo da mão-de-obra que no Brasil é comparativamente menor do que em países mais desenvolvidos. Apesar disso, os exemplos citados mostram que a adoção do CAA é viável. Entretanto, a tendência é que a vantagem competitiva do CAA aumente porque, com o crescimento econômico, o custo da mão-de-obra deve aumentar e com a disseminação do uso dos aditivos superplastificantes, o preço desse material tende a cair.

O concreto auto-adensável pode ser feito com os mesmos materiais dos concretos vibrados, quais sejam cimento Portland, adições minerais hidráulicas e pozolânicas, fíleres, aditivos químicos (usualmente superplastificantes e/ou modificadores de viscosidade), água e agregados, além de pigmentos e fibras, EPG (7 pp. 15-18).

Eventualmente, dependendo da aplicação, outros tipos de aditivos como retardadores ou aceleradores, entre outros podem ser necessários.

Os princípios gerais de seleção dos materiais dos concretos vibrados valem para o CAA, entretanto o auto-adensável não conta com a "ajuda" da energia externa dos vibradores, portanto depende mais da composição estabelecida. Se possível, a seleção de partículas arredondadas, tanto dos agregados quanto dos materiais finos, deve ser adotada. Na seção 3.3 foram discutidos alguns aspectos sobre a distribuição granulométrica.

A utilização das adições minerais e fíleres é fundamental para tornar o concreto coeso e limitar o consumo de cimento Portland, com redução do calor de hidratação e retração térmica, EPG (7 p. 15).

A compatibilidade do aditivo superplastificante com os aglomerantes é imperativa na obtenção do CAA, onde a dispersão das partículas deve ser mantida durante um tempo adequado ao lançamento do concreto.

Uma recomendação freqüente é que o cimento tenha um teor de $C_3A$ menor do que 10%, o que proporcionaria um melhor controle reológico do concreto, EFNARC(105 p. 12), Gomes e Barros(64 p. 51), Tutikian e Dal Molin(67 p. 28).

O CAA é menos tolerante às alterações dos materiais constituintes e necessita de uma cuidadosa supervisão de todos os aspectos de produção e lançamento. Mudanças intrínsecas à natureza dos materiais devem ser previstas e o CAA deve ser robusto para tolerar certas variações, por exemplo, uma oscilação no teor total de água entre 5 e 10 L/m³, EPG (7 pp. 23-24).

Consumo de materiais finos (partículas menores do que 0,125 mm) entre 380 kg/m³ e 600 kg/m³, volume de pasta entre 300 L/m³ e 380 L/m³, consumo de água entre 150 L/m³ e 210 L/m³, consumo de agregado graúdo entre 270 L e 360 L, teor de areia entre 48% e 55%

da massa total dos agregados e relação água/materias finos, em volume, entre 0,85 e 1,1, são valores típicos de composições do CAA segundo o EPG [7 p. 21].

## 5.2 ENSAIOS AUXILIARES PARA ESTUDO DA PASTA E DA ARGAMASSA E ENSAIOS ESPECÍFICOS PARA AVALIAÇÃO DO CAA

Os ensaios usuais para estudo e controle dos concretos convencionais no estado fresco não são suficientes para caracterizar o CAA, por isso foram desenvolvidos vários tipos de ensaios específicos. A seguir serão descritos os ensaios auxiliares para estudo da pasta e da argamassa, mini-abatimento e cone de Marsh respectivamente, e os ensaios utilizados nesta pesquisa para avaliação do concreto.

### 5.2.1 MINI-ABATIMENTO (KANTRO)

Este ensaio proposto por Kantro[66] apud Bucher[106] é útil para estudar a interação do aditivo com o cimento Portland ou com o conjunto dos aglomerantes ou materiais finos em geral.

Liborio[2] tem utilizado este ensaio desde 1988 para estudar a compatibilidade do cimento com aditivo, onde para certo tipo de cimento são testadas várias marcas comerciais de aditivos e é escolhido aquele com melhor desempenho. Além de selecionar o melhor aditivo para aquele cimento, o ensaio indica o ponto de saturação que corresponde à máxima dosagem deste material, ou seja, a partir desse ponto acrescentar mais aditivo não implica em significativa alteração da fluidez da pasta.

O procedimento consiste em preencher o interior do tronco de cone com a pasta a ser estudada e verificar a área de espalhamento do fluido ao levantar o molde. Variando-se o teor do aditivo superplastificante se obtém o ponto de saturação. Também é possível avaliar a estabilidade da dispersão com o tempo, Liborio[2]. A Figura 65 ilustra a seção transversal do tronco de cone utilizado para moldar a pasta.

---

[66] KANTRO, D.L., Influence of water-reducing admixtures on properties of cement paste – a miniature slump test. Cement, Concrete and Aggregates, v.2, nº2, p. 95-102, 1980.

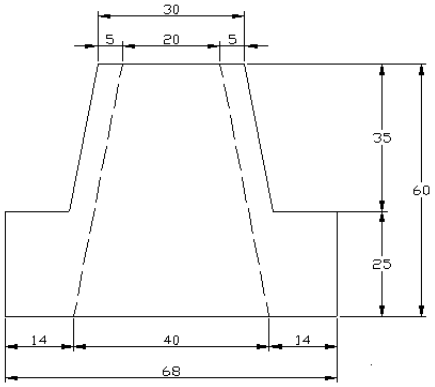


**Figura 65 – Seção transversal do tronco de cone para ensaio do mini-abatimento, dimensões em mm, Liborio[2].**

O ponto de saturação pode ser obtido a partir de um gráfico, conforme Figura 66.

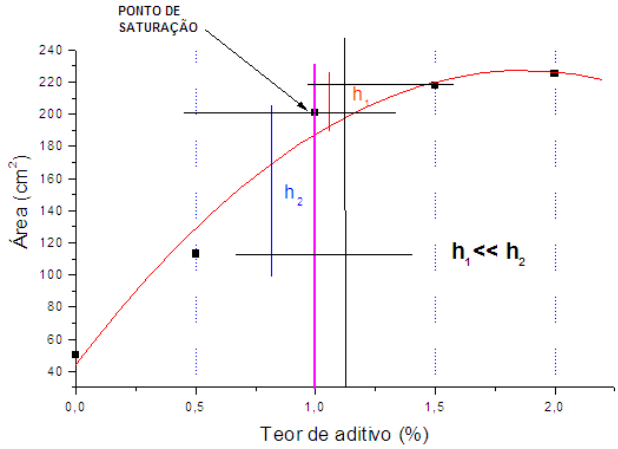


**Figura 66 – Determinação do ponto de saturação do aditivo superplastificante, Liborio[2].**

## 5.2.2 CONE DE MARSH

A mesma avaliação do ponto de saturação do aditivo pode ser feita com o cone de Marsh, também utilizado para avaliar o índice de fluidez[67] de caldas de cimento para injeção, cf. NBR 7682[107].

O ensaio consiste em medir o tempo necessário para fluir certa quantidade de material através do orifício inferior do cone.

A Figura 67 ilustra o equipamento que também pode ser utilizado para estudar a fluidez de argamassas.

[67] Tempo necessário para o volume de 1.000 cm³ de calda escoar através do funil.

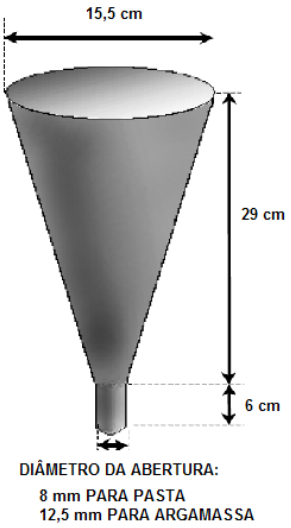


**Figura 67 - Ensaio do cone de Marsh, Gomes[79 p. 27].**

Castro[65 p. 112] considera que a escolha entre o ensaio do mini-abatimento ou do cone de Marsh é pessoal, mas sugere que sejam utilizados os dois ensaios porque o ensaio do mini-abatimento está mais relacionado à tensão de escoamento, enquanto que o cone de Marsh tem maior relação com a viscosidade. Caso a pasta ou argamassa não flua através do cone é sinal de que o peso do fluido contido no cone não é suficiente para vencer a tensão de escoamento, entretanto a rugosidade das paredes do cone também influencia e quanto mais lisa, melhor.

### 5.2.3 *SLUMP-FLOW*

Este ensaio, normalizado pela ASTM C 1611[108], utiliza o mesmo cone do ensaio que mede a consistência do CCV, NBR NM 67[5]. Entretanto, como a tensão de escoamento do CAA é muito baixa se mede o diâmetro (média de duas medidas ortogonais) do concreto espalhado, o *slump-flow*. Também difere em relação ao ensaio tradicional quanto à moldagem, que é feita sem qualquer auxílio de compactação ou vibração.

A Figura 68 mostra o aparato utilizado.

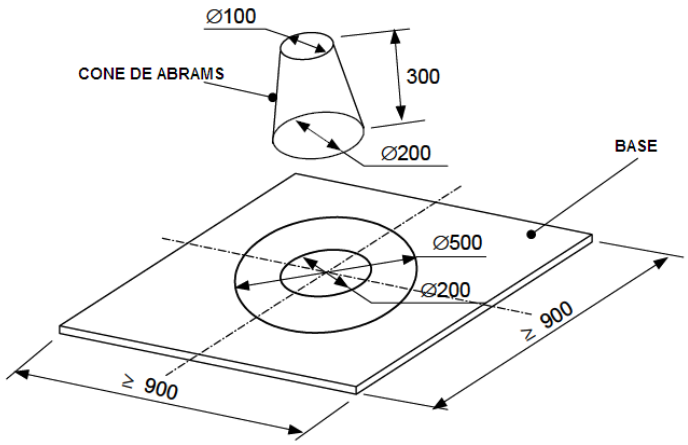


**Figura 68 - Ensaio do *slump-flow*, dimensões em mm, Schutter[109].**

Quanto maior o *slump-flow*, menor a tensão de escoamento do concreto. O ensaio é útil para avaliar a fluidez do concreto em condições não confinadas, EPG[7 p. 12].

Este ensaio também pode ser utilizado para avaliar a viscosidade do concreto através da medida do tempo necessário para atingir o diâmetro de 500 mm, esse tempo é chamado de $T_{500}$ e quanto maior entende-se que o concreto é mais viscoso, ASTM C 1611[108].

Deve-se observar se existem sinais de segregação como a formação de uma pilha de agregado no centro, auréola de argamassa na borda do círculo ou exsudação de água, onde a ocorrência de algum desses sinais indica que o proporcionamento do concreto não está bom.

A ASTM C 1611[108] criou um indicador visual da estabilidade, o VSI (*Visual Stability Index*), Tabela 12, onde, nesse código, segregação refere-se à separação dos agregados da pasta.

**Tabela 12 - Indicador visual da estabilidade através do ensaio do *Slump flow*, ASTM C 1611[108].**

| VSI | Critério |
|---|---|
| 0 (altamente estável) | Nenhuma evidência de segregação ou exsudação |
| 1 (estável) | Nenhuma evidência de segregação, mas ligeira exsudação observada através do brilho da água na massa do concreto |
| 2 (instável) | Presença de uma fina auréola de argamassa com menos de 10 mm de espessura e/ou pilha de agregado no centro da massa |
| 3 (altamente instável) | Clara segregação evidenciada pela presença uma auréola de argamassa com mais de 10 mm de espessura e/ou uma grande pilha de agregado no centro da massa |

A Figura 69 traz alguns exemplos de classificação VSI.

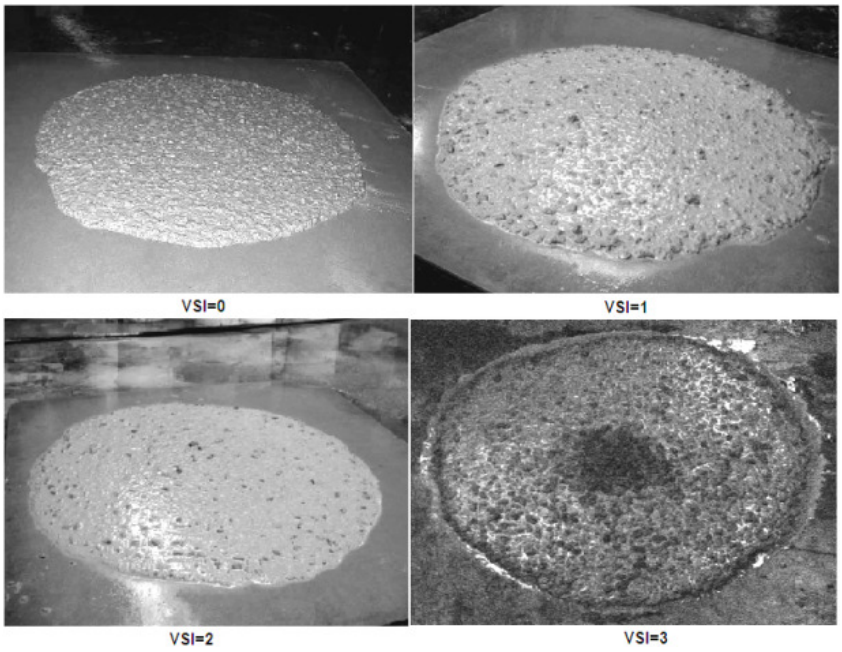


**Figura 69 - Exemplos de classificação VSI, adaptado da ASTM C 1611[108].**

Portanto, um VSI menor ou igual a 1 seria aceitável, entretanto, conforme Sedran e De Larrard[68] apud Gomes e Barros[64 p. 45], concretos sem esses sinais podem apresentar segregação em condições estáticas. Por isso, indicaram que melhor avaliação podia ser feita através da medida da submersão do agregado graúdo em corpos de prova cilíndricos com 16 cm de diâmetro e 32 cm de altura, moldados sem nenhum tipo de vibração e rompidos à tração por compressão diametral. Estabeleceram o critério de que o agregado graúdo mais próximo do topo deve distar no máximo de 5 mm desta referência.

Koehler e Fowler[59 p. 293] consideram que o *slump-flow* é adequado para avaliar a capacidade de preenchimento e serve como medida indireta da tensão de escoamento. Afirmam que a medida do $T_{500}$ é importante para avaliar a viscosidade e que o ensaio é facilitado se o tronco de cone for posicionado na posição contrária à usual, ou seja, apoiado na base menor. Consideram também que o VSI não é suficiente para avaliar a segregação.

Schutter[109] indica este ensaio tanto para o laboratório quanto para o campo, compreendendo a medida do *slump-flow* e do $T_{500}$, como preferencial para avaliar a capacidade de preenchimento.

---

[68] SEDRAN, T. e DE LARRARD, F., Optimization of self-compacting concrete thanks to packing model. In: First International Rilem Symposium on Self-compacting Concrete, p.321-332, Estocolmo, 1999.

## 5.2.4 ANEL "J"

Quando se quer avaliar a habilidade passante, pode-se utilizar o ensaio do Anel "J", regido pela ASTM C 1621[110].

Neste ensaio também se utiliza o cone de Abrams, mas o fluxo é dificultado pelos pinos fixados ao anel, cf. Figura 70. A posição do cone pode ser da forma indicada na figura ou invertida, com o maior diâmetro voltado para cima, o importante é que os ensaios realizados com e sem o anel sejam realizados da mesma forma.

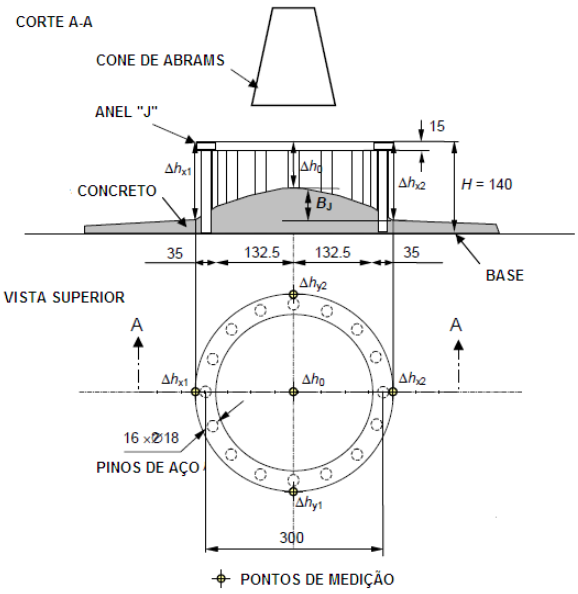


**Figura 70 - Ensaio do anel "J", dimensões em mm, adaptado de Schutter[109].**

Existem duas alternativas de avaliação.

A norma ASTM C 1621 considera que não há dificuldade para ultrapassar obstáculos caso a diferença entre o diâmetro do concreto espalhado com o anel e sem o anel for menor do que 2,5 cm. Entre 2,5 e 5 cm, a condição é intermediária com alguma possibilidade de bloqueio e acima de 5 cm não atende.

Outra opção é medir as alturas localizadas nas bordas, indicadas na Figura 70, e obter a média. A diferença dessa média com a altura da parte central não deve ser maior do que 10 mm, EFNARC[105 p. 8].

Koehler e Fowler[59 p. 281] consideram que este ensaio é apropriado para avaliar a habilidade passante. Indicam que o cone deve ser utilizado na posição invertida à usada nos ensaios com CCV e que a avaliação deve ser feita pelas diferenças de altura e não pela

diferença de diâmetros. Consideram ainda que a avaliação no laboratório é suficiente, dado que na produção em campo as variações são mais prováveis na pasta o que refletiria no ensaio do *slump-flow*.

Schutter[109] indica este ensaio e o do caixa "L" como preferenciais para avaliar a capacidade de passagem por obstáculos.

### 5.2.5 CAIXA "L"

A finalidade deste ensaio é avaliar a habilidade passante, mas também tem relação com a capacidade de preenchimento. A caixa tem dois compartimentos separados por uma comporta e o fluxo é limitado por duas ou três barras de aço com diâmetro de 12,5 mm e uniformemente distribuídas, Figura 71.

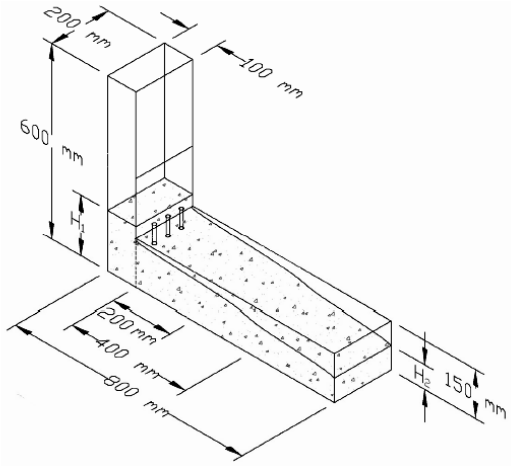


**Figura 71 - Ensaio da caixa "L". Koehler e Fowler [59 p. 309].**

Com a comporta fechada, o compartimento vertical é preenchido com concreto sem qualquer auxílio de vibração ou compactação e após um repouso de cerca de 1 minuto, a comporta é aberta. Assim que o movimento é estabilizado, são medidas as alturas $h_1$ e $h_2$, Schutter[109]. A relação $h_2/h_1$ expressa a habilidade passante, usualmente indica-se que essa relação deva ser superior a 0,80, mas o EPG [7 p. 46] admite 0,75 como um limite inferior de aceitação.

Também se indica medir os tempos que leva o concreto para percorrer as distâncias de 20 cm, $t_{20}$, e 40 cm, $t_{40}$, indicadas na Figura 71. Entretanto, não se obteve boa correlação entre esses tempos e o $T_{500}$ do ensaio do slump-flow provavelmente porque os primeiros são influenciados primariamente pelo bloqueio e pela viscosidade, enquanto que o último depende fundamentalmente da viscosidade, Koehler e Fowler[59 p. 283].

Para avaliar a habilidade passante Koehler e Fowler[59 p. 284] preferem o ensaio do anel "J" porque o ensaio da caixa "L" também é influenciado pela capacidade de preenchimento, o que dificultaria a interpretação dos resultados. Além disso, alegam que o equipamento é pesado e difícil de limpar.

Apesar disso, este ensaio é indicado para avaliar o CAA pelo EPG[7 p. 44] e por Schutter[109].

Alencar e Helene[69] apud Alencar [73 pp. 27-28] a partir de estudo experimental consideraram que o ensaio da caixa "L" é mais exigente do que o do anel "J", portanto se o concreto passar no primeiro deverá passar no segundo. Além disso, ponderam que o ensaio permite avaliar visualmente a capacidade de preenchimento e de auto-nivelamento do CAA.

Repette[102 p. 1516] indica algumas análise visuais como observar se há acúmulo de agregado graúdo junto às barras de restrição e se, após o escoamento, surgem marcas na superfície do concreto que indicam o posicionamento dessas barras.

### 5.2.6 FUNIL "V"

O EPG [7 p. 10;50] indica o funil "V" (Figura 72) ou o $T_{500}$ para avaliar a viscosidade. Também considera que o funil avalia a capacidade de preenchimento.

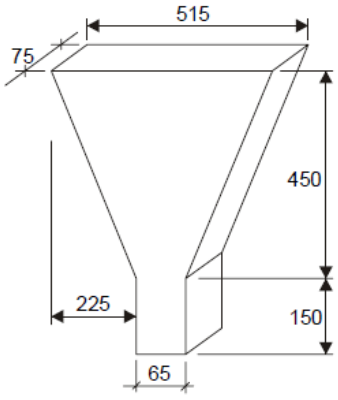


**Figura 72 - Ensaio do Funil "V", dimensões em mm, Schutter[109].**

[69] ALENCAR, R.S.A. e HELENE, P.R.L., Concreto auto-adensável de elevada resistência: inovação tecnológica na indústria de pré-fabricados. In: Revista Concreto e Construções. Ed. Ibracon, nº43, p. 46-52, 2006.

O procedimento de ensaio compreende: encher o funil com concreto, sem qualquer meio de compactação além da gravidade; deixar a massa em repouso por cerca de 10 segundos; abrir a portinhola e medir o tempo necessário para todo o concreto fluir pelo funil.

Koehler e Fowler[59 pp. 293-295] analisaram a viabilidade deste ensaio para avaliação dos concretos e argamassas, onde as dimensões do funil foram diminuídas no caso da argamassa. Obtiveram as seguintes conclusões:

a) o ensaio tem relação com a capacidade de preenchimento, habilidade de passagem entre obstáculos e com a resistência à segregação, entretanto o julgamento é do tipo passa/não passa e não permite avaliar essas propriedades de forma independente;
b) tempos baixos de fluxo indicam boas propriedades de fluidez, entretanto o ensaio não propicia meios de avaliar problemas quando os tempos são longos;
c) para fluidos sem segregação significativa, o tempo de fluxo no funil depende tanto da tensão de escoamento quanto da viscosidade plástica, mas como a tensão de escoamento no CAA é baixa, a dependência maior é com a viscosidade;
d) há indicativos que a correlação do tempo de fluxo no funil com a viscosidade plástica melhora para tempos inferiores a 10 segundos, mostrando a influência da segregação e bloqueio dos agregados graúdos. Essa conclusão é reforçada quando se avalia a relação do tempo de fluxo com a viscosidade plástica das argamassas, onde se obtém uma melhor correlação;

Devido à multiplicidade de fatores que influenciam no tempo de fluxo, dificultando a interpretação dos resultados, Koehler e Fowler concluíram que o ensaio não é indicado.

Para Schutter[109] este ensaio é indicado como uma alternativa à medida do $T_{500}$ no ensaio do *slump-flow*.

Alencar [73 pp. 32-33] indica que o ensaio pode ser utilizado como uma primeira avaliação da segregação, ao comparar o tempo do ensaio padrão, $t_v$, com o tempo obtido ao deixar o concreto em repouso por cinco minutos antes de medir o tempo de fluxo, $t_{v,5min}$. Caso o tempo aumente significativamente, provavelmente houve acúmulo de agregados na base do funil, onde segundo o EFNARC[105 p. 8] essa diferença de tempo deve ser inferior a 3 segundos.

## 5.2.7 TUBO “U”

Este ensaio proposto por Gomes [79 pp. 71-73], Figura 73, tem a finalidade de avaliar a segregação dos agregados graúdos dos concretos.

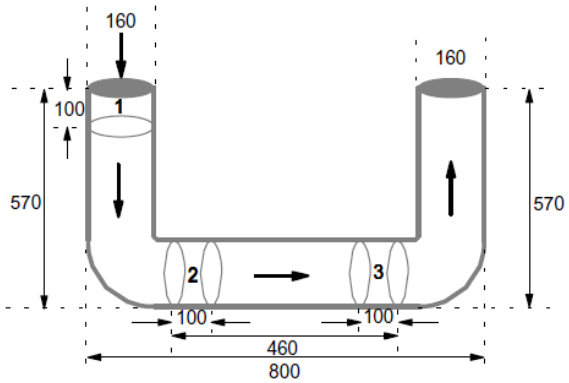


**Figura 73 - Ensaio do tubo "U", dimensões em mm, Gomes [79 p. 71].**

O tubo na posição indicada na Figura 73, é preenchido com concreto por uma das extremidades, de forma contínua e sem qualquer forma de adensamento além do peso próprio, até atingir a extremidade oposta. Após o início da pega, o tubo é deitado e são selecionadas as fatias indicadas.

As fatias são lavadas em separado sobre a peneira 5 mm para coletar os agregados graúdos que posteriormente são secados com toalha absorvente e pesados.

A massa dos agregados maiores do que 5 mm da fatia i é chamada de $P_{di}$.

Gomes definiu a relação de segregação, RS, como expresso na equação 46 e considerou que a segregação é desprezível quando RS é maior ou igual a 0,90.

$$RS = \min\left(\frac{P_{d1}}{P_{d2}}, \frac{P_{d1}}{P_{d3}}\right) \qquad \text{Eq. 46}$$

Para atingir a extremidade oposta, necessariamente o concreto tem que ser auto-nivelante, ao menos na situação do ensaio, entretanto essa condição não é obrigatória para classificar um concreto como auto-adensável.

## 5.2.8 TÉCNICA DA COLUNA

Este ensaio, nomeado de *Column Technique* pela ASTM C 1610[111], Figura 74, tem finalidade de avaliar a segregação do agregado graúdo em condições estáticas.

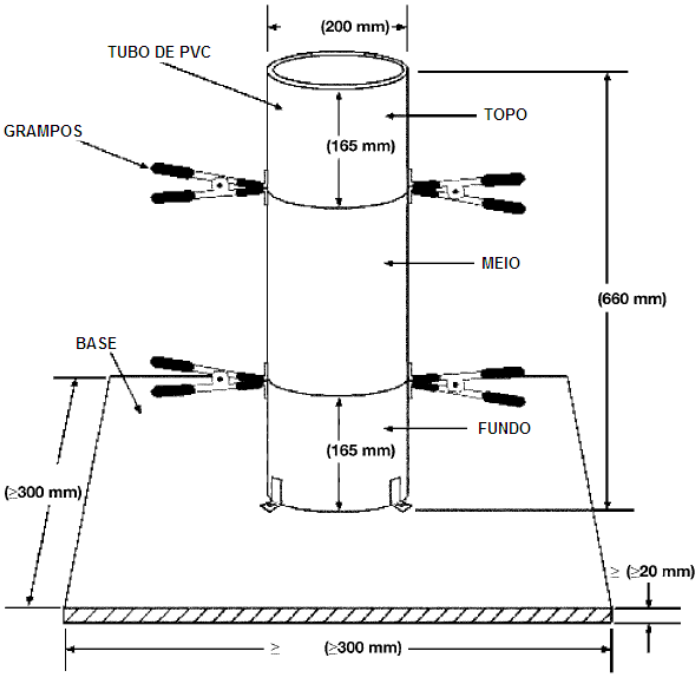


**Figura 74 – Coluna para avaliar segregação. Adaptado da ASTM C 1610[111].**

O procedimento consiste em moldar em cerca de 2 minutos, sem qualquer meio de vibração e compactação além do peso próprio do concreto, um cilindro com diâmetro de 20 cm e altura com 66 cm. Este cilindro é construído a partir da união de três tubos de PVC fixados de forma que seja possível a posterior separação e reaproveitamento das partes.

O concreto deve permanecer em repouso por cerca de 15 minutos, após o que, coleta-se, em separado, o concreto do topo e da base do tubo.

Cada amostra é lavada na peneira 4,75 mm de forma a separar os agregados graúdos que devem ser pesados na condição saturada superfície seca.

A segregação estática, medida em porcentagem, é obtida da equação 47, onde $CA_B$ e $CA_T$ correspondem à massa dos agregados graúdos coletados da base e do topo respectivamente.

$$S = 2 \times \frac{(CA_B - CA_T)}{(CA_B + CA_T)} \times 100 \qquad \text{Eq. 47}$$

Caso $CA_B < CA_T$, S=0.

Para avaliar a segregação Schutter[109] indica o ensaio *Sieve Stability Test* (ensaio para avaliar a estabilidade do concreto através do peneiramento), também chamado de GTM. Detalhes deste ensaio podem ser obtidos em Gomes e Barros[64 p. 42].

Koehler e Fowler[59 pp. 276-278] obtiveram boa correlação entre a técnica da coluna com o GTM, coincidindo justamente no valor crítico de 15% que é especificado pelo EPG [7 p. 45] para a classe de resistência à segregação SR2.

Alencar[73 p. 79] obteve boa correlação entre os resultados do tubo "U" com os da coluna, onde optou pela segunda opção devido à maior simplicidade do ensaio.

## 5.3 ESPECIFICAÇÃO

Não há diferença na especificação e no controle das propriedades do concreto endurecido do CAA em relação aos concretos vibrados.

Em princípio não deve haver diferença para controle dos materiais constituintes, mas o CAA é mais sensível às variações desses materiais, por isso recomenda-se que se façam testes de robustez para avaliação do concreto.

Quanto à produção e avaliação do concreto no estado fresco, a especificação do CAA precisa de recomendações adicionais e prescrições relacionadas à vibração são eliminadas.

Em relação à produção, foram discutidas na introdução deste capítulo as principais diferenças em relação ao concreto vibrado e as especificações devem levar estes fatores em conta. Um exemplo detalhado poder ser obtido em Alencar[73 pp. 125-154], que analisou as medidas necessárias para adaptar a produção de um fábrica de pré-fabricados para a produção do CAA.

Para permitir a avaliação do desempenho do concreto fresco são necessárias referências para os resultados dos ensaios. A Tabela 13, baseada em dados do EPG[7 pp. 10-14; 44-45], traz uma classificação, indica valores aceitáveis para os parâmetros dos ensaios e os associa às aplicações.

O EPG[7 pp. 12-14] criou três classes para o slump-flow, duas relacionadas à viscosidade, duas relativas à habilidade de passagem e duas para a resistência à segregação.

**Tabela 13 – Parâmetros para classificação e especificação do CAA, EPG[7 pp. 10-14; 44-45].**

| Propriedade / Parâmetro / Classe | Intervalo | Aplicação |
|---|---|---|
| Consistência / *Slump-flow* / SF1 | 550 ≤ SF(mm) ≤ 650 | Concreto simples ou com baixa taxa de armadura que são moldados pelo topo com livre deslocamento a partir do ponto de descarga; moldagem a partir de um sistema de injeção por bombeamento, túneis; seções pequenas que impeçam grandes fluxos horizontais, estacas. |
| Consistência / *Slump-flow* / SF2 | 660 ≤ SF(mm) ≤ 750 | Aplicável para a maioria das aplicações usuais, por exemplo, muros e pilares. |
| Consistência / *Slump-flow* / SF3 | 760 ≤ SF(mm) ≤ 850 | Aplicações verticais com armaduras muito congestionadas; estruturas com formas complexas. |
| Viscosidade / $T_{500}$ / VS1 | $T_{500}$(s) ≤ 2 | Estruturas com armaduras muito congestionadas; concreto auto-nivelante. |
| Viscosidade / $T_{500}$ / VS2 | $T_{500}$(s) > 2 | Indicado para limitar a pressão lateral nas fôrmas; Elementos que precisam de alta resistência à segregação. |
| Viscosidade / $t_v$ / VF1 | $t_v$(s) ≤ 8 | Estruturas com armaduras muito |

| Propriedade / Parâmetro / Classe | Intervalo | Aplicação |
|---|---|---|
| | | congestionadas; concreto auto-nivelante. |
| Viscosidade / $t_v$ / VF2 | $9 \leq t_v(s) \leq 25$ | Indicado para limitar a pressão lateral nas fôrmas; Elementos que precisam de alta resistência à segregação. |
| Habilidade de passagem / Caixa L ( h1÷h2) / PA1 | ≥ 0,8 com 2 barras | Elementos com armaduras espaçadas entre 80 mm e 100 mm. |
| Habilidade de passagem / Caixa L ( h1÷h2) / PA2 | ≥ 0,8 com 3 barras | Elementos com armaduras espaçadas entre 60 mm e 80 mm. |
| Resistência à segregação / GTM / classe SR1 | ≤ 20% | Lajes de pequena espessura e elementos verticais com distância de fluxo inferior a 5 m e espaçamento das armaduras maior do que 80 mm. |
| Resistência à segregação / GTM / classe SR2 | ≤ 15% | Elementos verticais com espaçamento das armaduras maior do que 80 mm e com distância de fluxo superior a 5 m ou com espaçamento das armaduras menor do que 80 mm e com distância de fluxo inferior a 5 m. |

O EPG(7 pp. 12-14) faz algumas observações adicionais: concretos produzidos com a classe SF3, em geral têm diâmetro máximo do agregado menor do que 16 mm porque são mais propícios à segregação, mas permitem melhor acabamento do que a classe SF2; concretos com a classe VS1 ou VF1 também são mais propícios à segregação e exsudação; ao especificar a classe VS2 ou VF2 e à medida que a viscosidade aumenta, maiores cuidados devem ser tomados quanto à qualidade do acabamento da superfície, como bolhas de ar aprisionado; quando a distância de fluxo é superior a 5 m e o espaçamento das armaduras é menor do que 80 mm, a segregação deve ser inferior a 10%.

Como referência adicional, a Tabela 14 fornece os valores indicados por diversas fontes para os ensaios discutidos nesta pesquisa.

**Tabela 14 - Valores recomendados para ensaios de aceitação do CAA.**

| Método | Unidade | Valores recomendados | | |
|---|---|---|---|---|
| | | **EFNARC** (105 p. 8) | **Gomes e Barros** (64 p. 48) | **Tutikian e Dal Molin** (67 p. 64) |
| Slump-flow | mm | 650 a 800 | 600 a 800 | 600 a 750 |
| $T_{500}$ | s | 2 a 5 | 2 a 7 | 3 a 7 |
| Anel J* | mm | 0 a 10 | 0 a 10 | 0 a 10 |
| Funil V | s | 6 a 12 | 6 a 15 | 6 a 12 |
| Funil V, 5 minutos** | s | 0 a 3 | 0 a 3 | 0 a 3 |
| Caixa L, $h_2/h_1$ | — | 0,8 a 1,0 | 0,8 a 1,0 | 0,8 a 1,0 |
| Caixa L, $t_{20}$ | s | — | 0 a 2 | — |
| Caixa L, $t_{40}$ | s | — | 0 a 4 | — |
| GTM | % | 0 a 15 | 0 a 15 | — |
| Tubo U, RS | % | — | 90 | 90 |

*medida do bloqueio pela diferença de altura.

** medida do acréscimo de tempo em relação ao ensaio do Funil V padrão.

Para completa caracterização do CAA é preciso realizar os ensaios relativos à capacidade de preenchimento, habilidade de passagem e segregação, mas para a produção em campo isto seria inviável. Por isso, Koehler e Fowler[59 p. 259] indicam apenas o *slump-flow* e o $T_{500}$ para receber o concreto fresco na fase de produção.

A principal função do adensamento é expulsar o ar preso na massa do concreto fresco, onde, segundo Giamusso[112 p. 33], os concretos bem adensados normalmente tem entre 1% e 2% de ar aprisionado.

Embora não tenha sido observada essa recomendação na literatura pesquisada, a verificação do teor de ar aprisionado poderia ser mais um indicador da auto-adensabilidade. O ensaio para determinação da massa específica e do teor de ar aprisionado do concreto fresco pelo método gravimétrico, regido pela NBR 9833[113], é indicado no método do IPT/EPUSP para CCV, Helene e Terzian [43 pp. 258-259].

Apesar de não ter sido estudada nesta pesquisa, uma adaptação do recipiente utilizado para o ensaio citado acima com inclusão de armaduras permitira avaliar o teor de ar aprisionado considerando a habilidade de passagem.

## 5.4 METODOLOGIAS DE DOSAGEM

Diversos métodos ou recomendações internacionais e nacionais para dosagem do CAA foram publicados à medida que as pesquisas foram se intensificando. Amplas descrições de diversos procedimentos podem ser obtidas em Koehler e Fowler[59] e Gomes e Barros[64].

Koehler e Fowler[59 p. 86] constataram que em geral, os métodos por eles analisados consideram o CAA como uma suspensão de agregados em pasta e procuram estabelecer três coisas: o volume de pasta, a composição da pasta e a composição dos agregados. Estes métodos são ora semelhantes ora diferentes nos critérios para definição da composição granular, do teor de materiais finos, da imposição de limites para a relação água-cimento, do volume de pasta, do teor de aditivo superplastificante, do uso de aditivos modificadores de viscosidade, do estudo em separado da pasta e da argamassa, etc.

Não caberia discutir aqui todos os métodos disponíveis e foram selecionados quatro métodos que têm relação, alguns pontos em comum, com o procedimento experimental adotado nesta pesquisa.

### 5.4.1 MÉTODO DE GOMES, GETTU E AGULLÓ

Este método está detalhado em Gomes e Barros [64 pp. 143-152] e foi proposto em 2002.

O método admite que a pasta governa o comportamento reológico do concreto. Com isso, as composições da pasta e do esqueleto granular são otimizadas em separado.

No estudo da pasta procura-se determinar duas relações, sp/c (massa do superplastificante/massa do cimento) e f/c (massa do fíler/massa do cimento).

Inicialmente é fixada uma relação a/c. Se utilizada uma pozolana como sílica ativa ou metacaulim, também é fixada a proporção dessa pozolana em relação à massa do cimento. No caso da cinza volante, na qual a dosagem pode superar 30% da massa de cimento, ela é considerada como fíler.

Com água e aglomerantes fixados, são ensaiadas pastas com diversas relações f/c.

Para cada pasta com diferente relação f/c é determinado o ponto de saturação do aditivo através do ensaio do cone de Marsh. Após definir o teor de aditivo, a pasta é verificada adicionalmente pelo ensaio do mini-abatimento que deve ter um diâmetro final de espalhamento igual 180±10 mm e tempo para atingir o diâmetro de 115 mm dentro do intervalo 2s a 3,5s. A pasta com estas propriedades é considerada adequada para produzir um CAA.

O esqueleto granular é definido pelo estudo da melhor mistura entre agregados graúdos e miúdos que propicie o menor teor de vazios. Com isso, procura-se diminuir o consumo de pasta.

O teor de vazios é calculado conforme o procedimento descrito na seção 3.4, com diferença que é considerada a massa unitária solta ao invés da compactada.

Com a composição da pasta e do esqueleto granular definidos, são ensaiados concretos com diversos volumes de pasta, onde o ponto ideal corresponde ao concreto com mínimo teor de pasta que atenda aos requisitos definidos paras os ensaios do *slump-flow*, Funil V, Caixa L e Tubo U. A Figura 75 mostra o diagrama que descreve o método.

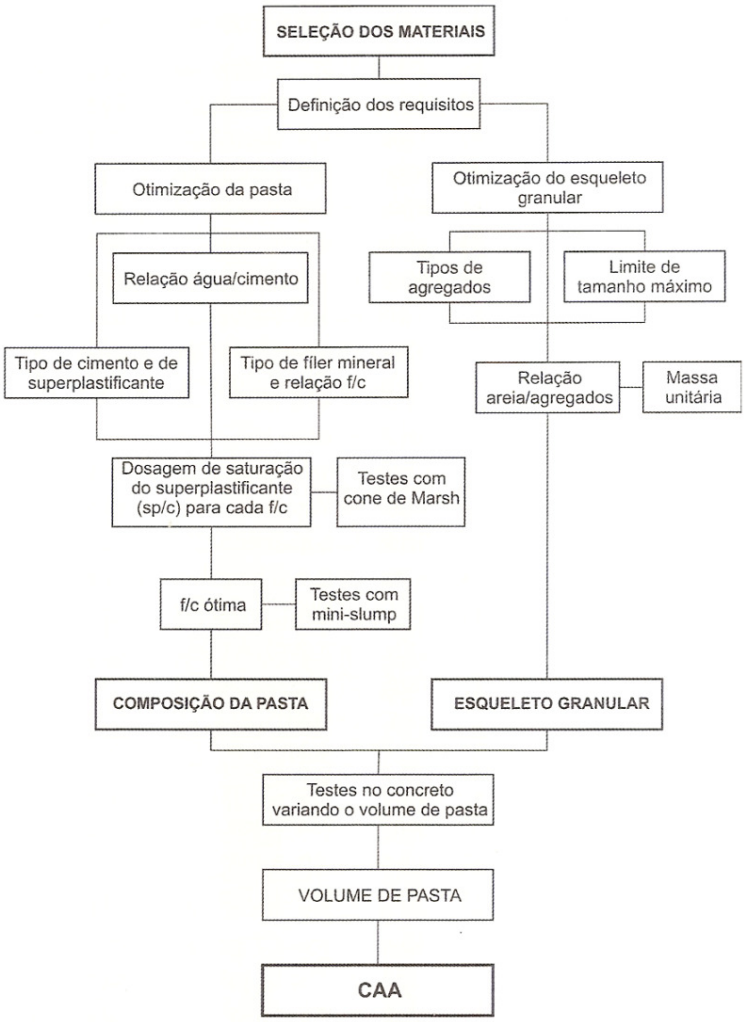


**Figura 75 – Diagrama do procedimento de dosagem de Gomes et al., Gomes e Barros [64 p. 145].**

## 5.4.2 MÉTODO DMDA (*DENSIFIED MIXTURE DESIGN ALGORITHM*[70])

Esta seção será descrita com base em Koehler e Fowler[59 pp. 77-78;88] e Hwang e Hung[114].

O método, originalmente concebido para concretos de alto desempenho vibrados, foi adaptado para o CAA em 2002 em Taiwan. O objetivo principal é minimizar o teor de água e cimento.

O primeiro passo consiste em obter a melhor composição da fase agregado, incluindo a cinza volante que é considerada como agregado. Para isso utiliza-se o método da mistura

[70] Em tradução livre DMDA significa uma rotina para dosar um concreto denso.

sucessiva, diferindo apenas na direção que parte da menor para a maior dimensão e na massa unitária que é ensaiada no estado solto.

Com essa composição obtém-se o teor de vazios e calcula-se o teor de pasta conforme a equação 48.

$$V_p = N \times V_v = (1 + \frac{S \times t}{V_v}) \times V_v \qquad \text{Eq. 48}$$

Onde $V_p$ é o volume de pasta, $V_v$ é igual ao volume ao volume de vazios, S a área superficial da composição dos agregados e t a espessura da pasta que envolve os agregados.

Este cálculo do volume de pasta é uma aplicação direta da teoria do excesso de pasta de Kennedy.

As referências citadas não indicam critérios para determinar t, mas Hwang e Tsai[75] dosaram cinco concretos auto-adensáveis com t variando entre 1,2 e 2,0.

Apesar de não ter sido aqui detalhado, o método do ICAR, Koehler e Fowler[59 p. 266], indica que o volume de pasta como resultado da soma de duas partes: a primeira, com volume entre 8% e 16% do volume total do concreto, dependendo da forma e texturas dos agregados e a segunda igual ao volume dos vazios remanescentes do empacotamento dos agregados.

O próximo passo é fixar uma relação água/cimento com base em considerações de resistência e durabilidade, onde a relação a/c deve ser superior a 0,42 para prevenir a retração autógena. Caso se utilize escória de alto-forno esse material é considerado como componente da pasta.

A dosagem termina ensaiando o concreto para determinar o teor de água, cimento e aditivo superplastificante, cuja soma deve igualar ao teor de pasta determinado, sendo a quantidade de água limitada a 160 L/m³.

Apesar das restrições citadas, no artigo de Hwang e Hung[114] foram apresentados tanto concretos com relação a/c menor do que 0,42 quanto com teor de água superior a 160 L.

### 5.4.3 MÉTODO DE ALENCAR E HELENE

Este método está descrito na dissertação de Alencar[73 pp. 64-68]. O procedimento foi definido a partir de alterações do método do IPT/EPUSP para o CCV, também chamado de método Ibracon, Alencar[73 p. 62].

A primeira modificação em relação ao método do Ibracon foi incluir o conceito de correção da coesão do concreto fresco a partir da substituição de parte do cimento por um fino

pozolânico ou parte do agregado miúdo por um fino não pozolânico. Esses materiais incluídos devem ser mais finos do que os substituídos parcialmente.

Primeiro, é fixado uma valor de m, relação da massa do agregado seco em relação à massa do cimento. Parte-se de um teor de argamassa da ordem de 53% e um percentual de substituição e relação água/aglomerantes baixos. Caso a primeira mistura não atenda aumenta-se o teor de substituição até o ponto onde a fluidez não melhore mais. Se essa medida não for suficiente aumenta-se o teor de aditivo e por último aumenta-se a relação água/aglomerante.

Se o primeiro teor de argamassa não for suficiente parte-se para um teor maior, três pontos percentuais a mais do que o anterior e mantém-se o teor de substituição, teor de aditivo e relação água/aglomerante definidos no último passo da verificação anterior.

O processo continua até obter o teor de argamassa ideal.

A cada ajuste de materiais, para cada teor de argamassa, são verificadas as propriedades do concreto a partir dos ensaios do *slump-flow*, Caixa L, Funil V e a técnica da coluna.

Posteriormente são determinadas outras composições para diferentes valores de m, para construir o diagrama de dosagem, mantém-se apenas o teor de argamassa e os demais parâmetros são determinados como descrito anteriormente. A Figura 76 ilustra este esquema de dosagem.

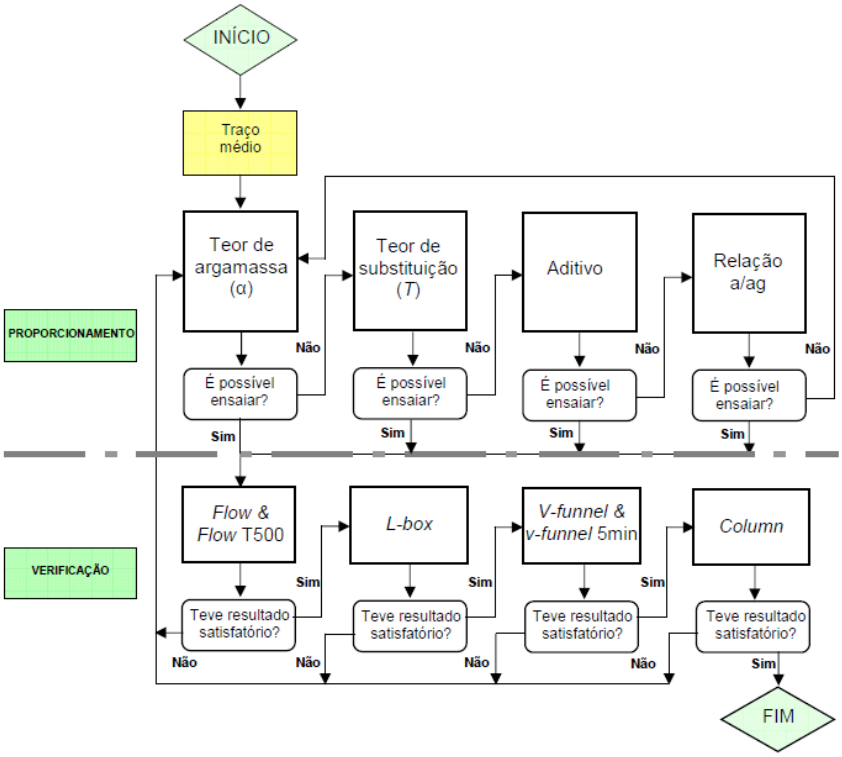


**Figura 76 – Esquema do procedimento de dosagem, Alencar** [73 p. 67].

## 5.4.4 MÉTODO DE TUTIKIAN E DAL MOLIN

Informações detalhadas deste método proposto em 2007 estão contidas em Tutikian e Dal Molin[67 pp. 91-115] e também em Gomes e Barros [64 pp. 126-134].

O método admite, em princípio, que quaisquer materiais utilizados para produzir o CCV podem ser adotados, quais sejam: cimento, agregados miúdos e graúdos e água, acrescidos de um material fino com granulometria inferior à do agregado miúdo e aditivo superplastificante.

Eventualmente pode ser adotada uma quantidade maior de tamanhos de agregados para melhorar o empacotamento e também utilizar aditivo modificador de viscosidade para melhorar a coesão do concreto fresco.

Recomenda priorizar a escolha de agregados arredondados e com a menor dimensão máxima possível[71] para maximizar o empacotamento e diminuir a possibilidade de segregação

[71] Conforme exposto no item 3.3, quanto maior a distância entre a maior e a menor partícula, maior a densidade de empacotamento obtida. Por outro lado, a maior dimensão do agregado potencializa o risco de segregação e bloqueio.

da mistura. Também recomenda que todas as faixas granulométricas sejam especificadas de forma a obter uma distribuição granulométrica contínua.

O esqueleto granular é obtido pelo método das misturas sucessivas, tomando os materiais dois a dois, em ordem decrescente de tamanho de partículas. Isso envolve desde a brita, passando pela areia, até o material fino que pode ser um fíler ou um material pozolânico. Todos são considerados como agregados inclusive a cinza volante e a escória de alto-forno se presentes.

Assume que uma composição granular obtida desta forma tem grande probabilidade de não segregar e não ter excesso de material fino. Caso se constate a segregação nas verificações posteriores, deve-se procurar outros materiais adotando um material mais fino ou adicionar um aditivo modificador de viscosidade.

O próximo passo é a determinação da relação a/c ou do teor de aditivo superplastificante. Isto é feito para um traço intermediário, adotando um valor de m, relação da massa do agregado seco em relação à massa do cimento.

Recomenda-se uma das seguintes opções: fixar um teor de aditivo com base no histórico de concretos similares ou determinar a relação a/c com base nas indicações da NBR 6188[4] ou em histórico.

Recomenda-se ainda que o teor de aditivo superplastificante seja o menor possível para garantir a viabilidade econômica do CAA. O ajuste final do teor de aditivo e de água é definido na avaliação direta no concreto através do atendimento das especificações definidas para os ensaios de avaliação do CAA.

O próximo passo é a determinação de outros pontos (diferentes valores de m) para obter uma família de concretos, onde a característica comum é o teor de aditivo e a proporção relativa entre os agregados incluindo os materiais pozolânicos. Portanto, o teor de argamassa pode variar.

Para cada concreto definido são feitos os ensaios para avaliação das propriedades mecânicas e outras características de interesse. A Figura 77 resume os passos do método.

**Figura 77 – Passos do método de dosagem de Tutikian e Dal Molin. Gomes e Barros [64 p. 127].**

## 5.4.5 ALGUNS COMENTÁRIOS SOBRE OS MÉTODOS DIANTE DO CONTEXTO DA PESQUISA

Há uma tendência natural dos materiais finos se aglomerarem, o que afeta a reologia e a resistência do concreto. Para dispersar a fração fina, indicam-se três ações: introdução de materiais mais finos (sílica ativa, metacaulinita, fíler, etc) em quantidade justa para servir como pontos de nucleação das partículas maiores, notadamente o cimento; utilização de aditivo químico que provoque a repulsão e/ou afastamento entre as partículas; aumento do consumo de água, o que também diminui o contato entre as partículas sólidas devido ao maior afastamento propiciado pela água (cf. seções 3.1 e 3.2).

A ação primária do aditivo é sobre as partículas de cimento, mas como os demais fatores interferem na dispersão a quantidade ótima deve ser obtida do conjunto.

As três ações citadas são claramente implementadas no método de Alencar e Helene, que seqüencialmente aumenta o teor de finos até um ponto onde não há mais ganho de fluidez, depois o teor de aditivo e por último aumenta a relação água/aglomerante, Figura 76.

Os demais métodos também procuram isto através de caminhos diferentes.

Alencar[73 p. 60] critica os métodos de dosagem onde o teor de aditivo é baseado no ponto de saturação da pasta ou da argamassa, onde argumenta que o teor ideal depende da interação de todos os elementos do concreto, ou seja, cimento, adições, areia e brita. Portanto, defende que o consumo de aditivo seja realizado diretamente no concreto.

Realmente, a reologia do concreto ou, de forma mais objetiva, o atendimento dos requisitos funcionais do CAA depende de todos os componentes. Entretanto, têm sido relatados bons concretos dosados a partir da otimização em separado da pasta e dos agregados e da posterior verificação do conjunto. A discussão é válida porque permite o aperfeiçoamento dos processos, onde um método pode ser mais prático do que outro.

O estudo em separado dos componentes também tem suas vantagens, por exemplo, a verificação da compatibilidade do cimento com o aditivo é muito facilitada quando se estuda apenas esses materiais através do método do mini-abatimento. Além de não introduzir novas variáveis ao problema que está se estudando, manipula-se uma pequena quantidade de material num ensaio de fácil realização.

Koehler e Fowler[59 pp. 239-252] encontraram boa correlação entre a viscosidade plástica do concreto com a da argamassa, desde que os concretos tenham sido bem proporcionados, com volume adequado de pasta. Para concretos com volume insuficiente de pasta, a correlação, através da comparação com ensaios no Funil "V", foi pobre, onde se concluiu que a segregação e a obstrução eram a causa da diferença. Citam ainda que, em geral, as argamassas demandam maior consumo de aditivos devido à maior relação água/finos em comparação aos concretos. Apesar disso, concluíram que a trabalhabilidade da argamassa poderia ser utilizada para avaliar os materiais e as proporções a serem utilizadas no concreto, desde que o volume de pasta fosse suficiente para considerar tanto a argamassa como o concreto como fluidos homogêneos do ponto de vista da caracterização reológica.

A fixação prévia da relação a/c ou do teor de aditivo superplastificante como ponto de partida para a dosagem faz sentido porque as duas variáveis são dependentes e há necessidade de fixar uma delas.

Entretanto, o desempenho do concreto, cf. seção 2.7, é fortemente influenciado pela porosidade da pasta. Portanto, não somente o cimento, mas também os demais materiais finos como as sílicas ativas e os fíleres influenciam e estes são abundantes no CAA. Diante disso, a menos que se queira garantir certa resistência inicial nos primeiros dias, a especificação da relação a/c associada à resistência e/ou durabilidade perde o sentido.

A redução do consumo de cimento Portland ou dos aglomerantes em geral, é mais efetiva quando se utiliza a máxima quantidade possível de aditivo superplastificante, o que corresponde ao ponto de saturação, cf. seção 3.1, procedimento indicado no método de Gomes et. al.

Apesar da maior relação sp/c, a redução do consumo de cimento também reduz o consumo do aditivo por m³, de forma que também é possível produzir concretos econômicos com este procedimento.

A outra medida é reduzir o volume de pasta como conseqüência da diminuição do volume de vazios dos agregados, procedimento também indicado em muitos métodos de dosagem.

Embora o fíler seja componente da pasta, em termos de dosagem, esse material pode ser considerado como integrante do empacotamento da fase granular. O que também é possível com os métodos em discussão.

Com isso estende-se a fase agregado até ao nível da pasta e reduz-se o consumo dos aglomerantes. Além disso, o concreto resultante é mais estável às variações volumétricas. Também foi visto na seção 4.1 que os produtos da hidratação são afetados pelas altas temperaturas em níveis inferiores à fase agregado, portanto espera-se que essa medida também melhore o desempenho do concreto nesta situação.

Pode-se constatar no programa experimental, capítulo 6, que os concretos desenvolvidos utilizam conceitos comuns aos métodos aqui detalhados e introduz novos procedimentos.

## 5.5 RESUMO DO CAPÍTULO 5

O capítulo iniciou com um histórico do desenvolvimento do CAA e a citação de algumas aplicações. Depois foram apresentados os requisitos funcionais (capacidade de preenchimento, resistência à ocorrência de segregação e capacidade de passar entre espaços estreitos) e discutidas as principais características desse tipo de concreto, envolvendo as vantagens e desvantagens e o custo em comparação aos concretos convencionais. Também foram discutidos alguns requisitos quanto aos materiais constituintes e as proporções típicas para produzir o CAA.

Da literatura pesquisada conclui-se que o CAA é um material viável tanto sobre o aspecto técnico quanto econômico.

Após essa introdução, detalharam-se os ensaios auxiliares para estudo da pasta e da argamassa (mini-abatimento e cone de Marsh) e os ensaios para avaliação do CAA (*slump-flow*, anel "J", caixa "L", Funil "V", Tubo "U" e Coluna da segregação). Procurou-se, para

cada ensaio, discutir a finalidade, vantagens/desvantagens e associação com as propriedades reológicas e/ou requisitos funcionais do concreto fresco.

Também foi feita a associação dos ensaios com a especificação do CAA e foram indicados os valores de referência usualmente adotados para a aceitação do concreto, assim como os cuidados que devem ser observados em situações extremas de fluidez ou de viscosidade excessiva.

Muitos métodos de dosagem do CAA foram desenvolvidos e foram selecionados quatro (Gomes, Gettu e Agulló; DMDA; Alencar e Helene; Tutikian e Dal Molin) para descrição e discussão frente às necessidades da pesquisa que é produzir um CAA de alta resistência com baixo consumo de cimento Portland.

# 6 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Como exposto na seção 1.1, este trabalho propõe uma caracterização ampla e o desenvolvimento de concretos auto-adensáveis de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e porosidade refinada. Além disso, propõe a inclusão de fibra de poliamida como forma de controle do lascamento explosivo e a apara de lã-de-rocha, onde o aproveitamento desse resíduo e uma posterior verficação da melhoria de alguma propriedade do concreto com essa adição possibilita uma nova alternativa à produção dos concretos.

A seguir será apresentada a metodologia experimental adotada neste trabalho que envolveu a caracterização dos materiais, estudos de empacotamento e dispersão das partículas, inclusão das fibras, dosagens dos concretos e realização dos ensaios para caracterização das propriedades mecânicas e de durabilidade e avaliação do lascamento explosivo dos concretos submetidos a temperaturas elevadas.

A obtenção do concreto de alta resistência com baixo consumo de cimento Portland tem sido uma prática do LMABC.

Por exemplo, Tiboni[115 p. 123;148] produziu um concreto com abatimento igual a 120 mm, resistência à compressão igual a 58 MPa aos 28 dias, consumo de 269 kg/m³ de cimento Portland e 47,5 kg/m³ de cinza da casca do arroz.

Liborio et al.[116] obtiveram um CAA, *slump-flow* igual a 665 mm, resistência à compressão igual a 59 MPa aos 28 dias e consumo de aglomerantes (cimento Portland e sílica ativa) igual a 319 kg/m³. Este CAA resultou de um exercício da disciplina da pós-graduação em estruturas em 2007, SET5891 – Tecnologia dos Concretos Estruturais, e baseou-se na orientação de Liborio (informação verbal)[72] que recomendou a produção de uma argamassa auto-adensável bem empacotada e depois a inclusão de britas limitadas a uma quantidade que não "travasse" o concreto.

Estes concretos com baixo consumo de aglomerantes são provenientes do empacotamento dos agregados, diminuindo o volume de pasta necessário, uso intensivo de aditivos superplastificantes e utilização de fíleres e sílica ativa para densificar a pasta.

[72] Informação fornecida por Liborio a este autor em junho de 2007.

A seqüência de trabalho detalhada a seguir, teve a finalidade de estudar, passo a passo, os fatores intervenientes na elaboração dos concretos propostos. Após a conclusão dessas investigações, é sugerido um procedimento prático e são apresentados os ensaios de caracterização do concreto endurecido.

## 6.1 METODOLOGIA

Para atingir os objetivos definidos na seção 3.1 foi adotada inicialmente a seguinte rotina de trabalho:

a) escolha e caracterização do tipo de cimento Portland e dos materiais cimentícios considerando as experiências anteriores do LMABC e critérios de empacotamento de partículas, custo e reologia;
b) escolha do aditivo superplastificante de terceira geração, à base de éster-policarboxílico, através de ensaios de compatibilidade deste com o cimento Portland pelo método de Kantro;
c) estudo do ponto de saturação do aditivo na pasta;
d) escolha e caracterização do agregado miúdo e do graúdo, adotando ao menos três tipos de areias de origem quartzosa da região de São Carlos-SP e dois tipos de agregados graúdos de origem basáltica com objetivo de obter bom empacotamento;
e) estudo, a partir de medidas da massa unitária compactada das diversas misturas, da composição dos agregados graúdos e miúdos que resulte na máxima densidade de empacotamento;
f) estudo de concreto auto-adensável sem fibras com $f_{c28}$ superior a 65 MPa e *slump-flow* maior do que 650 mm. Deve também atender aos demais limites definidos na literatura para os outros ensaios de caracterização do concreto fresco, como anel "J", caixa "L", funil "V", coluna de segregação e tubo "U";
g) realização de ensaios de caracterização mecânica (resistência à compressão, tração por compressão diametral e por flexão, módulo de elasticidade) do concreto sem fibras. Uma vez comprovada a eficiência mecânica do concreto, adotá-lo como matriz para estudo dos concretos com fibra;
h) estudo da máxima integração de fibras de poliamida e das aparas de lã-de-rocha sem perda do auto-adensamento do concreto;

i) realização dos ensaios de caracterização mecânica dos concretos com fibra;
j) estudo da resistência à abrasão nos diversos tipos de concreto;
k) estudo da absorção dos concretos por imersão e por capilaridade;
l) verificação da possibilidade de lascamento explosivo dos concretos produzidos, através de ensaios de corpos de prova submetidos às altas temperaturas.

Na investigação da fase agregado houve uma modificação pontual em relação ao planejado e incluiu-se o estudo da seleção dos agregados através da adequação desses materiais a uma curva "alvo", o que está detalhado na seção 6.4.

Em relação ao tratamento dos dados obtidos, o critério adotado para a rejeição de dados espúrios foi o de Chauvenet descrito em Hetényi[117 p. 1053] e Takeya[118 p. 49]. Neste critério é considerada a seguinte sentença: "se em uma série de n medições, a probabilidade da ocorrência de um desvio de valor x é menor do que 1/2n, então a medição que apresentar tal desvio deve ser rejeitada". As equações 49 a 51 e a Figura 78 indicam os parâmetros necessários ao cálculo do desvio máximo, considerando uma distribuição de probabilidade normal.

$$P\left(-\frac{x}{s} \leq t \leq \frac{x}{s}\right) = \frac{2n-1}{2n} = \int_{-\frac{x}{s}}^{\frac{x}{s}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt \qquad \text{Eq. 49}$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_1^n x_i}{n} \qquad \text{Eq. 50}$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_1^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \qquad \text{Eq. 51}$$

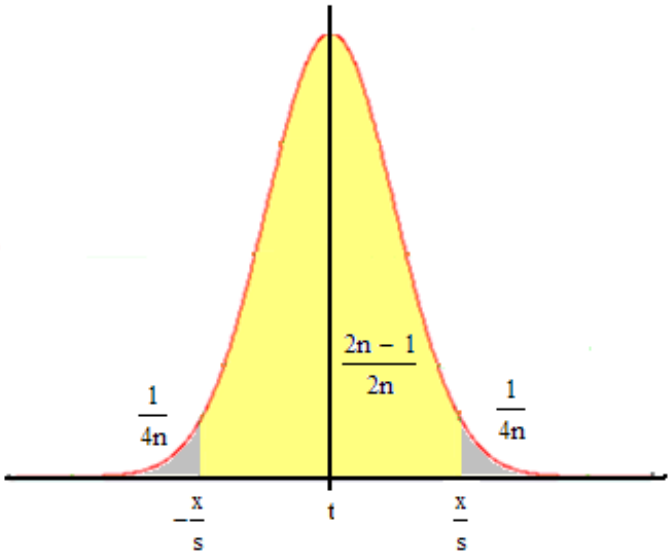


**Figura 78 - Distribuição Normal de Gauss com μ=0 e σ=1.**

Por este critério, foram calculados os valores de x/s para alguns tamanhos de amostra, como indicado na Tabela 15.

**Tabela 15 - Valores de desvios máximos em relação à média conforme Chauvenet.**

| n | (2n-1)/2n | x/s |
|---|---|---|
| 4 | 0,875 | 1,534 |
| 5 | 0,900 | 1,645 |
| 6 | 0,917 | 1,732 |
| 7 | 0,929 | 1,803 |
| 8 | 0,938 | 1,863 |
| 9 | 0,944 | 1,915 |
| 10 | 0,950 | 1,960 |
| 11 | 0,955 | 2,000 |
| 12 | 0,958 | 2,037 |

Em geral se recomenda que se elimine o dado espúrio e se repita o processo, caso haja necessidade de eliminar mais dados no passo seguinte, tem-se uma indicação da incoerência do conjunto de dados.

A seguir é apresentado o desenvolvimento experimental, conforme rotina estabelecida.

## 6.2 SELEÇÃO E COMPOSIÇÃO DOS AGLOMERANTES

De início foi estudado o sistema cimentício, o que inclui a escolha do tipo de cimento Portland e adições minerais. Entre os fatores que influenciam essa decisão tem-se: a

finalidade do concreto e o ambiente onde será inserido; a disponibilidade e o custo dos materiais e a interação entre eles.

Apesar do refinamento da porosidade implicar em drástica diminuição do transporte dos agentes agressivos ao interior do concreto, a porosidade crítica considerada na discussão da seção 2.4 admitia os produtos sólidos da hidratação como materiais impermeáveis. Isto não é rigorosamente verdadeiro, embora seja uma boa aproximação, e foi visto naquela seção que a seleção de aglomerantes mais adequados ao ambiente, por exemplo, um sistema cimentício que reduza a quantidade de produtos solúveis como o hidróxido de cálcio sem afetar significativamente o pH da água dos poros, resultava em melhor desempenho.

O sistema cimentício tem que ter uma cinética de hidratação compatível com a resistência requerida em uma determinada idade e ser facilmente disperso por um aditivo superplastificante por um tempo adequado ao lançamento do concreto. Respeitando essas premissas quaisquer aglomerantes, como a escória de alto-forno, cinza volante e a sílica amorfa, adicionados ao cimento Portland podem ser utilizados para a produção de CAA. É extremamente válida a experiência do profissional com os materiais cimentícios escolhidos.

O concreto pode ainda ser melhorado significativamente com adição de um material finamente dividido de forma que a relação água/sólidos da pasta seja diminuída, o que implica em menor porosidade total e também um refinamento do sistema de poros e dos produtos da hidratação. Nesta pesquisa este fíler foi considerado, em termos de dosagem, como componente da fase agregado, embora fisicamente seja integrante da pasta.

Na escolha do cimento, optou-se pelo cimento CPV ARI RS. Este cimento foi extensamente estudado em diversas pesquisas anteriores realizadas no LMABC: Melo[45], Silva, I.J.[3], Castro[65], Silva, V.M.[31] e Giannotti[30]. Não só a escolha do cimento Portland, mas o sistema cimentício formado pelo clínquer+sílica ativa+escória de alto forno foi adotado apoiado nestes estudos que envolveram o efeito da cura térmica, características mecânicas e de durabilidade, reologia e também a microestrutura das pastas, argamassas e concretos.

Como o CPV ARI RS, contém em sua composição cerca de 30% de escória, a adição de sílica ativa, correspondendo a 10% de adição em massa do cimento Portland, compõe o sistema cimentício em tela e que tem grande massa de dados de pesquisa no LMABC.

A escolha do cimento de alta resistência inicial também foi adotada devido ao fato do concreto proposto ter baixo consumo de cimento Portland. Como visto na seção 2.6.1., concretos com relações a/s similares, mas com relações a/c diferentes, podem ter propriedades

finais semelhantes, mas o desenvolvimento da resistência é totalmente diferente. Portanto, dependendo da aplicação, como no caso dos pré-moldados, é importante que nos concretos com baixo consumo de cimento Portland que este material seja mais fino e hidrate rapidamente.

Ainda que a adição de maior teor de sílica ativa, 20% a 30%, por exemplo, tenha potencial para refinar ainda mais a porosidade e produzir mais silicatos de cálcio hidratados, isto implicaria em uma série de verificações adicionais que não fazem parte do escopo deste trabalho. Na seção 2.6.3 foi citado o concreto denominado de LHHPC, onde o baixo consumo de cimento Portland com alto consumo de material pozolânico resultou em um pH da água do poro muito baixo, 9,65, o que suscitou dúvidas quanto ao desempenho desse material para utilização em concreto armado.

Adicionado a isso, o custo da sílica ativa, por exemplo, é cerca de duas vezes maior do que o cimento Portland, portanto um maior consumo desse material tem que levar também esse aspecto em conta em uma análise de custo-benefício.

Como exemplo, são brevemente citadas a seguir duas pesquisas desenvolvidas no LMABC com essa composição de aglomerantes. Com isso, procura-se ilustrar a conveniência de adotar um sistema cimentício com largo conhecimento anterior.

Melo[45 pp. 248-249] estudando o efeito da cura térmica verificou que este sistema cimentício apresentou perdas significativas de resistência em curas térmicas rigorosas, indicando que o melhor procedimento para minimizar isto é aplicar ciclos curtos, duração de 3 a 4 horas e temperatura máxima de 61ºC, cf. Tabela 16.

**Tabela 16 - Perda relativa de resistência à compressão do concreto aos 28 dias em relação à cura normal conforme Melo[45].**

| Sistema cimentício | Ciclo curto, 3 a 4 horas | Ciclo longo, 12 horas |
|---|---|---|
| CPV ARI | 10,63% | 11,29% |
| CPV ARI + 10% SA | 3,1% | 14,18% |
| CPV ARI RS + 10% SA | 6,68% | 24,06% |

Portanto, esse foi um exemplo onde a utilização do cimento com adição de escória não seria a melhor opção, mas como demonstrou Melo, aplicando um procedimento correto de cura térmica, essa perda é reduzida.

Giannotti[30 p. 122; 153;177] estudou o comportamento do concreto frente à ação de cloretos para misturas com cimento ARI, cimento ARI composto com escória (ARI RS) e a combinação destes com sílica ativa e sílica da casca do arroz. Neste trabalho concluiu-se que o refinamento do sistema de poros e a capacidade de reter a penetração de cloretos tiveram

melhor desempenho para a composição do cimento Portland com a adição binária de escória e sílica, ou seja, a combinação de CPV ARI RS com sílica amorfa que é o sistema adotado nesta pesquisa.

Diante do exposto adotou-se nessa pesquisa o cimento CPV ARI RS com 10% de adição em massa de materiais pozolânicos (sílica ativa e metacaulinita) em relação à massa do cimento. Isto corresponde a 11,86% de substituição em volume.

No apêndice A consta a caracterização dos aglomerantes adotados.

Completando a definição do sistema cimentício estudou-se uma composição de materiais pozolânicos que propiciasse uma melhor distribuição do tamanho de partículas.

Investigou-se a melhor composição da mistura de sílica ativa com metacaulinita, materiais disponíveis comercialmente e que possuem grande atividade pozolânica. Por serem mais finos que o cimento atuam como pontos de nucleação, ajudando a dispersar as partículas de cimento e melhoram o empacotamento da fase aglomerante.

Como a metacaulinita é mais fina do que a sílica, cf. apêndice A, deve haver uma mistura entre elas que propicie o melhor empacotamento.

A mesma análise da distribuição granulométrica utilizada para o empacotamento dos agregados, detalhada na seção 6.4, poderia ser utilizada para analisar a melhor composição das adições minerais pozolânicas, admitindo, por exemplo, uma distribuição de Alfred com q igual a 0,37. Entretanto, obter a granulometria desses materiais não é trivial. Além disso, como a sílica ativa é densificada, de forma a baratear o transporte deste material, dependendo do grau de dispersão da sílica haverá uma distribuição granulométrica correspondente.

Na mistura do concreto, a máxima dispersão desses materiais finos deve ser perseguida. Um procedimento eficaz e recomendado pelo LMABC é lançar primeiro na betoneira os agregados graúdos e adições minerais e parte da água de amassamento e misturá-los por cerca de 3 minutos. Dessa forma há uma boa dispersão das adições e também um contato mais íntimo destas com os agregados, o que melhora a zona de transição do agregado com a pasta.

Devido à dificuldade de estabelecer a real distribuição granulométrica e por se tratar da combinação de apenas dois materiais tentaram-se outros métodos para obter a melhor composição entre estes materiais.

Como as reações pozolânicas decorrentes da combinação da sílica ativa e da metacaulinita com o hidróxido de cálcio, são significativas apenas após alguns dias (em geral

de 3 a 7 dias, dependendo da temperatura), assumiu-se que ensaiando argamassas na idade de um dia, só haveria o efeito fíler das adições. Então, ao variar a composição das misturas das adições minerais e mantendo os demais fatores constantes, obtém-se indiretamente o melhor empacotamento entre elas através da máxima resistência à compressão indicada em ensaios com corpos de prova cilíndricos na idade de um dia. Entretanto como a composição dos materiais é diferente, a atividade pozolânica também deve ser diferente, por isso também foram analisados os resultados em idades mais avançadas.

Outro procedimento possível é a obtenção do menor teor de vazios a partir da massa unitária compactada de diversas misturas, conforme o método das misturas sucessivas. Entretanto, nesse caso, o ensaio é de difícil execução, uma vez que os materiais são extremamente finos e tendem a formar uma névoa de pó ao serem golpeados. Foram testadas compactações por via úmida e a seco. Também foi tentada a compactação por meio de vibração, o que não se mostrou adequado, uma vez que a sílica tem partículas esféricas e a metacaulinita, lamelares. Com isso, a primeira tende a rolar, compactando mais fácil do que a segunda quando submetida à vibração. Portanto a compactação por via úmida foi a mais indicada.

Foi visto na seção 3.4 que esta compactação por via úmida pode ser melhorada com a adição de aditivo dispersante, além da água, para minimizar a aglomeração das partículas, Wong e Kwan[70].

A Figura 79 e a Figura 80 indicam que a proporção de 70% a 80% de sílica ativa e de 20% a 30% de metacaulinita define a região para a melhor mistura dessas adições minerais.

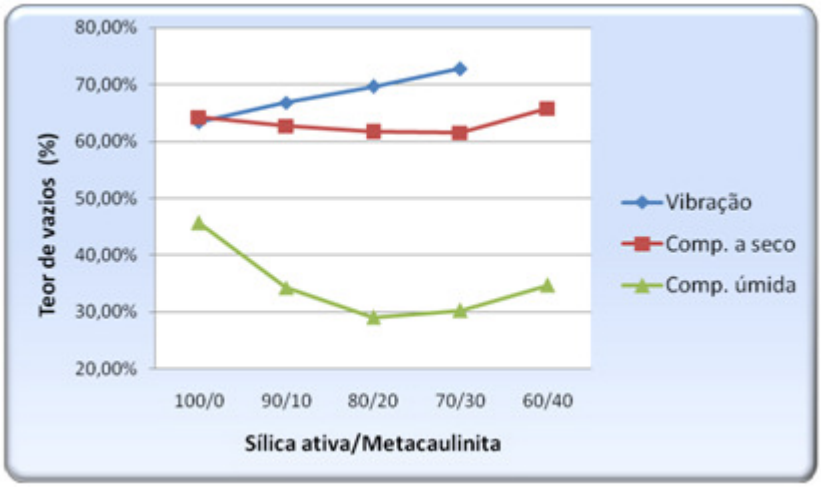


**Figura 79 - Teor de vazios de diversas misturas de sílica ativa e metacaulinita por diversos meios de compactação.**

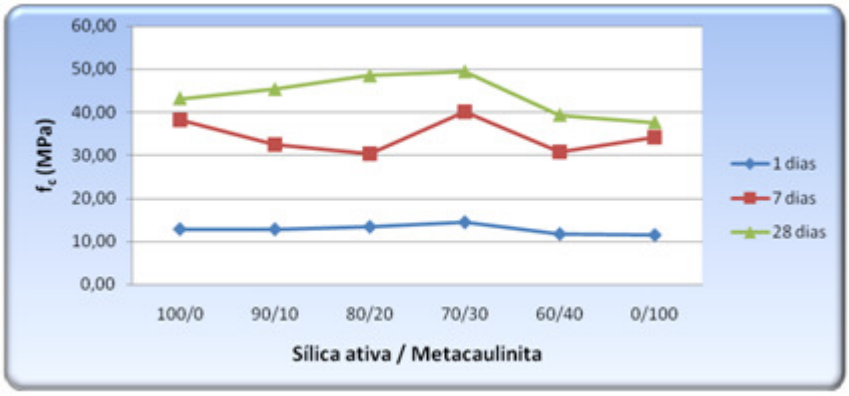


**Figura 80 – Resistência à compressão de argamassas para diversas misturas de sílica ativa e metacaulinita.**

Desprezando as diferenças mineralógicas e de reatividade entre a sílica e a metacaulinita, o incremento de resistência obtido não se explica apenas pela relação gel/espaço proposta por Powers e Brownyard, porque, em tese, as características dos materiais finos são similares em todas as misturas o que conduziria a uma porosidade final semelhante.

Entretanto, uma mistura com melhor distribuição do tamanho de partículas, tem uma nucleação mais efetiva, o que minimiza a formação das estruturas ocas resultantes da aglomeração de partículas finas. De qualquer forma, o que foi investigado aqui não foi o valor numérico, em si, do incremento da resistência, e sim, qual a melhor mistura que propiciasse a maior resistência, como indicativo da densidade de empacotamento para efeito de comparação com os outros métodos de ensaio. Portanto, esse acréscimo de resistência deve ser investigado mais profundamente em pesquisas posteriores.

Definiu-se então que, para melhorar a distribuição do tamanho de partículas, a composição da sílica amorfa compreenderia uma mistura, em massa, de 75% de sílica ativa e 25% de metacaulinita.

Como sugestão para continuidade da pesquisa, sugere-se investigar a adição de uma terceira pozolana, a cinza da casca do arroz, que é um material mais fino do que as outras duas pozolanas utilizadas.

## 6.3 ESCOLHA DO TIPO E ESTABELECIMENTO DO TEOR DE ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE

Definido o sistema cimentício, foi pesquisado o aditivo superplastificante compatível com esses materiais. Entre três marcas comerciais similares foi escolhida uma, que está caracterizada no apêndice A.

Para isso, foram realizados ensaios de mini-abatimento ou ensaio de Kantro. Neste ensaio é possível não só verificar o teor de saturação do aditivo como também a estabilidade da dispersão com o tempo.

Não devem ser utilizadas dosagens que provoquem retardamento excessivo da pega do cimento, porém, quanto mais próximas do teor de saturação, melhor. Existem relatos de obras onde se constatou resistências finais superiores nos concretos com retardamento de pega e esse retardo é bastante provável quando se utiliza altas dosagens de aditivos superplastificantes. Inclusive foi constatado nesta pesquisa um leve retardamento, principalmente em concretos misturados no inverno. O inconveniente é a necessidade de maior cuidado na cura, atraso nas retiradas das fôrmas, maior probabilidade de segregação e as dúvidas quanto à qualidade do concreto que provavelmente surgem em obras onde ocorre esta situação.

Ainda que o superplastificante seja um material caro, seu valor vem caindo à medida que tem seu uso massificado. Além disso, como se propõe reduzir o consumo de cimento e o aditivo é um percentual deste, este impacto no custo é minimizado.

A Figura 81 ilustra uma pasta ensaiada para verificar o espalhamento.

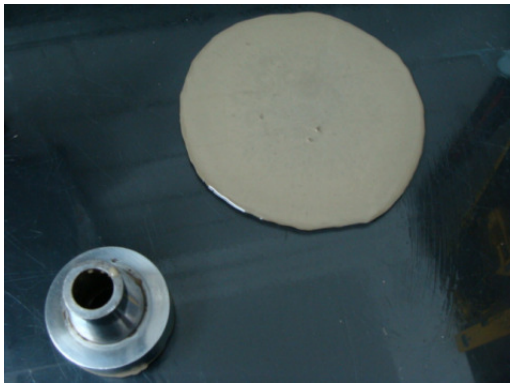

**Figura 81 – Foto do ensaio do mini-abatimento.**

Definiu-se por um aditivo de 3ª geração, à base de policarboxilatos, que tem como característica uma grande capacidade de redução do consumo de água. Concluiu-se, a partir do ensaio de Kantro, que um teor de 1,7% relativo à massa de cimento foi o mais adequado tanto para dispersar as partículas quanto para não provocar retardamento excessivo da pega do cimento.

No apêndice B consta o detalhamento do concreto com maior teor de aditivo, 2,5%, onde se observou forte retardamento de pega, com isso justifica-se o teor de 1,7% aqui adotado.

## 6.4 SELEÇÃO E COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS

Da seção 3.3, sobre o modelo de empacotamento de partículas, foram discutidas algumas curvas granulométricas resultantes de CAA produzidos por diversos pesquisadores. Uma região limitada por duas distribuições de Alfred, com q=0,22 em um dos limites e q=0,37 no outro, parece indicada para obter os CAA compactos e com baixo consumo de aglomerantes.

A distribuição de Alfred com q=0,37 corresponde à máxima densidade teórica, portanto, os procedimentos de dosagem que indicam o método da mistura sucessiva, em princípio, devem resultar numa curva granulométrica dos materiais empacotados próxima a esta distribuição. Ao adicionar os aglomerantes, a curva deve se deslocar para a fração mais fina, mas nesse caso, o volume necessário desses aglomerantes tende a ser menor.

Também foi especulado que uma distribuição indicada aos concretos refratários auto-escoantes, com q=0,22 na fração grossa e q=0,37 na fração fina, seria adequada ao CAA. Entretanto, para qualquer distribuição, é preciso considerar que o CAA tem um requerimento adicional que é a habilidade de passagem, onde uma solução adotada é limitar o diâmetro máximo do agregado, mas não haveria como prever o bloqueio apenas considerando a distribuição granulométrica.

A defesa e o combate das curvas granulométricas tem sido motivo de debate entre os pesquisadores. Nesta pesquisa é sugerida adoção da curva “alvo” para a seleção dos agregados e obter uma composição referencial, mas os resultados devem ser verificados experimentalmente.

Quando se dispõe de poucos agregados provavelmente não haverá possibilidade de se obter uma boa densidade de empacotamento da fase agregado, isto não impede a produção do CAA, mas, provavelmente, o consumo de pasta deverá ser maior.

O estudo dos agregados teve como objetivo encontrar a melhor composição de agregados que resultasse no menor teor de vazios possível, mas respeitando os requisitos de trabalhabilidade.

O primeiro objetivo foi apenas selecionar do conjunto dos agregados aqueles mais adequados.

Utilizou-se uma rotina computacional, onde a solução teórica também foi verificada experimentalmente.

Para verificar isto foram analisados todos os agregados disponíveis no LMABC: quatro areias, dois pedriscos, duas britas e um fíler. O objetivo foi escolher os melhores agregados para a produção do CAA.

Caso fosse utilizado o método das misturas sucessivas, todos os agregados seriam selecionados, o que provavelmente resultaria em um bom CAA, uma vez que este procedimento é indicado em vários métodos de dosagem. Entretanto, não seria prático utilizar todos esses materiais. Além disso, embora fosse garantido um baixo índice de vazios da composição, não há garantia que a solução encontrada seja a melhor em termos de área superficial dos agregados.

De início, foram realizados os ensaios de massa específica e de peneiramento de todos os agregados para obtenção das curvas granulométricas e cálculo do teor de vazios. No caso do fíler, um pó de quartzo denominado de SM500, a granulometria foi obtida por sedimentação. Detalhes da caracterização estão contidos no Apêndice A.

Devido à grande quantidade de agregados disponíveis e à multiplicidade de combinações resultantes, foi desenvolvida uma planilha com rotinas de otimização para obter a mistura que mais se aproximasse da curva “ideal” estabelecida como descrito na seção 3.5.

Primeiro estudou-se apenas o empacotamento dos agregados finos para obter a máxima densidade, o que corresponde à distribuição de Alfred com q igual a 0,37.

Na Figura 82 é mostrada a distribuição granulométrica de cada material fino estudado, conforme a porcentagem retida acumulada em massa. Considerando cada material homogêneo, a distribuição percentual em massa também é válida para a distribuição em volume. Ao trabalhar com a distribuição volumétrica é possível estudar a combinação de materiais com massas específicas diferentes.

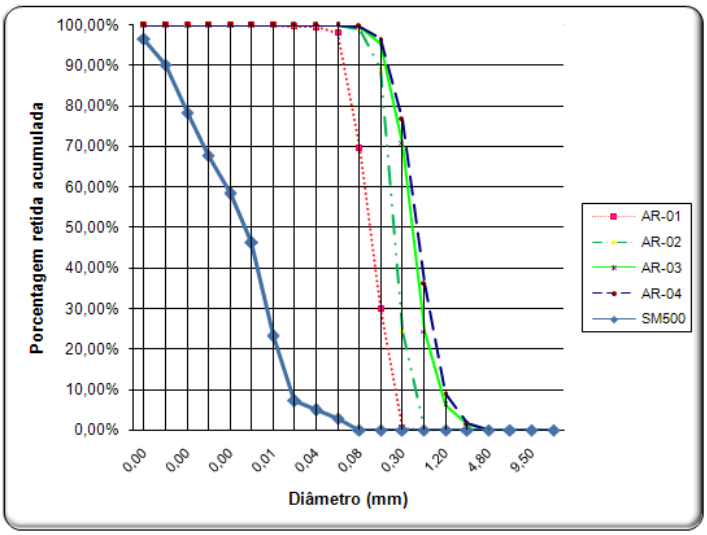


**Figura 82 - Distribuição granulométrica das diversas areias.**

A Figura 83 mostra a planilha eletrônica elaborada para este estudo. Nas células N11 a N13 são determinados os parâmetros para a curva "ideal", no caso, a distribuição de Alfred com q=0,37. As células E3 a I20 foram preenchidas com os dados da percentagem retida acumulada de cada material, conforme o diâmetro. As células da coluna mistura são calculadas como o somatório dos produtos da percentagem retida acumulada de cada material por sua proporção na combinação dos agregados. Estas proporções ou coeficientes estão indicados nas células C35 a G35.

Importante observar que ao trabalhar com a distribuição volumétrica e após obter as proporções em volume deve ser feita a conversão em massa para o proporcionamento do concreto.

A célula K23 armazena a soma dos quadrados dos desvios da mistura em relação à meta.

| | B | C | D | E | F | G | H | I | J | K | L | M | N |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | | Diâmetro (mm) | Meta | AR-01 | AR-02 | AR-03 | AR-04 | SM500 | Mistura | d^2 | | | |
| 3 | | 0,0010 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 96,653% | 99,60% | 0,0000 | | | |
| 4 | | 0,0015 | 99,26% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 90,266% | 98,84% | 0,0000 | | | |
| 5 | | 0,0025 | 98,17% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 78,458% | 97,43% | 0,0001 | | | |
| 6 | | 0,0035 | 97,32% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 67,868% | 96,17% | 0,0001 | | | |
| 7 | | 0,0045 | 96,62% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 58,413% | 95,04% | 0,0002 | | | |
| 8 | | 0,0060 | 95,73% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 46,184% | 93,59% | 0,0005 | | | |
| 9 | | 0,0100 | 93,89% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 23,219% | 90,85% | 0,0009 | | | |
| 10 | | 0,0180 | 91,31% | 99,70% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 7,224% | 88,95% | 0,0006 | | | |
| 11 | | 0,038 | 87,09% | 99,48% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 4,977% | 88,68% | 0,0003 | | $D_i$ | 4,800 |
| 12 | | 0,045 | 85,97% | 98,04% | 99,96% | 100,00% | 100,00% | 2,905% | 88,43% | 0,0006 | | $D_s$ | 0,001 |
| 13 | | 0,075 | 82,10% | 69,70% | 98,86% | 99,42% | 99,60% | 0,00% | 87,73% | 0,0032 | | q | 0,37 |
| 14 | | 0,15 | 75,54% | 30,16% | 89,20% | 95,50% | 96,62% | 0,00% | 85,11% | 0,0091 | | | |
| 15 | | 0,3 | 67,06% | 0,46% | 24,48% | 70,54% | 76,68% | 0,00% | 67,54% | 0,0000 | | | |
| 16 | | 0,6 | 56,11% | 0,02% | 0,26% | 24,42% | 36,14% | 0,00% | 31,83% | 0,0589 | | | |
| 17 | | 1,2 | 41,95% | 0,00% | 0,10% | 6,34% | 8,96% | 0,00% | 7,89% | 0,1160 | | | |
| 18 | | 2,4 | 23,65% | 0,00% | 0,04% | 1,42% | 1,68% | 0,00% | 1,48% | 0,0491 | | | |
| 19 | | 4,8 | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,28% | 0,28% | 0,00% | 0,25% | 0,0000 | | | |
| 20 | | 6,3 | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,06% | 0,00% | 0,05% | 0,0000 | | | |
| 23 | | | | | | | | | DM | 0,2397 | | | |
| 24 | | | | | | | | | | | | | |
| 25 | | MF | 2,64 | 0,31 | 1,14 | 1,99 | 2,20 | 0,00 | 1,94 | | | | |
| 26 | | ϕmáx (mm) | 4,800 | 0,300 | 0,600 | 2,400 | 2,400 | 0,038 | 2,400 | | | | |
| 27 | | Teor de finos(% | 17,90% | 30,30% | 1,14% | 0,58% | 0,40% | 100,00% | 12,27% | | | | |
| 28 | | γ (kN/m³) | - | 26,60 | 26,50 | 26,40 | 26,30 | 26,50 | 26,32 | | | | |
| 29 | | | | | | | | | | | | | |
| 34 | | AR-01 | AR-02 | AR-03 | AR-04 | SM500 | Total | | | | | | |
| 35 | | 0,000% | 0,000% | 0,000% | 88,085% | 11,915% | 100,000% | | | | | | |
| 36 | | | | | | | | | | | | | |

**Figura 83 – Planilha eletrônica para obtenção da combinação dos agregados cuja mistura mais se aproxima da curva alvo (Meta).**

A Figura 84 ilustra o recurso de otimização disponível na planilha eletrônica, a solução consiste em variar as proporções em volume de cada material, submetidas às restrições de cada proporção estar entre 0 e 1 e que a soma dos coeficientes resulte 1, de forma que a célula K23 assuma o menor valor possível.

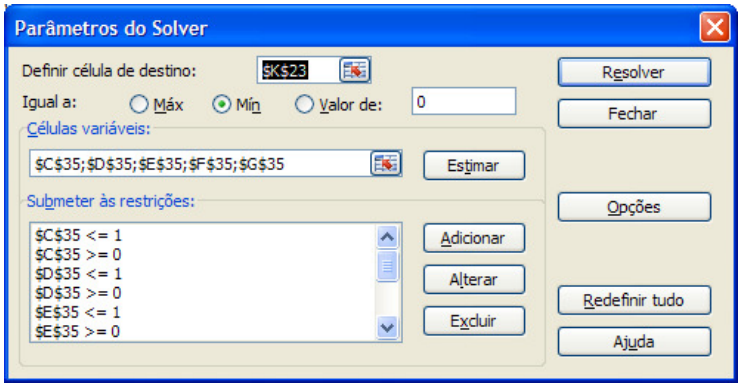


**Figura 84 - Recurso do *solver* utilizado na planilha eletrônica para otimização da mistura dos agregados.**

Como todo processo iterativo depende dos valores de partida, é importante resolver mais de uma vez considerando diversos valores iniciais das células C35 a G35, para verificar se a solução converge para os mesmos valores ou diferentes.

Na Figura 85 é mostrada a melhor mistura de acordo com o modelo adotado para os materiais finos. Observa-se claramente que havia uma grande deficiência entre as peneiras 1,2 e 4,8 mm, o que era esperado uma vez que não existia areia grossa disponível. A melhor solução foi uma composição da areia AR-04 com o pó de quartzo (SM500), sendo os demais agregados excluídos.

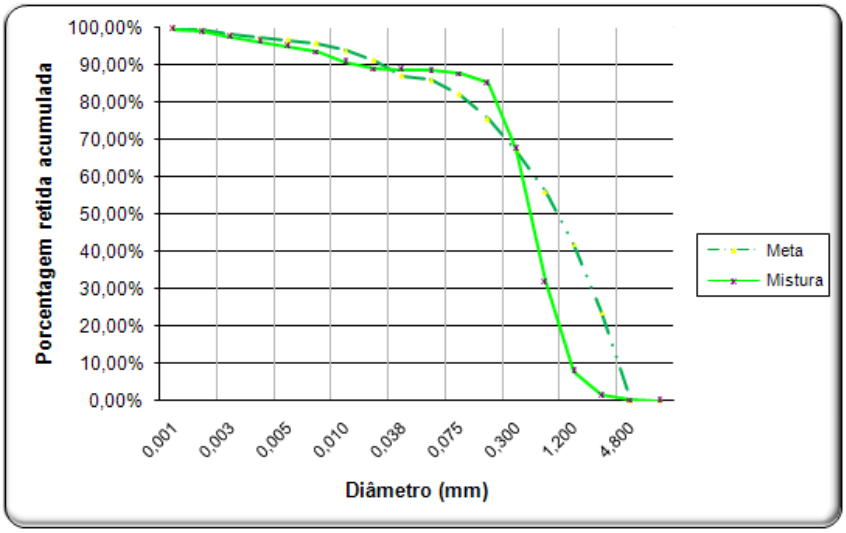


**Figura 85 - Empacotamento ótimo das areias (Alfred, q=0,37).**

O fato da solução ótima indicar o uso de apenas dois materiais reforça a hipótese de que o método da mistura sucessiva isoladamente pode não indicar a solução ideal para certa mistura de diversos agregados.

Como as areias tinham um percentual retido muito baixo nas peneiras 4,8 mm e 2,4 mm, também foram verificadas outras duas soluções limitando o valor de $D_L$ da curva de Alfred em 2,4 e 1,2, respectivamente. Nestas soluções, além dos materiais AR-04 e SM500, indicou-se também a areia AR-01. As areias AR-02 e AR-03 não fizeram parte de nenhuma das soluções.

A planilha eletrônica poderia ser sofisticada, por exemplo, incluir no cenário da otimização não somente o mínimo desvio como também a minimização da área superficial dos agregados. Isto não foi feito e fica como sugestão para o seguimento da pesquisa.

Da mesma forma que, estudando somente a fração fina, foram excluídos alguns agregados, no estudo da composição do conjunto dos agregados poderia também haver a indicação de um conjunto de agregados diferente.

O segundo estudo foi realizado para obter a melhor composição da fase agregado, visando um CAA e teve como curvas “alvo”: a distribuição de Alfred com q=0,22 na fração grossa e q=0,37 na fração fina que seria o modelo para o CAA, cf. discutido na seção 3.3; a distribuição com q=0,37 em todas as frações e a distribuição com q=0,22.

Também utilizando a planilha eletrônica, porém com mais agregados, obteve-se a mistura “ideal” nas três condições, cf. Tabela 17.

Antes de comentar os resultados, observou-se no estudo de sensibilidade, alterando-se os valores de partida da otimização, diferentes soluções da composição final, ainda que os agregados selecionados pouco tenham mudado. Isto pode significar duas coisas, que a solução é sensível a essas condições iniciais e/ou que o conjunto de agregados admite certas variações na sua composição sem grande impacto na distribuição granulométrica do conjunto, o que é bom porque o CAA deve ser robusto para permitir alterações intrínsecas à variabilidade dos seus materiais.

**Tabela 17 – Agregados grossos e finos indicados para a produção do CAA.**

| | B-01 | B-02 | PED-01 | PED-02 | AR-04 | AR-03 | AR-02 | AR-01 | SM500 | Total |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CAA | 26,04% | 0,00% | 1,90% | 20,00% | 35,74% | 0,00% | 0,00% | 9,69% | 6,63% | 100,000% |
| q=0,37 | 37,48% | 0,00% | 12,26% | 13,90% | 14,43% | 0,00% | 8,48% | 6,77% | 6,68% | 100,000% |
| q=0,22 | 26,23% | 0,00% | 8,39% | 13,98% | 24,78% | 0,00% | 0,00% | 12,07% | 14,55% | 100,000% |

Interessante que os agregados B-02 e AR-03 não foram indicados em nenhuma das condições e o agregado AR-02 apenas uma vez. As distribuições granulométricas dos pedriscos PED-01 e PED-02 são muito parecidas, de forma que tanto faz escolher um material ou outro.

A Figura 86 apresenta a mistura indicada para o menor desvio em relação ao modelo denominado de CAA. Observa-se que o pedrisco corrige a deficiência do empacotamento das areias visto na Figura 85, indicando que o empacotamento do concreto deve ser superior ao da argamassa. Esse melhor empacotamento também é resultante do fato que se obtém melhor resultado quando se aumenta a distância entre a maior e a menor partícula em uma distribuição granulométrica contínua. A areia AR-01, que teve sua indicação excluída quando se analisou apenas o conjunto dos agregados finos com $D_L$=4,8 mm, foi recomendada nessa nova análise.

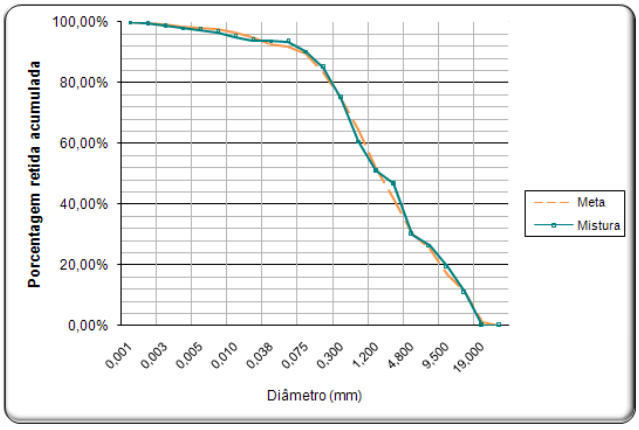


**Figura 86 – Aproximação da curva dos agregados (mistura) da curva "ideal" (meta), considerando Alfred, q=0,37 na fração fina, q=0,22 na fração grossa e zona de transição nas peneiras intermediárias.**

Analisando todo o conjunto de dados foram selecionados os agregados indicados na Figura 87. Esta análise também mostra que agregados mais "distantes" combinam melhor, o que de certa forma era esperado, então este pode ser um critério para selecionar os agregados, no caso, combinar uma brita com um pedrisco, uma areia mais grossa com uma mais fina e um fíler, eliminando-se os agregados intermediários.

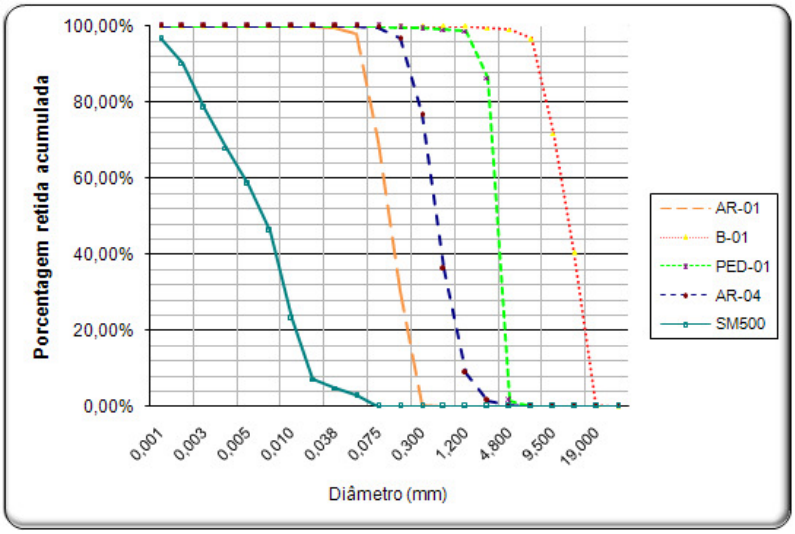


**Figura 87 - Distribuição granulométrica dos agregados selecionados.**

Essa análise serviu para a seleção dos agregados. Depois eles foram divididos em dois grupos, o primeiro composto pelas areias e o fíler e o segundo pelos agregados graúdos. Esta divisão está em consonância com a proposta de obter o CAA através da inclusão dos agregados graúdos na argamassa auto-adensável densificada.

Conforme detalhado na seção 3.3, uma distribuição granulométrica teórica, que não considera a forma e a textura das partículas, não é suficiente e é necessária uma comprovação experimental.

Para cada grupo foi utilizado o método das misturas sucessivas, cf. seção 3.4, para obter a mistura com menor teor de vazios.

A composição dos agregados finos resultou na seguinte proporção em massa: 75,72% da AR-04, 16,78% da AR-01 e 7,5% do SM500.

A composição dos agregados graúdos indicou um teor de vazios similar entre as proporções de 60% a 70% de britas e 40% a 30% de pedrisco.

Caso o concreto fosse vibrado, a melhor opção seria 70% de brita e 30% de pedrisco, devido à menor área superficial, mas uma redução do teor das partículas maiores minimiza o risco de bloqueio pela formação de arcos dos agregados, que são mais suscetíveis de se

formar no CAA. Além disso, o máximo empacotamento nesta fração da distribuição granulométrica não parece fundamental, portanto, privilegiou-se o consumo de pedrisco com 40% da massa dos agregados graúdos.

## 6.5 ESTUDO DOS CONCRETOS

Dos estudos prévios, seções 6.2 a 6.4, foram definidos:

a) tipo de cimento Portland e proporção de sílica ativa e metacaulinita em relação à massa de cimento, portanto, a composição dos aglomerantes foi fixada;
b) tipo e teor de aditivo superplastificante, também em relação à massa de cimento;
c) composição dos agregados finos, inclusive o fíler;
d) composição dos agregados graúdos;

O próximo passo no estudo do concreto é a obtenção da argamassa auto-adensável.

Como visto na seção 5.4.5, caso o concreto não tenha tendência à segregação e ao bloqueio, as propriedades reológicas da argamassa poderiam ser utilizadas para determinar os materiais e as proporções do concreto.

Dos materiais já estabelecidos, falta apenas determinar o consumo de água e de agregado fino para obter a argamassa.

A cada etapa do estudo do concreto, vai sendo fixada uma variável.

Nesse passo, estabelece-se a relação entre a massa dos agregados finos com a massa de cimento, denominada de $m_a$ para diferenciar da relação entre a massa de todos os agregados em relação à massa de cimento, relação chamada de m conforme notação utilizada no método de dosagem do IPT-EPUSP para o CCV. O estudo dos concretos com vários valores de m, visando obter pontos de uma curva de dosagem, faz parte dos métodos de Alencar e Helene e Tutikian e Dal Molin para o CAA.

De acordo com a teoria do excesso de pasta de Kennedy, o volume desta pasta deve ser superior aos vazios da fase agregado. Como os agregados finos foram estudados para minimizar esses vazios, entende-se que o volume de pasta necessário é reduzido. Como o estudo do empacotamento se estendeu até ao fíler, que é um componente da pasta, essa medida é um fator adicional para a redução do consumo dos aglomerantes.

Caso os materiais permitam que a fração fina atinja uma distribuição granulométrica da fração fina próxima à de Alfred com q=0,37, em tese, cf. seção 3.3, se obtém as condições ideais de resistência e fluidez e minimiza-se o consumo de água.

Nesta fase, para encorpar e fluidificar a pasta, adiciona-se água, dado que todos os outros materiais componentes da argamassa foram selecionados e proporcionados. Estabeleceu-se o critério de que o teor de água seria o mínimo necessário para permitir que a argamassa tivesse um aspecto fluido e fluxo contínuo através do cone de Marsh, capacidade de 2 L e abertura inferior de 12,5 mm.

Admitiu-se que uma argamassa com tal propriedade seria auto-adensável. Entretanto, entre as argamassas fluidas, as com menor tempo de escoamento tem menor viscosidade, portanto a adição de água além da mínima vai permitir obter diferentes classes reológicas de CAA para mesmo conjunto de materiais.

O tempo de fluxo também depende da densidade da argamassa, de forma que não foi possível nesta pesquisa determinar um intervalo de tempo ideal, mas observou-se nas argamassas pesquisadas, resultantes do empacotamento, que um tempo de 30 s para escoar 2 L foi suficiente para obter um concreto com teor de britas em torno de 30% e um *slump-flow* da ordem de 75 cm. Também se deve avaliar visualmente a existência de sinais de segregação, que pode ocorrer caso se adicione água em excesso.

Com estes critérios estabelece-se, para dado teor de areia, uma relação a/c. É claro que esta determinação não deve ser encarada como o último recurso e, caso necessário, pode-se fazer um pequeno ajuste no teor de água quando for estudada a composição final do concreto.

Como o objetivo do trabalho foi obter um CAA com baixo consumo de cimento, fixou-se para a argamassa um $m_a$ igual a 3,2. Este valor foi adotado de forma que o consumo de aglomerantes do concreto fosse próximo aos 350 kg/m³ estabelecidos previamente, através de cálculo prévio aproximado desse consumo. Para isso, admitiu-se que o teor de britas estava limitado ao intervalo entre 25% a 35%, que são valores usuais para o CAA. Esses dados equivalem a adotar um m em torno de 6 para o concreto.

Note-se que, assim como alguns dos métodos de dosagem citados na seção 5.4, poderia ter sido adotado qualquer valor de $m_a$ ou m e depois variá-lo para obter uma família de concretos abrangendo vários níveis de resistência.

A partir do ensaio no cone de Marsh, obteve-se uma relação a/c de 0,55 e a argamassa auto-adensável e densa, proposta.

Uma argamassa auto-adensável com maior concentração de sólidos tem maior capacidade de sustentação das partículas mais pesadas, ou seja, permite um maior teor de agregados sem segregação significativa.

Por fim, adicionam-se os agregados graúdos à argamassa para obter o concreto, onde deve ser procurada a máxima quantidade possível que atenda às condições de fluidez, segregação e habilidade passante.

Diante do discutido na revisão bibliográfica, elencam-se as seguintes vantagens de aumentar o consumo dos agregados bem graduados e de boa qualidade:

a) melhor desempenho em alta temperatura;
b) aumento do módulo de elasticidade;
c) menor consumo dos aglomerantes;
d) maior resistência em comparação com os concretos com relações a/c equivalentes e maior teor de pasta;
e) maior estabilidade volumétrica;
f) maior dispersão da microfissuração;
g) maior tortuosidade ou caminho de percolação para penetração dos agentes agressivos.

Ao aumentar o consumo dos agregados é preciso cuidado quanto à maior conexão entre as zonas de interface e o maior volume das microfissuras devidas à maior contenção da retração da pasta, cf. seções 2.4.1 e 2.4.2, mas isto pode ser contornado densificando a pasta e diminuindo o consumo dos aglomerantes, respectivamente, medidas adotadas nos concretos pesquisados.

Portanto, a limitação do teor de agregados graúdos decorre da característica reológica do concreto fresco, ou de forma mais prática, do atendimento aos critérios especificados para os ensaios do concreto fresco. Da mesma forma que a pasta em excesso aos vazios da areia é que torna a argamassa fluida, o excesso desta argamassa em relação aos vazios dos agregados graúdos é que permitirá a obtenção do CAA.

Inicia-se a verificação do teor máximo de agregados, realizando os testes mais simples como *slump-flow* e caixa "L" ou anel "J". Repete-se o processo sucessivamente, para diversos teores de brita, até encontrar o ponto ótimo. Esse é um processo similar ao método de dosagem do IPT/EPUSP e do método de Alencar e Helene, para determinação do teor de argamassa, a diferença é que aqui se adiciona apenas a brita, o que torna o procedimento, nessa fase, mais simples. Normalmente, em poucos passos, até três, se chega à composição

final. Uma vez definido o concreto realizam-se os ensaios complementares de caracterização do concreto fresco.

Desse estudo, obteve-se o máximo teor de agregados graúdos para obter um CAA com *slump-flow* da ordem de 75 cm, o que correspondeu a 30% do volume do concreto. O concreto resultante denominado de **C1 foi considerado como concreto de referência** e serviu como matriz para os concretos com fibra.

A adição de fibras ao concreto tem a finalidade de melhorar alguma propriedade de interesse. Dependendo do tipo escolhido e do consumo influenciará a resistência à tração e à compressão, a dutilidade, a fissuração, a resistência ao fogo, a resistência à abrasão, entre outras características. Qualquer que seja o tipo de fibra adotado, a quantidade é limitada para não afetar em excesso as características de auto-adensabilidade, uma vez que uma diminuição da fluidez é inevitável. Caso seja necessário maior consumo de fibras, deve-se definir anteriormente um CAA com maior nível de fluidez, seja diminuindo o teor de agregados ou aumentando a fluidez da argamassa. Dependendo da característica da fibra (diâmetro e comprimento) ela pode ser estudada em conjunto com a argamassa no ensaio do cone de Marsh.

Nesta pesquisa foram estudados concretos com dois tipos de fibra, **a de poliamida que correspondeu aos concretos C2 (fibra de 21 mm) e C4 (fibra de 13 mm) e a lã-de-rocha que correspondeu ao concreto C3**.

Para a produção desses concretos era necessário algum critério para definir a quantidade de fibras.

Conforme a revisão da seção 4.2, usualmente os códigos indicam cerca de 2 kg/m³ de fibras de polipropileno para inibir o lascamento explosivo, mas foram citadas pesquisas onde apenas 450 g foram suficientes.

A utilização da fibra de poliamida tem sido muito pouco citada em comparação com as de polipropileno. Uma justificativa pode ser o seu ponto de fusão que é da ordem de 260ºC, enquanto que a de polipropileno se funde em torno dos 170ºC, portanto, a última seria mais apropriada para inibir o lascamento explosivo do concreto em altas temperaturas. Conforme visto na seção 4.2, existem fortes indicações que as fibras, ao se fundirem, são absorvidas pela matriz e criam mecanismo para alívio de pressão. Entretanto Kalifa et al.[95] afirmam que é necessária uma investigação mais aprofundada sobre a microestrutura do concreto nas

temperaturas inferiores à de fusão das fibras, porque elas alteram a configuração das fissuras e isto pode ter influência no lascamento explosivo.

Quanto à influência nas propriedades mecânicas, Song et al.[119] fizeram um estudo comparativo entre a fibra de poliamida (*nylon*) com a de polipropileno em concretos com consumo de fibra igual a 600 g/m³. Concluíram que a de poliamida foi mais eficiente em relação à de polipropileno, aumento de até 6,7% na resistência à compressão, e atribuíram isto à maior resistência à tração do material e à melhor dispersão dessa fibra no concreto fresco. Obtiveram ainda que o concreto com fibra de poliamida aumentou a resistência à compressão do concreto em 12,4% em comparação ao concreto sem fibra, mas como os concretos tinham resistência da ordem de 25 MPa, essa informação não serve como base de comparação aos concretos dessa pesquisa.

Como as fibras poliméricas têm baixo módulo de elasticidade, a adição desse material tem a finalidade de reforçar o concreto nas primeiras idades e diminuir a fissuração devido à retração. O fabricante da fibra de poliamida[120] indica um consumo de 350 g/m³ para esse efeito, mas isso depende das características do concreto e é difícil uma generalização.

Também foi visto na seção 4.2, em um cálculo teórico considerando a teoria da percolação de elipsóides e as características da fibra de poliamida de 21 mm, que apenas 330 g/m³ seriam suficientes para criar um caminho que percolasse todo o espaço tridimensional. Isto permitiria, após a fusão dessas fibras e posterior absorção pelo concreto a liberação do vapor de água formado ao aquecer o concreto em altas temperaturas.

Como as fibras de 13 mm têm menor índice de forma do que as de 21 mm espera-se que as primeiras necessitem de maior consumo para percolar o espaço.

Após ensaios com as fibras de 21 mm e 13 mm de comprimento, concluiu-se que o teor de 350 g/m³ já implicava em perda significativa de fluidez, onde o *slump-flow* se reduziu para 650 mm. Portanto, adotou-se esse teor para posterior verificação do efeito das fibras nas propriedades do concreto.

O concreto com fibra de poliamida de 13 mm, C4, teve uma caracterização mais resumida, conforme pode ser constatado no apêndice B. As propriedades mecânicas do concreto C4 foram similares ao C2 e como as fibras mais curtas tinham menor indicativo de eficiência para evitar o lascamento explosivo preferiu-se investigar mais profundamente apenas o concreto C2 com fibra de 21 mm.

Não se obteve qualquer informação na literatura pesquisada sobre as aparas de lã-de-rocha, além disso, esses materiais são resíduos, não tem qualquer padrão de forma e devem

ser picotados para a adição no concreto. O Apêndice A indica algumas características deste material.

Ainda que a fibra de lã-de-rocha, que é resultante das aparas desse material para fins refratários, tenha grande potencial para melhorar as propriedades térmicas do concreto, isto não foi investigado neste trabalho. Adicionou-se 1,07 kg/m³ desse material, o que corresponde aproximadamente ao volume das fibras de poliamida com 350 g/m³, e o *slump-flow* resultante foi de 700 mm.

Dos experimentos, observou-se que a fibra de poliamida se dispersa facilmente e a de lã-de-rocha precisa ser adicionada em conjunto com as britas, no início da mistura do concreto, para obter boa dispersão na massa do concreto. As aparas de lã-de-rocha foram picotadas com tesoura para poderem ser adicionadas ao concreto.

A Figura 88 ilustra o escoamento da argamassa no ensaio do cone de Marsh e o espalhamento do concreto no ensaio do *slump-flow*.

**Figura 88 - Estudo da argamassa e do concreto frescos.**

Outro aspecto importante é a ordem de colocação dos materiais e mistura na betoneira, que obedeceu a seguinte seqüência, baseada em prática do LMABC: adição das britas, pozolanas (sílica ativa e metacaulinita) e 2/3 da água da mistura; homogeneização por 3 minutos; adição do cimento e do restante da água; homogeneização por 3 minutos; adição do aditivo superplastificante (sem diluir em água); homogeneização por 3 minutos; adição das areias; homogeneização por 3 minutos. Esses tempos de mistura podem ser sensivelmente abreviados ao se utilizar misturadores de grande eficiência como as mini-centrais de concreto.

A Tabela 18 mostra a composição dos principais concretos estudados, já considerando o teor de ar aprisionado. Os concretos auxiliares, C4 ao C7, estão detalhados no apêndice B.

**Tabela 18 - Composição dos principais concretos estudados.**

| Material | C1 | C2 | C3 |
|---|---|---|---|
| Cimento ARI RS (kg) | 327 | 325 | 325 |
| Água (l) | 176 | 175 | 175 |
| Agregado fino (kg) | 1.046 | 1.040 | 1.040 |
| Agregado Graúdo (kg) | 861 | 857 | 857 |
| Sílica ativa + Metacaulinita (kg) | 33 | 33 | 33 |
| Superplastificante (kg) * | 5,56 | 5,53 | 5,53 |
| Fibras de poliamida – 21 mm (g) | __ | 344 | __ |
| Fibras de lã-de-rocha (g) | __ | __ | 1.075 |

*Corresponde à massa do aditivo na forma líquida, composto de 70% de água e 30% de sólidos.

Estes concretos têm um consumo de pasta de 35%, o que inclui a água e todos os materiais com partículas menores do que 75 μm e esses finos somam 490 kg/m³, onde esses índices estão de acordo com os consumos usuais, 380 kg/m³ a 600 kg/m³ indicados na seção 5.1. Nota-se que 27% desses finos são fíleres e o consumo de aglomerantes é igual a 360 kg/m³.

Se forem excluídos os fíleres, a pasta dos aglomerantes corresponde a 30% do volume do concreto, que é um valor baixo para o nível de fluidez atingida.

Na Figura 89 observa-se que, para a fase agregado, a mistura indicada na seção 6.4 é próxima não só da teórica como também da adotada nos concretos dosados. Como a extensão do programa experimental foi limitada é importante que este resultado seja mais investigado em pesquisas subseqüentes.

Certamente é possível produzir um CAA com outras distribuições bem diferentes desta e o que deve ser estudado é se esta distribuição proporciona menor consumo de pasta e, em conseqüência, dos aglomerantes.

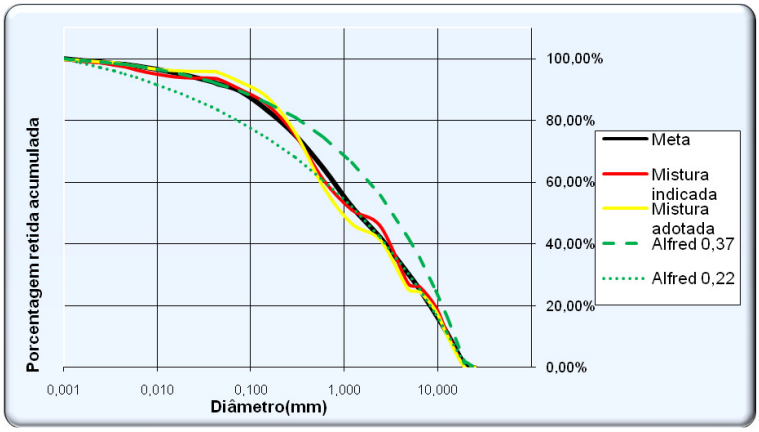


**Figura 89 – Comparação entre a distribuição ótima teórica dos agregados (Alfred, q=0,37 na fração fina, q=0,22 na fração grossa e zona de transição nas peneiras intermediárias) e a obtida nos concretos dosados.**

Em todos os ensaios realizados para caracterização dos concretos frescos e endurecidos não se utilizou qualquer meio de adensamento, além do peso próprio do concreto. Na Tabela 19 são apresentados os dados que caracterizam o concreto fresco. Os limites apresentados são valores indicativos, servem para orientar a dosagem de um CAA, entretanto variam entre diversos pesquisadores e instituições e não devem ser encarados como absolutos. Com a diversidade de materiais disponíveis é possível obter um bom concreto que fuja, em alguns ensaios, dos intervalos citados. O julgamento deve envolver uma análise do conjunto dos ensaios e as observações visuais de segregação, exsudação e fluidez. Os resultados de ensaios que envolvem medida de tempo foram obtidos através de vídeos, devido à dificuldade de obtê-los durante a experimentação.

**Tabela 19 - Caracterização do concreto fresco.**

| Propriedade | Limites | C1 | C2 | C3 |
|---|---|---|---|---|
| Massa específica (kg/m³) – NBR 9833[113] | __ | 2.448 | 2.436 | 2.436 |
| Teor de ar aprisionado (%) – NBR 9833[113] | < 2% | 0,31 | 0,76 | 0,79 |
| Slump-flow, $d_f$ (cm) - ASTM C 1611[108] | $60 \leq d_f \leq 80$ | 74,5 | 65,0 | 70,0 |
| Slump-flow, VSI - ASTM C 1611[108] | $\leq 1$ | 0 | 0 | 0 |
| Slump-flow, $T_{500}$ (s) - ASTM C 1611[108] | $2 \leq T_{500} \leq 7$ | 2,5 | 3,0 | 3,2 |
| J-Ring-flow, $d_{f,j}$ (cm) - ASTM C 1621[110] | $\geq d_f - 3$ | 71,0 | 62,5 | 68,0 |
| Caixa L, $h_2/h_1$ * | ≥0,80 | 0,9 | 0,85 | 0,87 |
| Caixa L, $t_{20}$ (s) | $t_{20} \leq 2$ | 1,0 | 1,5 | 1,5 |
| Caixa L, $t_{40}$ (s) | $t_{40} \leq 4$ | 2,5 | 3,5 | 3 |
| Funil V, $t_v$ (s) | $5 \leq t_v \leq 10$ | 5,5 | 8 | 7 |
| Funil V, 5 min (s) | $\leq t_v + 3$ | __ | 9,5 | __ |
| Tubo U, RS=$P_1/P_i$ - Gomes[79] | ≥ 0,90 | __ | __ | 0,93 |
| Ruptura do cp à tração, análise visual das faces rompidas, Gomes[79] | Segregação aparente dos agregados | Ausente | Ausente | Ausente |
| Column Technique, S (%), ASTM C 1610[111] | ≤ 15 | 12,44 | __ | 11,31 |

* Normalmente se adota 3Φ12.5mm espaçados de 4 cm e aqui foram utilizados 4Φ10.0mm espaçados de 3,2 cm.

Importante observar as altas densidades, indicando a eficiência do empacotamento, e os baixo percentuais de ar aprisionado, indicando a capacidade de preenchimento. Como esperado, a adição das fibras diminuiu a fluidez dos concretos. Apesar do concreto com adição de lã-de-rocha ter apresentado aspecto mais fluido, a pesquisa não abrangeu a alteração dos teores das fibras, portanto, não se pode concluir qual o tipo de fibra mais eficiente nesse aspecto.

Na Figura 90 são ilustrados alguns ensaios que caracterizam o concreto fresco.

**Figura 90 - Ensaios de caracterização do concreto fresco.**

Na Figura 91 são mostrados os ensaios para verificação da segregação dos agregados graúdos.

**Figura 91 - Estudo da segregação.**

Apesar dos concretos produzidos terem características de auto-adensabilidade, observa-se tanto pelos resultados dos ensaios da caixa "L", relação $h_2/h_1 < 1$, quanto pelo fato do concreto não ter atingido o nível superior na outra extremidade do tubo "U", subiu 95% da altura, que esses concretos não podem ser classificados como auto-nivelantes. Esta conclusão está associada às condições do ensaio onde existem obstáculos como armaduras densas, mudanças fortes de direção e estrangulamento de seção.

Os procedimentos de obtenção dos concretos podem ser assim resumidos:

a) seleção e composição dos materiais cimentícios considerando experiência anterior, custo, disponibilidade, distribuição granulométrica (empacotamento), forma, textura e natureza das partículas;

b) seleção dos agregados e fíler, considerando custo, disponibilidade, distribuição granulométrica (empacotamento), forma, textura e natureza das partículas;
c) estudo da pasta, envolvendo compatibilidade dos aditivos com os aglomerantes, teor de saturação do aditivo e efeito do aditivo no tempo de pega do cimento;
d) estudo da composição dos agregados finos, fíler incluído, a partir de ensaios de massa unitária compactada, visando obter o menor de teor de vazios;
e) estudo da composição dos agregados graúdos, a partir de ensaios de massa unitária compactada, visando obter o menor de teor de vazios, mas quando existirem duas misturas com vazios similares optar por aquela com menor teor de partículas com máxima dimensão característica;
f) fixação de $m_a$, relação entre a massa da composição dos agregados finos secos com a massa de cimento Portland;
g) estudo, a partir do cone de Marsh, de uma argamassa auto-adensável composta pela composição de agregados finos, pela composição de materiais cimentícios, aditivo e água. As composições dos materiais, teor de aditivo e relação $m_a$, foram definidas previamente, onde a variável a estabelecer nesse passo é a relação a/c;
h) adição dos agregados graúdos à argamassa na máxima quantidade possível que atenda aos parâmetros de aceitação do concreto de acordo com os ensaios de avaliação do CAA;
i) adição das fibras, conforme a propriedade do concreto a ser melhorada e a reavaliação do concreto fresco, este passo também pode ser tomado em conjunto com a adição dos agregados graúdos ou no estudo da argamassa;
j) caso haja interesse, estudar concretos com diferentes valores de $m_a$ para obter uma curva de dosagem envolvendo vários níveis de resistência.

No apêndice B constam os resultados dos concretos de maior nível de resistência, **C6** e **C7**, obtidos com o mesmo procedimento, mesma composição de agregados finos e graúdos e adotando valores menores de $m_a$.

## 6.5.1 CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS

Muitas das propriedades de um CCV, como módulo de elasticidade e resistência à tração são correlacionadas à resistência à compressão, porém concretos especiais podem ter comportamento diferente. Como os códigos de projeto são também baseados em pesquisas experimentais, é preciso cuidado para não extrapolar resultados obtidos a partir de concretos de resistência moderada para outros de classe superior. Devido a isso, procurou-se caracterizar as principais propriedades mecânicas do concreto endurecido.

Em todos os ensaios de avaliação do concreto endurecido, a moldagem dos corpos de prova foi efetuada sem qualquer meio de adensamento, além do peso próprio do concreto.

Para evitar perda de água do concreto, os corpos de prova foram protegidos na face superior com filme plástico assim que moldados. Após 24 horas foram desmoldados e permaneceram em câmara úmida até a idade do ensaio, com exceção de algumas verificações específicas onde a cura úmida durou apenas sete dias, o que será explicitado quando for o caso. Os corpos de prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura foram ensaiados à compressão conforme a NBR 5739[121].

As superfícies do topo e da base do corpo de prova, que são diretamente solicitadas nos ensaios de compressão e módulo de elasticidade, foram previamente regularizadas por meio de uma retífica munida de disco diamantado.

A Tabela 20 contém os resultados individuais da resistência à compressão do concreto C1, onde valores fora do intervalo entre $f_{c,máx}$ e $f_{c,min}$, calculados conforme critério de Chauvenet, são expurgados. Como este concreto foi considerado como o de referência, sua caracterização foi mais extensa do que a dos demais.

**Tabela 20 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão, concreto C1.**

| CP | $f_{c1}$ | $f_{c2}$ | $f_{c3}$ | $f_{c7}$ | $f_{c14}$ | $f_{c28}$ | $f_{c63}$ | $f_{c91}$ | $f_{c131}$ | $f_{c200}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CP1 | 8,9 | 26,5 | 36,6 | 49,0 | 48,7* | 62,6 | 76,3 | 88,6* | 78,8 | 84,4 |
| CP2 | 12,8 | 29,8 | 38,0 | 50,3 | 60,7 | 68,2 | 84,1* | 79,6 | 89,0 | 89,7 |
| CP3 | 9,4 | 24,8 | 29,7* | 47,1 | 56,2 | 69,5 | 74,1 | 77,7 | 82,4 | 84,2 |
| CP4 | --- | --- | 38,1 | 51,4 | 59,1 | 68,8 | 78,1 | 78,8 | --- | --- |
| CP5 | --- | --- | 37,6 | 49,6 | 54,5 | 70,9 | 74,9 | 78,9 | --- | --- |
| CP6 | --- | --- | 39,3 | 38,9* | 57,0 | 64,0 | 76,8 | 81,8 | --- | --- |
| $\bar{x}$ (MPa) | **10,4** | **27,0** | **37,9** | **49,5** | **57,5** | **67,3** | **76,0** | **79,3** | **83,4** | **86,1** |
| s (MPa) | --- | --- | 0,99 | 1,62 | 2,44 | 3,30 | 1,59 | 1,51 | --- | --- |
| CV (%) | --- | --- | 2,60 | 3,27 | 4,24 | 4,89 | 2,09 | 1,90 | --- | --- |
| $f_{c,máx}$ (MPa) | --- | --- | 39,5 | 52,2 | 61,5 | 73,1 | 78,6 | 81,8 | --- | --- |
| $f_{c,min}$ (MPa) | --- | --- | 36,3 | 46,8 | 53,5 | 61,6 | 73,3 | 76,9 | --- | --- |

*resultados excluídos.

A Figura 92, mostra na forma gráfica, os resultados da resistência média à compressão do concreto sem fibra. Nota-se que o crescimento da resistência praticamente apenas se estabilizou aos 131 dias de idade, onde o maior valor individual obtido foi 89 MPa.

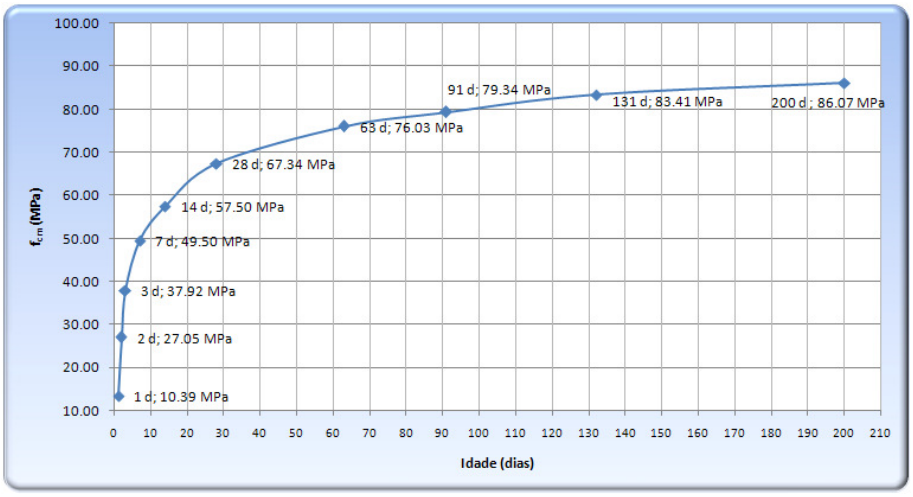


**Figura 92 - C1, variação de $f_{cm}$ com a idade, cura em temperatura ambiente.**

Importante para a aplicação em pré-moldados é o tempo para a retirada das fôrmas, manuseio dos elementos e, em muitos casos, a protensão. Pelos resultados obtidos, pode-se concluir que para ciclos de produção maiores do que 2 ou 3 dias, é plenamente possível produzir diversos tipos de elementos pré-moldados sem auxílio de cura térmica.

A Tabela 21 indica os dados dos resultados individuais da resistência à compressão dos concretos C2 e C3.

**Tabela 21 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão, concretos C2 e C3.**

| | C2 | | | | | C3 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **CP** | **$f_{c3}$** | **$f_{c7}$** | **$f_{c28}$** | **$f_{c63}$** | **$f_{c91}$** | **$f_{c3}$** | **$f_{c7}$** | **$f_{c28}$** | **$f_{c63}$** | **$f_{c91}$** |
| CP1 | 39,9 | 48,9 | 69,8 | 75,7 | 76,1 | 33,8 | 51,0 | 69,6 | 80,5 | 77,2 |
| CP2 | 41,5 | 57,0 | 73,0 | 73,2 | 80,6 | 34,6 | 52,9 | 68,6 | 73,3 | 75,3 |
| CP3 | 37,4 | 51,9 | 70,9 | 75,2 | 78,2 | 35,2 | 49,0 | 69,1 | 79,1 | 77,6 |
| CP4 | 38,0 | 54,4 | 70,6 | 73,1 | 73,7 | 31,9 | 49,3 | 71,4 | 76,7 | 82,3 |
| CP5 | --- | --- | 68,9 | --- | --- | --- | --- | 58,6* | --- | --- |
| CP6 | --- | --- | 73,0 | --- | --- | --- | --- | 69,7 | --- | --- |
| $\bar{x}$ (MPa) | **39,2** | **53,1** | **71,0** | **74,3** | **77,2** | **33,9** | **50,5** | **69,7** | **77,4** | **78,1** |
| s (MPa) | 1,87 | 3,56 | 1,66 | 1,32 | 2,96 | 1,44 | 1,76 | 1,03 | 3,18 | 2,97 |
| CV (%) | 4,76 | 6,53 | 2,34 | 1,78 | 3,83 | 4,24 | 3,49 | 1,48 | 4,10 | 3,81 |
| $f_{c,máx}$ (MPa) | 42,1 | 58,36 | 73,9 | 76,3 | 81,7 | 36,1 | 53,2 | 71,4 | 82,3 | 82,7 |
| $f_{c,min}$ (MPa) | 36,3 | 47,74 | 68,2 | 72,3 | 72,6 | 31,7 | 47,8 | 68,0 | 72,5 | 73,5 |

*resultados excluídos.

Na Figura 93 é mostrada a curva da resistência à compressão com o tempo dos concretos estudados. Nota-se que as fibras, nas dosagens adotadas pouco influenciaram nesta

propriedade, onde o fato de não comprometer a resistência é um indicativo que estavam bem dispersas na massa do concreto.

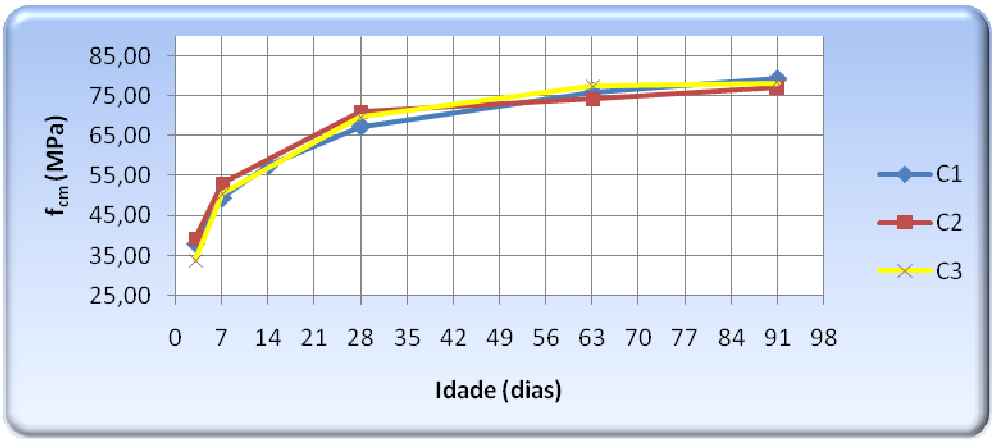


**Figura 93 - Evolução da resistência à compressão.**

A resistência à tração por compressão diametral também foi investigada em corpos de prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, ensaiados conforme a NBR 7222[122].

A Tabela 22 indica os dados dos resultados individuais da resistência à tração dos concretos C1, C2 e C3, aos 28 e 91 dias.

**Tabela 22 – Resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral.**

| | $f_{ct,sp28}$ | | | $f_{ct,sp91}$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **CP** | **$C_1$** | **$C_2$** | **$C_3$** | **$C_1$** | **$C_2$** | **$C_3$** |
| CP1 | 3,8 | 5,6 | 4,2 | 4,9 | 4,7 | 5,6 |
| CP2 | 3,6 | 4,8 | 4,7 | 4,8 | 5,6 | 5,3 |
| CP3 | 3,8 | 4,6 | 3,8 | 4,1 | 5,3 | 5,3 |
| CP4 | 4,2 | 4,7 | 4,1 | 4,3 | 5,1 | 4,8 |
| $\bar{x}$ (MPa) | **3,9** | **4,9** | **4,2** | **4,5** | **5,2** | **5,3** |
| s (MPa) | 0,25 | 0,45 | 0,40 | 0,41 | 0,39 | 0,35 |
| CV (%) | 6,38 | 9,04 | 9,54 | 9,12 | 7,46 | 6,68 |
| $f_{ct,sp,máx}$ (MPa) | 4,2 | 5,6 | 4,8 | 5,2 | 5,8 | 5,8 |
| $f_{ct,sp,min}$ (MPa) | 3,5 | 4,3 | 3,6 | 3,9 | 4,6 | 4,7 |

A resistência à tração do conjunto dos concretos correspondeu, em média, a cerca de 6,25% da resistência à compressão. Conforme visto na seção 2.5, enquanto que nos CCV, a relação da resistência à tração direta é da ordem de 10% da resistência à compressão, no CAR, esta relação cai para cerca de 7%. Conforme a NBR 6118[4], a resistência à tração direta é cerca de 90% da resistência à tração por compressão diametral.

Portanto, tomando como referência o valor de 7,78%, o resultado obtido está de acordo o esperado, embora um pouco menor.

A Figura 94 mostra o aspecto dos corpos de prova rompidos à tração por compressão diametral.

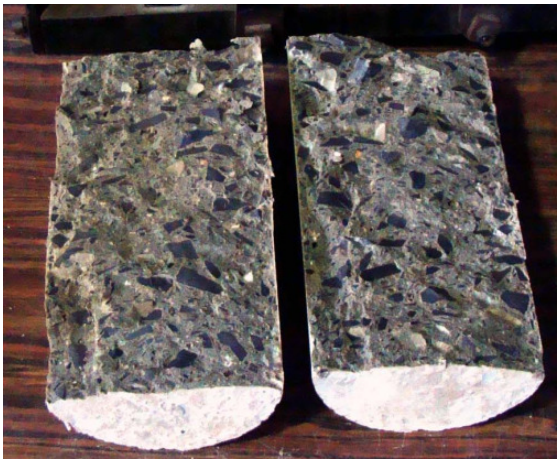

**Figura 94 - Faces dos corpos de prova do C1 rompidos aos 7 dias à tração por compressão diametral.**

Para avaliar a resistência à tração na flexão foram utilizadas vigas com comprimento de 50 cm (45 cm de distância entre centro de apoios) e seção transversal reduzida de 10 cm x 10 cm. Este ensaio é normalizado pela NBR 12142[123], onde as dimensões indicadas da seção transversal são 15 cm x15 cm.

A Figura 95 mostra a configuração do ensaio de flexão a quatro pontos, de forma que a região entre as cargas centrais fica sujeita à flexão pura e constante.

**Figura 95 - Corpo de prova ensaiado à tração na flexão, corpos de prova, 10x10x50 cm.**

A Tabela 23 indica os dados dos resultados individuais da resistência à tração na flexão dos concretos C1, C2 e C3, aos 28 e 91 dias.

**Tabela 23 – Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão.**

| | $f_{ct,f28}$ | | | $f_{ct,f91}$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **CP** | **$C_1$** | **$C_2$** | **$C_3$** | **$C_1$** | **$C_2$** | **$C_3$** |
| CP1 | 6,5 | 6,9 | 6,6 | 7,6 | 8,0 | 8,8 |
| CP2 | 7,5 | 7,4 | 7,0 | 8,3 | 6,6 | 7,5 |
| CP3 | 7,3 | 7,4 | 7,0 | 6,7 | 7,6 | 7,6 |

| | $f_{ct,f28}$ | | | $f_{ct,f91}$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **CP** | **$C_1$** | **$C_2$** | **$C_3$** | **$C_1$** | **$C_2$** | **$C_3$** |
| $\bar{x}$ (MPa) | **7,1** | **7,2** | **6,9** | **7,5** | **7,4** | **8,0** |

Nota-se que a resistência à tração na flexão é cerca de 1,6 vezes à resistência à tração por compressão diametral. Conforme a NBR 6118[4], essa relação é da ordem de 1,29. Essa diferença pode ter sido decorrente das dimensões reduzidas da seção transversal das vigas, portanto, os resultados podem estar afetados pela escala.

O módulo de elasticidade do concreto foi obtido conforme preconiza a NBR 8522[124] e a Figura 96 ilustra o corpo de prova instrumentado por extensômetros elétricos de base removível fixados em lados opostos do elemento ensaiado.

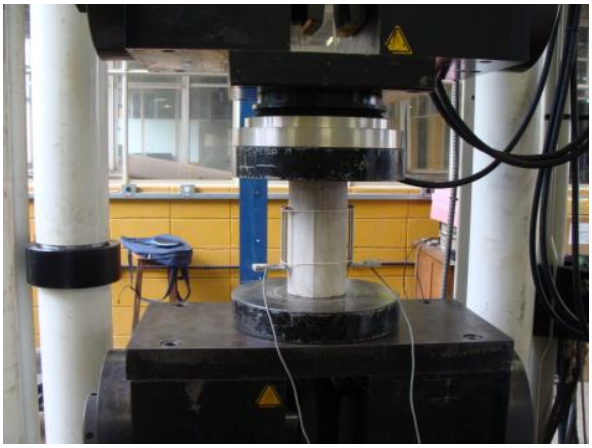

**Figura 96 – Instrumentação do corpo de prova para ensaio do módulo de elasticidade.**

A Tabela 24 indica os dados dos resultados individuais do módulo de elasticidade dos concretos C1, C2 e C3 aos 28 dias.

**Tabela 24 – Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade aos 28 dias.**

| | $E_{c28}$ | | |
|---|---|---|---|
| **CP** | **$C_1$** | **$C_2$** | **$C_3$** |
| CP1 | 42 | 41 | 41 |
| CP2 | 40 | 43 | 40 |
| CP3 | 41 | 45 | 39 |
| $\bar{x}$ (GPa) | **41** | **43** | **40** |

Além da alta resistência à compressão, o módulo de elasticidade obtido é notável, fruto da qualidade do agregado graúdo e da baixa porosidade do concreto.

Dados do Departamento de Geotecnia da EESC-USP, segundo Silva, I. J. [3 p. 59], indicam que os agregados de origem basáltica, na região de São Carlos, têm tensão médias de ruptura da ordem de 150 MPa a 200 MPa. Isto indica que estes agregados têm grande

potencial para incrementar o módulo de elasticidade do concreto, considerando que este é um material compósito.

A Figura 97 mostra um diagrama tensão-deformação típico dos concretos produzidos. A forma linear indica que a zona de transição pasta-agregado pouco influenciou no comportamento mecânico do concreto. A ruptura foi frágil e explosiva e os módulos tangente e secante se confundem.

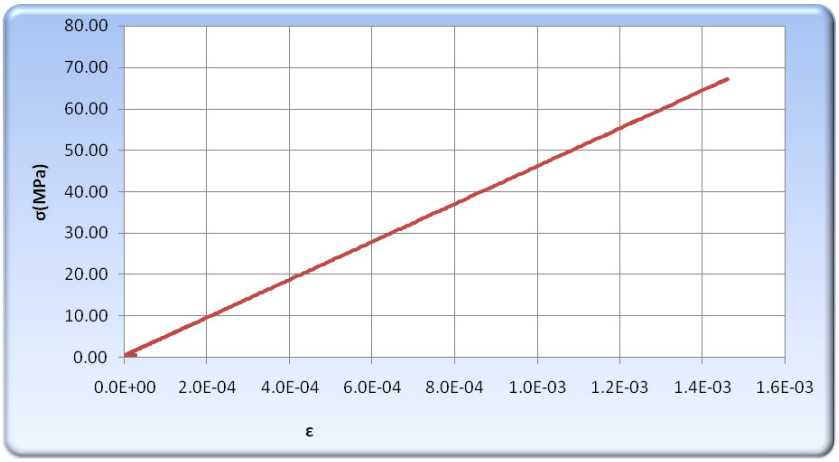


**Figura 97 - Diagrama tensão-deformação típico, até a ruptura.**

## 6.5.2 AVALIAÇÃO DA POROSIDADE PERMEÁVEL DOS CONCRETOS

Para essa avaliação foram realizados os ensaios de absorção por imersão e por ascensão capilar, por meio de corpos de prova cilíndricos de 10x20cm com idade de 91 dias. Foram investigados os concretos C1 e C2. A Tabela 25 resume os resultados e indica as normas associadas.

**Tabela 25 - Caracterização da absorção.**

| Propriedade | C1 | C2 |
|---|---|---|
| Absorção por imersão (%), sem fervura, aos 91 dias, NBR 9778[33] | 1,28 | 1,34 |
| Índice de vazios (%), aos 91 dias, NBR 9778 [33] | 3,07 | 3,19 |
| Massa específica seca (kN/m³), aos 91 dias, NBR 9778 [33] | 24,03 | 23,86 |
| Absorção de água por capilaridade, 72 h (g/cm²), aos 91 dias, NBR 9779[34] | 0,23 | 0,23 |
| Ascensão capilar (cm), aos 91 dias, NBR 9779 [34] | 10,35 | — |

No ensaio de absorção por capilaridade, realizado com água, não foi possível visualizar a penetração dela. Então se repetiu o procedimento para o concreto C1 com uma solução composta de 1% de fenolftaleína, 70% de álcool etílico e 29% de água destilada. Conforme mostra a Figura 98, apesar da ascensão capilar ter sido de 10,35 cm, característica

de ascensão em poros de pequeno diâmetro, o líquido não conseguiu penetrar mais do que 0,5 cm na direção radial. Este é um importante resultado porque indica o refinamento da porosidade, sugerindo a diminuição do tamanho do poro e uma distribuição descontínua.

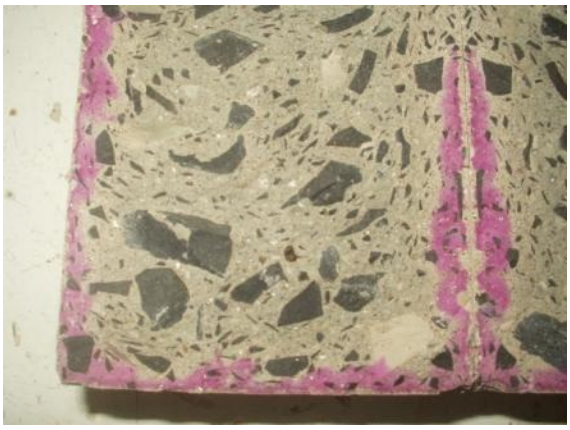

**Figura 98 - Detalhe da ascensão capilar com solução de fenolftaleína.**

### 6.5.3 COMPORTAMENTO DOS CONCRETOS SUBMETIDOS ÀS ALTAS TEMPERATURAS

Como discutido anteriormente a representação em laboratório do incêndio e da resposta da estrutura nesta situação é extremamente difícil. Mesmo quando o estudo é simplificado, resumindo-se apenas ao comportamento do concreto simples, são muitas as variáveis de interesse, como a dimensão do corpo de prova, estado de umidade, idade do concreto, composição do concreto, mineralogia dos agregados, estado de carregamento, etc.

Isto torna as pesquisas sobre este assunto muito caras e extensas, o que não foi o objetivo deste trabalho, onde apenas investigou-se pontualmente a possibilidade do lascamento explosivo e a redução da resistência e do módulo de elasticidade devido à ação da temperatura.

Foram analisados os concretos com adição de fibras. Os corpos de prova, 10x20cm, permaneceram em câmara úmida até a idade de sete dias e depois ficaram expostos ao ambiente de laboratório, até a idade do ensaio, por mais 28 dias. Foram moldados também corpos de prova de controle para determinar a perda relativa. Foi utilizado um forno compacto e uma taxa de elevação de temperatura de 10ºC/min, garantindo uma distribuição uniforme de temperatura no seu interior. A programação estabelecida para o forno compreendeu um crescimento da temperatura, na taxa indicada, até atingir a temperatura limite e depois a permanência nesse patamar até a duração total do ensaio de 1 hora, cf. Figura 99, quando o

forno era desligado e os corpos de prova retirados e expostos ao ambiente de laboratório até o momento do ensaio, 24 horas após o início do resfriamento.

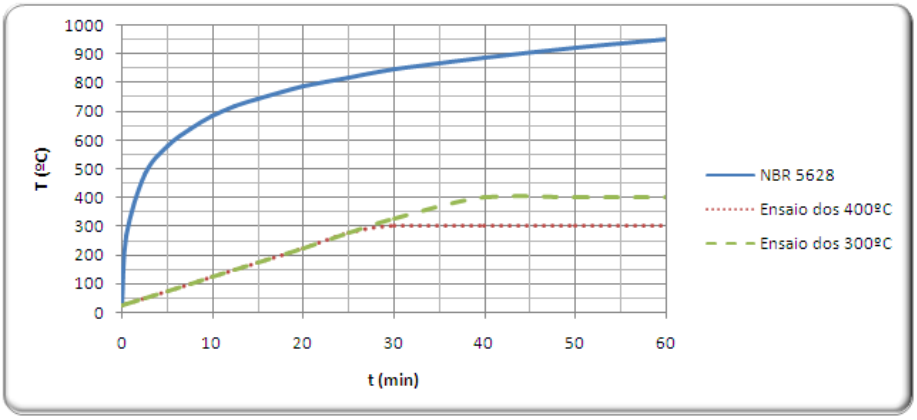


**Figura 99 – Curvas de temperatura do programa térmico padrão e dos ensaios realizados.**

Na Tabela 26 são indicados os dados de perda de resistência à compressão, módulo de elasticidade e massa. Observa-se indicação que a fibra de poliamida, ao se fundir, evitou o lascamento explosivo do concreto, o que não aconteceu com o concreto com fibra de lã-de-rocha que tem um ponto de fusão muito mais alto do que a temperatura crítica.

**Tabela 26 - Deterioração percentual do concreto com a ação da temperatura.**

| Propriedade | C2 | C3 |
|---|---|---|
| $f_c$ a 300ºC | 7,74 | 13,20 |
| $E_c$ a 300ºC | 19,16 | 21,47 |
| $f_c$ a 400ºC | 8,20 | * |
| $E_c$ a 400ºC | 19,47 | * |
| Perda de massa a 300ºC | 1,47 | 2,63 |
| Perda de massa a 400ºC | 3,77 | __ |

* Concreto explodiu fortemente, ver Figura 100.

Na Figura 100 é mostrado o concreto com adição de lã-de-rocha, após ser submetido ao teste de 400ºC, onde o primeiro CP explodiu após 55 minutos do início do ensaio e o segundo cerca de 10 minutos após. O deslocamento de ar causado pela explosão foi de tal magnitude que estufou a porta do forno, que só não foi severamente danificado devido à gaiola de proteção utilizada. Este resultado também indica o refinamento do sistema de poros e alerta para a necessidade da utilização de fibras de baixa temperatura de fusão para os concretos desse tipo sujeitos à ação do fogo.

**Figura 100 - Concreto com adição de lã-de-rocha após ser submetido à temperatura de 400ºC.**

O concreto sem fibra não foi investigado porque os ensaios com o concreto com adição de lã-de-rocha indicaram que este tipo de concreto também sofreria o lascamento e, dado os inconvenientes do ensaio, optou-se por não estender a pesquisa neste assunto. Como expresso na introdução, tratou-se apenas de uma investigação exploratória preliminar.

Ainda que não se tenham resultados conclusivos devido à escassez dos ensaios realizados nos concretos submetidos à alta temperatura, as informações obtidas são interessantes para o prosseguimento da pesquisa.

### 6.5.4 RESISTÊNCIA AO DESGASTE SUPERFICIAL

O ensaio de resistência à abrasão é normalizado pela NBR 12042[125]. Foi medido o desgaste de corpos de prova prismáticos. Estes elementos são comprimidos por uma força de 66 N contra um disco que gira a uma velocidade determinada. Para incrementar o desgaste, o equipamento possui dois compartimentos que liberam areia em taxas controladas. Após um número de revoluções equivalente a um circuito de 1.000 m através do equipamento indicado na Figura 101, mede-se, com auxílio de um paquímetro, a espessura do corpo de prova desgastado que é comparada com o valor inicial.

Obteve-se um desgaste de 1,7 mm para o concreto sem fibra, C1; 1,4 mm para o concreto com adição de fibra de poliamida, C2 e 1,3 mm para o concreto com adição de lã-de-rocha, o C3.

**Figura 101 - Ensaio para avaliação da resistência à abrasão.**

Ainda que todos os concretos tenham desgastado pouco no ensaio de abrasão, o melhor desempenho foi para o concreto com adição de lã-de-rocha, o que indica o potencial para uso desse material em obras de pavimentação, inclusive com maiores teores do que o adotado. Como a lã-de-rocha é derivada do basalto, é como se tivesse lâminas de agregado no topo da superfície melhorando o desempenho quanto ao desgaste.

### 6.5.5 VERIFICAÇÕES COMPLEMENTARES

Uma verificação efetuada foi observar se havia alguma carbonatação natural do corpo de prova com a idade de 200 dias, o que não ocorreu, como mostra a Figura 102. Além disso, pela intensidade da cor do concreto após a reação com a solução de fenolftaleína, indica-se que mesmo com baixo consumo de clínquer (≈198 kg/m³) e do uso de adições minerais pozolânicas, o pH da água dos poros é adequado.

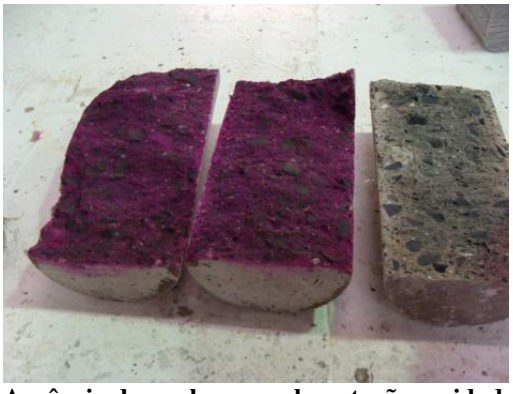

**Figura 102 - Ausência de qualquer carbonatação na idade de 200 dias.**

Baseado em procedimento efetuado por Cavalcanti[126 pp. 110-112], foi feita outra verificação que consistiu em comparar, para concretos de mesmo lote, o efeito de vibrar o CAA. Embora não tenha sido feito um teste de significância, os resultados da Tabela 27

indicam que a diferença está dentro da variabilidade do processo e a Figura 103 mostra também que não há diferença no acabamento superficial.

**Tabela 27– Estudo do efeito da vibração na resistência à compressão, concreto C1.**

| CP | C1 – vibrado, $f_{c28}$ | C1 – não vibrado, $f_{c28}$ |
|---|---|---|
| CP1 | 66,8 | 67,3 |
| CP2 | 63,6 | 69,7 |
| CP3 | 62,4 | 68,1 |
| CP4 | 69,1 | 65,3 |
| $\bar{x}$ (MPa) | **65,5** | **67,6** |
| s (MPa) | 3,05 | 1,83 |
| CV (%) | 4,65% | 2,70% |
| $f_{c,máx}$ (MPa) | 70,2 | 70,4 |
| $f_{c,min}$ (MPa) | 60,8 | 64,8 |

**Figura 103 – Foto dos corpos de prova de concreto de mesmo lote, vibrados à direita e não vibrados à esquerda.**

Entretanto, rompeu-se um corpo de prova à tração por compressão diametral para verificar a segregação do concreto vibrado, o que foi constatado, conforme a Figura 104. Devido à isto que normalmente as especificações recomendam que o CAA não seja vibrado, admitindo-se no máximo uma vibração muito leve conforme visto na seção 5.1.

Conclusões similares a esta foram obtidas por Cavalcanti (op. cit).

**Figura 104 - Segregação do agregado graúdo em CAA vibrado.**

# 7 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A seguir serão analisados os resultados e as medidas tomadas ao longo do procedimento experimental.

A escolha do cimento Portland ARI RS mostrou-se acertada. Primeiro, porque esse cimento tem apenas cerca de 60% de clínquer e atende aos princípios de sustentabilidade discutidos na introdução. Segundo, porque é um cimento de alta resistência inicial e, conforme mostrado na seção 6.5.1, esses concretos com baixo consumo de clínquer aliado ao alto consumo de aditivo superplastificante têm um desenvolvimento mais lento de resistência nas primeiras idades, o que seria agravado caso o cimento tivesse maior finura. Além disso, o sistema cimentício formado por sílica amorfa, escória e cimento Portland foi exaustivamente pesquisado no LMABC, o que fornece segurança quanto ao seu desempenho frente aos agentes agressivos mais comuns como cloretos e dióxido de carbono.

Do estudo da melhor mistura entre as adições minerais concluiu-se que a proporção em massa de 75% de sílica ativa e 25% de metacaulinita proporcionava o menor índice de vazios. Essa proporção ótima, em torno de 70% de material grosso e 30% de material fino tem se repetido nos ensaios tanto nas adições minerais quanto nos agregados mais graúdos quando se combina apenas dois materiais e parece que é um bom valor inicial a ser admitido.

Entre os procedimentos para obter a massa unitária compactada dos materiais finos, a vibração e a compactação a seco mostraram-se inadequados, sendo recomendada a compactação via úmida. Outra opção é a análise indireta dos vazios através da resistência à compressão de argamassas ou pastas das diversas misturas.

A influência da distribuição dos tamanhos de partículas da fase cimentícia é um assunto que merece maior investigação, dado que se conseguiu um acréscimo significativo de resistência com esse procedimento, o que pareceu muito alto para ser justificado apenas pela melhor dispersão das partículas. Entretanto, o fato da resistência aumentar é um bom indicativo que o procedimento de combinar partículas de diferentes tamanhos também na fase aglomerante é adequado.

O método do mini-abatimento ou de Kantro tem sido utilizado com bons resultados no LMABC tanto para investigar a compatibilidade do cimento Portland com o aditivo como para estudar o ponto de saturação. Além de ser um procedimento rápido e prático, manipula-se pouco material.

Para minimizar o consumo dos aglomerantes as partículas finas devem ser dispersas ao máximo e um dos procedimentos é maximizar o consumo de aditivo superplastificante.

Nos concretos estudados a limitação do teor de aditivo superplastificante foi o tempo de pega do cimento Portland. Discute-se qual o melhor procedimento para estudar o teor de aditivo superplastificante se na pasta, argamassa ou concreto, mas quando se adota o limite superior esta discussão perde importância.

O outro procedimento para minimizar o consumo dos aglomerantes é diminuir o teor de vazios de toda a extensão granulométrica, principalmente as frações mais finas, dado que a fração mais graúda deve ser afastada para evitar obter concretos ásperos e com tendência ao bloqueio.

A seleção dos agregados através da simulação da melhor mistura que se aproxime de uma curva "alvo" parece promissora. Este procedimento permite que se utilize menor quantidade de materiais, diminui o trabalho consumido em ensaios e indica soluções que não seriam obtidas caso se utilize apenas o método das misturas sucessivas. Isto porque neste último procedimento segue-se sempre na mesma direção da maior para a menor partícula e não se detectam as alternativas excluindo materiais intermediários.

Os modelos de distribuições granulométricas são idealizações e há necessidade de comprovação experimental, o que foi feito nesta pesquisa, ao se verificar o menor índice de vazios para as misturas com os agregados selecionados a partir da análise teórica. Concluiu-se que os procedimentos são complementares.

O estudo da argamassa auto-adensável como proposto por Liborio mostrou-se adequado e prático. Primeiro porque se manipula pouco material no ensaio do cone de Marsh, o que pode ser feito apenas por um operador, depois a transformação em concreto com adição dos agregados graúdos na etapa posterior foi muito rápida, minimizando o trabalho do estudo do concreto que é a fase onde se mobiliza mais materiais e mão-de-obra.

A distribuição granulométrica obtida da fase agregado foi muito próxima da sugerida na seção 3.3 com máximo empacotamento na fração fina e partículas mais distanciadas na fração grossa. Como tem se produzido concretos auto-adensáveis com distribuições diferentes desta, até com distribuições descontínuas, é preciso verificar mais profundamente a vantagem desta distribuição, por exemplo, se ela proporciona um menor consumo de pasta e, em conseqüência, dos aglomerantes.

Sobre a adição das fibras, a quantidade ideal depende da aplicação a que se destina o concreto e depende também das características tanto da fibra quanto do concreto, de forma

que é difícil pré-definir um consumo. Ao adicionar estes materiais observou-se a esperada perda de fluidez, portanto, é importante que a quantidade seja otimizada. Não houve dificuldade para dispersar as fibras de poliamida que foram adicionadas seja no início da mistura ou no final. Já a lã-de-rocha, o melhor procedimento foi adicionar no início, em conjunto com os agregados graúdos.

Nesta pesquisa o limite do teor de fibras foi o *slump-flow*, mas conhecendo-se melhor a função da fibra sobre determinada propriedade do concreto pode-se adotar consumos menores, embora o teor de 350 g/m³ de fibra de poliamida adotado seja baixo quando comparado com os 2 kg/m³ de fibras de polipropileno usualmente recomendados para evitar o lascamento explosivo. O teor de lã-de-rocha, em volume, foi similar ao da fibra de poliamida, portanto também pode ser considerado um teor baixo.

A utilização dos resultados da teoria da percolação de elipsóides desenvolvida por Garboczi et al. deve ser mais investigada quanto à escolha do índice de forma e teor de fibras para evitar o lascamento explosivo.

Os resultados dos ensaios do concreto fresco permitiram concluir pela auto-adensabilidade dos concretos produzidos, mas eles não podem ser considerados auto-nivelantes em situações onde o concreto precise vencer fortes obstáculos.

As propriedades mecânicas obtidas foram excelentes e atenderam ao estabelecido no plano de pesquisa. Na Tabela 28 são resumidos os principais resultados dos ensaios para o concreto endurecido.

**Tabela 28 – Resumo da caracterização dos concretos endurecidos.**

| Propriedade | C1 | C2 | C3 |
|---|---|---|---|
| $f_{c28}$ (MPa), NBR 5739/1994 | 67,3 | 71,0 | 69,7 |
| $E_{c28}$ (GPa), NBR 8522/2008 | 41 | 43 | 40 |
| $f_{ct,sp28}$ (MPa), NBR 7222/1994 | 3,9 | 4,9 | 4,2 |
| $f_{ct,f28}$ (MPa) , NBR 12142/1991 | 7,1 | 7,2 | 6,9 |

Por exemplo, para o concreto C2 obteve-se um consumo de 4,58 kg de cimento por cada MPa de resistência à compressão aos 28 dias, onde esse índice sobe para 5,04 se considerado o conjunto dos aglomerantes. São valores muito baixos para o concreto auto-adensável o que indica o acerto dos procedimentos de empacotar os agregados e adições minerais e maximizar o consumo de aditivos superplastificantes.

Os altos módulos de elasticidade obtidos são decorrentes da alta qualidade do agregado graúdo basáltico utilizado e da baixa porosidade da pasta, o que será discutido adiante.

A pasta obtida do concreto C1 tem a seguintes características: a/c=0,55, a/ag=0,5 e a/s=0,365, onde o que vai definir as propriedades de resistência e durabilidade é a porosidade resultante após a hidratação dos aglomerantes. Devido ao alto consumo de fíleres, não é surpreendente que se obtenha concretos de alta resistência mesmo com relação a/c igual a 0,95, como visto na seção 2.6.3.

No apêndice C1.2 são detalhados os cálculos onde se estimou que aos 7 dias este concreto tem uma porosidade refinada a ponto de ser possível interromper a cura úmida. Ao hidratar completamente ainda restam cerca de 6,4% de poros capilares e 9,6% de hidróxido de cálcio, ou seja, a indicação é que mesmo que todo material solúvel seja carreado ainda assim a porosidade total da pasta é inferior à porosidade crítica teórica de 18% definida por Bentz e Garboczi. Materiais com estas características têm grande potencial de durabilidade.

Um inconveniente de se adotar uma relação a/c alta e uma relação a/s baixa é que ainda sobra uma quantidade significativa de poros capilares, o que não acontece quando a relação a/c é muito baixa. Portanto, além da água quimicamente combinada e adsorvida se tem muita água capilar e isto em um sistema de poros descontínuo. Isto parece a receita ideal para propiciar o lascamento explosivo em alta temperatura, ainda que a água ajude a atrasar a propagação do calor para o interior do concreto. Portanto, parece fundamental a inclusão de fibras poliméricas nestes tipos de concreto.

Quanto à perda de resistência e módulo de elasticidade nos ensaios de alta temperatura, mais uma vez, os resultados são escassos e não permitem conclusões precisas, mas um concreto onde parte da resistência obtida advém da diminuição da porosidade causada pelo fíler quartzoso não pozolânico, é possível que os danos sejam menores. Isto porque este fíler não é afetado na mesma magnitude que os produtos da hidratação do cimento Portland e da reação pozolânica, ao menos para temperaturas inferiores à 500ºC.

O baixo desgaste dos concretos nos ensaios de abrasão também são bons indicativos da baixa porosidade da pasta, onde um melhor desempenho da lã-de-rocha neste aspecto indica que este material deve ser investigado com esse objetivo.

A explosão do concreto no ensaio de alta temperatura quando olhada em conjunto com as informações de outros ensaios como absorção, curva tensão x deformação no ensaio de

compressão, desgaste por abrasão e carbonatação natural, induzem a concluir que o refinamento da porosidade foi atingido nestes concretos.

Importante para utilização desses concretos é a definição dos parâmetros necessários ao projeto estrutural. Os dados indicados na Tabela 28 correspondem a valores médios de resistência à compressão e módulo de elasticidade.

Para a resistência à compressão, adotando um desvio padrão de 4 MPa, condição A estabelecida pela NBR 12655[48], tem-se, para o concreto C2, um $f_{ck28}$ = 71 - 1,65x4 = 64,4 MPa.

Os concretos apresentados neste trabalho, não se enquadram na categoria IV da NBR12655 [48], em relação ao consumo de cimento e à relação água-cimento, entretanto tem uma classe de resistência cerca de 60% maior do que a prescrita para essa classe, além de fortes características de alta durabilidade frente às mais duras condições ambientais previstas por este código.

Quanto ao módulo de elasticidade para fins de cálculo de deformações e análise de distribuição de esforços, não há necessidade de se tomar um valor característico, porque nesse caso o valor médio é mais representativo. Por exemplo, no cálculo da flecha de uma viga, tem-se um resultado da integração de curvaturas ao longo do eixo do elemento estrutural, portanto considerar que em todas as seções haverá um valor inferior é uma hipótese não provável.

# 8 CONCLUSÕES

Após o término do trabalho, com base e limitado à extensão dos experimentos realizados, é possível concluir que:

a) a metodologia aqui apresentada é de simples aplicação e permite obter rapidamente o CAA proposto ou de outros níveis de resistência;
b) os concretos com baixo consumo de aglomerantes são viabilizados pelo empacotamento dos agregados, inclusive fíler, e pelo uso intensivo dos aditivos superplastificantes;
c) a porosidade da pasta e a distribuição desses poros têm forte influência na resistência e na durabilidade do concreto. Esta porosidade é caracterizada pela relação água/sólidos em cada estágio da hidratação, onde os sólidos compreendem o cimento, as adições minerais pozolânicas e os fíleres. Para entender as propriedades desses concretos é melhor considerar essa porosidade do que apenas a relação água/cimento porque todos os outros materiais finos influenciam no comportamento do concreto;
d) os resultados dos ensaios de absorção, a forma do diagrama tensão-deformação e o lascamento explosivo indicam o refinamento do sistema de poros e a ausência ou a não influência da zona de transição pasta-agregado no desempenho desses concretos;
e) os procedimentos adotados nesta pesquisa indicam ser mais eficientes do que aumentar o consumo de cimento para obter um concreto auto-adensável de alta resistência e durabilidade. O que propiciou obter concretos que demandam menos energia para a sua produção e com maior estabilidade volumétrica;
f) observou-se que a adição de fibras permitiu tornar o concreto mais versátil, conforme a aplicação que se destina. A fibra de poliamida inibiu o lascamento explosivo com um consumo da ordem de 350 g/m³, que pode ser considerado baixo em comparação aos 2 kg/m³ de fibras de polipropileno normalmente especificados;

g) O concreto com adição de apara de lã-de-rocha teve bom indicativo para melhorar a resistência à abrasão, o que é muito importante em obras de pavimentação;

h) foram atingidas resistências elevadas para todos os concretos estudados;

h1) o concreto C1 atingiu resistência da ordem de 65 MPa na idade de 28 dias superando-se valor de 85 MPa aos 200 dias, um aumento de 30%;

h2) a resistência à compressão dos concretos C2 e C3, para a idade de 28 dias estão próximas e atingem um valor médio em torno de 70 MPa, chegando a 78 MPa na idade de 91 dias, aumentando de 11%;

i) o consumo de cimento para se produzir 1 MPa na idade de 28 dias foi 4,58 kg para o concreto C1 e 4,6 kg para os concretos C2 e C3;

j) os módulos de elasticidade de todos os concretos estudados foram muito altos, superando o valor de 40 GPa;

k) as resistências à tração por compressão diametral atingidas foram, respectivamente aos concretos C1, C2 e C3, 3,9 MPa, 4,9 MPa e 4,2 MPa, para a idade de 28 dias e para a idade de 91 dias, respectivamente, 4,5 MPa, 5,2 MPa e 5,3 MPa. Valores comparáveis àqueles que são utilizados em obras que requerem altas resistências à tração;

l) os resultados de resistência à tração na flexão para todos os concretos, para a idade de 28 dias, atingiu valores médios de 7,0 MPa, resultado esse que pode ser considerado adequado e alto para a maioria das estruturas de concreto;

m) os resultados dos ensaios de absorção por imersão apresentaram valores médios de 1,32% que podem ser considerados muito baixos, demonstrando a qualidade dos concretos, pois quando esses valores são menores que 4,2%, os concretos podem ser considerados duráveis;

n) o índice de vazios também foi baixo, em média 3,13%;

o) a massa específica média dos concretos apresentam valores em torno de 24 kN/m³ indicando que os concretos são densos;

p) a absorção de água por capilaridade foi de 0,23 g/cm² também indicando uma baixa porosidade permeável;

q) a ascensão capilar foi de 10,35 cm, indicando que os vazios conectados são capilares muito finos e isso está em consonância com outras pesquisas do

LMABC, Gianotti[30], nas quais se demonstraram que essa capilaridade não interfere na durabilidade;

r) observou-se nos ensaios realizados, ainda que sejam poucos, pequena perda de resistência do concreto a 400ºC, o que indica a grande potencialidade do material em suportar altas temperaturas durante a ação do fogo, permitindo as ações de combate ao incêndio;

s) as avaliações dos tópicos anteriores indicam que os concretos auto-adensáveis produzidos são de alta resistência (superam, com folga, o limite de 50 MPa da NBR 6118[4]), duráveis, tem boas indicações de tolerância à ação do fogo e são fáceis de serem implementados com os conhecimentos aqui abordados na presente pesquisa.

## 8.1 SUGESTÕES PARA SEGUIMENTO DA PESQUISA

Diante do discutido e das lacunas restantes sugerem-se os seguintes pontos para continuidade da pesquisa:

a) estudo do efeito da distribuição do tamanho de partículas da fase cimentícia na resistência de pastas ou argamassas. Além da sílica ativa e metacaulinita, verificar o efeito de incorporar uma terceira adição mineral mais fina como a cinza da casca do arroz;

b) estudo do efeito da distribuição granulométrica dos agregados no consumo de pasta e aglomerantes, com ênfase na distribuição de Alfred com q=0,37 na fração fina e q=0,22 na fração grossa;

c) estudo do empacotamento dos agregados comparando o procedimento teórico, a partir da aproximação da curva “alvo”, com o método tradicional da mistura sucessiva. Verificar as diferenças de quantidade de agregados selecionados, índice de vazios e área superficial;

d) estudo de concretos com consumo de cimento menor do que o estudado nesta pesquisa para obter o limite inferior onde o concreto ainda possa ser considerado de alto desempenho;

e) estudo da cura térmica para acelerar a hidratação dos concretos com alto consumo de aditivos superplastificantes propícios ao retardamento de pega;

f) estudar a relação entre o tempo de escoamento no cone de Marsh das argamassas auto-adensáveis com as propriedades reológicas dos concretos auto-adensáveis equivalentes, com cuidado para que os CAA não tenham problemas de segregação e bloqueio que afetem os resultados;
g) investigar as propriedades térmicas dos concretos produzidos com lã-de-rocha;
h) investigar o efeito da lã-de-rocha na resistência à abrasão dos concretos, inclusive com maiores teores do que os adotados nesta pesquisa;
i) estudo amplo do comportamento desses concretos sujeitos às altas temperaturas, dado que esta pesquisa fez apenas uma verificação pontual sobre o lascamento explosivo;
j) estudo da ação da fibra de poliamida na inibição do lascamento explosivo, inclusive a influência do índice de forma;
k) estudo do concreto com adição de lã-de-rocha triturada, como fíler, e com adição de fibra de poliamida. O que pode resultar em melhoria das características térmicas do concreto e ao mesmo tempo evitar o lascamento explosivo.

# REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS *

1. **MEHTA, POVINDAR KUMAR.** Society, sustainability, and the global concrete industry. Curitiba : Ibracon, 2009. Palestra no 51° Congresso Brasileiro do Concreto.
2. **LIBORIO, JEFFERSON BENEDICTO LIBARDI.** SET 5891 - Tecnologia dos concretos estruturais. *Notas de aula (Disciplina de pós-graduação).* São Carlos : Departamento de engenharia de estruturas, EESC. Universidade de São Paulo, 2007.
3. **SILVA, ISAC JOSÉ DA.** Contribuição ao estudo dos concretos de elevado desempenho: propriedades mecânicas, durabilidade e microestrutura. *Tese (Doutorado).* São Carlos : IFSC/IQSC-EESC. Universidade de São Paulo, 2000.
4. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 6118. *Projeto de estruturas de concreto: procedimento.* Rio de Janeiro : ABNT, 2003.
5. —. NBR NM 67. *Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.* Rio de Janeiro : ABNT, 1998.
6. **LIBORIO, JEFFERSON BENEDICTO LIBARDI.** Concreto de Alto Desempenho (Palestra). *Simpósio internacional sobre concretos especiais.* Sobral : s.n., 2002.
7. **EUROPEAN PROJECT GROUP.** The European Guidelines for Self-Compacting Concrete. *http://www.efnarc.org/publications.html, acesso em 27 de fevereiro de 2008.* 2005.
8. **ELLIOTT, K. S.** *Multi-storey precast concrete framed structures.* Oxford : Blackwell Science, 1996.
9. **EL DEBS, M.K.** *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações.* São Carlos : EESC - Universidade de São Paulo, 2000.
10. *Design and construction of the Old 99 Bridge - an HPC spliced-girder structure.* **NIKZAD, K., et al.** 2006, PCI Journal, pp. 98-109. Vol 51 nº 1.
11. **CONCEIÇÃO, RODRIGO VIEIRA DA.** Análise experimental de aduelas pré-moldadas em concreto de alto desempenho para passarelas estaiadas. *Dissertação (Mestrado).* São Carlos : SET-EESC. Universidade de São Paulo, 2008.
12. **POWERS, T. C. e BROWNYARD, T. L.** *Studies of the physical properties of hardened portland cement paste - nine parts.* Chicago : Portland Cement Association, 1946 - 1947. Bulletin 22.
13. **LIMA, SANDRA MARIA DE.** Concreto de alto desempenho aplicado a sistemas de processamento e armazenagem de alimentos em baixas temperaturas. *Tese (Doutorado).* São Carlos : Departamento de Engenharia de Estruturas, EESC. Universidade de São Paulo, 2008.
14. *Percolation and Condution.* **KIRKPATRICK, SCOTT.** New York : s.n., 1973, Review of Modern Physics. Vol. 45, nº4.
15. **KING, P.R., et al.** Percolation theory. [Online] [Citado em: 11 de novembro de 2009.] http://www3.imperial.ac.uk/portal/pls/portallive/docs/1/197913.PDF .
16. *Percolation of phases in a three-dimensional cement paste microstructural model.* **BENTZ, D.P. e GARBOCZI, E.J.** 1991, Cement Concrete Research, Vol. 21, pp. 325-344.
17. *Structure and physical properties of hardened portland cement paste.* **POWERS, T. C.** 1958, Journal of the American Ceramic Society, Vol. 41, pp. 1-6.
18. **BENTZ, D.P., et al.** Limestone fillers to conserve cement in low w/cm concretes: an analysis based on Powers' model. [Online] [Citado em: 29 de 06 de 2009.]

http://ciks.cbt.nist.gov/~bentz.
19. **MEHTA, POVINDAR KUMAR e MONTEIRO, PAULO JOSÉ MELARAGNO.** *Concreto: estrutura, propriedades e materiais.* [trad.] Antonio Carmona Filho, et al. São Paulo : Pini, 1994.
20. **POWERS, T. C.** *The physical structure and engineering properties of concrete.* Chicago : Portland Cement Association, 1958. Bulletin 90.
21. **NEVILLE, ADAM MATTHEW.** *Propriedades do concreto.* [trad.] Salvador E. Giamusso. 2. São Paulo : Pini, 1997.
22. **AÏTCIN, PIERRE-CLAUDE.** *Binders for durable and sustainable concrete.* New York : Taylor & Francis, 2008. Modern Concrete Technology Series.
23. **BENTZ, DALE P.** CEMHYD3D: A three-dimensional cement hydration and microstructure development modeling package. Version 3.0. *NISTIR 7232.* 2005. Obtido em: ftp.nist.gov.
24. **POWERS, T. C., COPELAND, L. E. e MANN, H. M.** Capillary continuity or discontinuity in cement pastes. Skokie : Portland Cement Association, 1959.
25. *Modeling the leaching of calcium hydroxide from cement paste: effects on pore space percolation and diffusivity.* **BENTZ, D.P. e GARBOCZI, E.J.** 1992, Materials and Structures, Vol. 25, pp. 523-533.
26. **KANAOKA, CHIKAO.** Permeation (flow through porous medium). [ed.] HIROAKI MASUDA, KO HIGASHITANI e HIDETO YOSHIDA. *Powder Technology Handbook.* s.l. : Taylor & Francis Group, 2006.
27. **MEEKS, K. W. e CARINO, N. J.** Curing of high-performance concrete: report of the state-of-the-art. Gaithersburg : National Institute of Standards and Technology, 1999. NISTIR 6295.
28. *Fibers, Percolation, and Spalling of High-Performance Concrete.* **BENTZ, DALE P.** 2000, American Concrete Institute (ACI) Materials Journal, Vol. 97 Nº3, pp. 351-359.
29. **AÏTCIN, PIERRE-CLAUDE.** *Concreto de alto desempenho.* [trad.] Geraldo G. Serra. São Paulo : Pini, 2000.
30. **SILVA, FERNANDA GIANNOTTI.** Estudo de concretos de alto desempenho frente à ação de cloretos. *(Tese de Doutorado).* São Carlos : IFSC/IQSC-EESC. Universidade de São Paulo, 2006.
31. **SILVA, VALDIRENE MARIA DA.** Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas executados com e sem adição de sílica ativa. *Dissertação (Mestrado).* São Carlos : IFSC/IQSC-EESC. Universidade de São Paulo, 2002.
32. **ANDRADE, CARMEM.** *Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras.* [trad.] ANTONIO CARMONA e PAULO HELENE. São Paulo : Pini, 1992.
33. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 9778. *Argamassa e concreto endurecidos - determinação absorção de água, índice de vazios e massa específica.* Rio de Janeiro : ABNT, 2005.
34. —. NBR 9779. *Argamassa e concreto endurecidos: determinação da absorção de água por capilaridade.* Rio de Janeiro : ABNT, 1995.
35. *Desempenho a toda prova.* São Paulo : Pini, 2002, Téchne, Vol. 63, pp. 36-43.
36. **BAROGHEL-BOUNY, VÉRONIQUE e MOUNANGA, PIERRE.** Effects of self-desiccation on autogenous deformations, microstructure and long-term hygral behaviour. [ed.] B. PERSSON, D BENTZ e L-O NILSSON. *Self-desiccation and its importance in concrete technology.* Gaithersburg : s.n., 2005. Proceedings of the Fourth International Research Seminar. Report TVBM-3126.
37. **NILSSON1, LARS-OLOF e MJÖRNELL, KRISTINA.** A macro-model for self-desiccation in high performance concrete. *Self-desiccation and its importance in concrete*

*technology.* Gaithersburg : s.n., 2005. Proceedings of the Fourth International Research Seminar. Report TVBM-3126.
38. **AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.** ACI 201.2R-01. *Guide to durable concrete.* Detroit : ACI, 2001. In: ACI Manual of Concrete Practice.
39. **HELENE, PAULO e GRIGOLI, ADEMIR SCOBIN.** Comportamento das adições minerais inertes em poros e zona de transição em concretos. *Disponível em www.scobiengenharia.com.br, acessado em 12/03/2008.*
40. **RICHARDSON, MARK G.** *Fundamentals of durable reinforced concrete.* New York : Taylor & Francis, 2004.
41. **CONCRETE SOCIETY.** The influence of cement content on the performance of concrete. Crowthorne : THE CONCRETE SOCIETY, 1999. Discussion document.
42. **RODRIGUES, PÚBLIO PENNA FIRME e MONTARDO, JULIO P.** A influência da adição de fibras de polipropileno nas propriedades dos concretos para pisos e pavimentos. Belo Horizonte : IBRACON, 2002. 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO.
43. **HELENE, PAULO R. L. e TERZIAN, PAULO.** *Manual de dosagem e controle do concreto.* São Paulo : Pini, 1992.
44. **PETRUCCI, ELÁDIO G. R.** *Concreto de cimento Portland.* 8ª ed. Porto Alegre : Globo, 1981. Revisado por Vladimir Antonio Paulon.
45. **MELO, ALUÍSIO BRAZ DE.** Influência da cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica no desenvolvimento da microestrutura dos concretos de cimento portland. *Tese (Doutorado).* São Carlos : IFSC/IQSC-EESC. Universidade de São Paulo, 2000.
46. **TAYLOR, HAROLD F. W.** Cement chemistry. London : Academic Press, 1990.
47. **INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO.** Concreto de cimento Portland. PAULO HELENE e TIBÉRIO ANDRADE. [ed.] GERALDO CECHELLA ISAIA. *Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais.* São Paulo : IBRACON, 2007, Vol. 2, pp. 905-943.
48. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 12655. *Concreto de cimento portland: preparo, controle e recebimento : procedimento.* Rio de Janeiro : ABNT, 2006.
49. *Role of cement content in specifications for concrete durability: cement type influences.* **DHIR, R. K., et al.** 2004, Structures and Buildings, Vol. 157, pp. 113-127. Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
50. **COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON.** *CEB/FIP Code Model 90 for Concrete Structures.* Lausanne : CEB, 1993.
51. **CÁNOVAS, MANUEL FERNÁNDEZ.** Patologia e terapia do concreto armado. [trad.] Maria Celeste Marcondes, Carlos Wagner F. dos santos e Beatriz Cannabrava. São Paulo : Pini, 1988.
52. *Role of cement content in specifications for concrete durability: aggregate type influences.* **DHIR, R. K., et al.** 2006, Structures and Buildings, Vol. 159, pp. 229-242. Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
53. **FUSCO, P. B.** *Técnicas de armar as estruturas de concreto.* São Paulo : Pini, 1995.
54. **INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO.** Adições minerais para o concreto estrutural. DENISE CARPENA COITINHO DAL MOLIN. [ed.] GERALDO CECHELLA ISAIA. *Concreto: Ensino, pesquisa e realizações.* São Paulo : IBRACON, 2005, Vol. 1, 12, pp. 345-379.
55. **BRETON, DANNYS.** *Low-heat high performance concrete.* US005531823A United States of America, 02 de Jul de 1996. ATOMIC ENERGY OF CANADA LIMITED. Disponível em www.freepatentsonline.com/5531823. Acesso em 12/12/2009.

56. **JAWARA, ALIEU.** Low heat high performance concrete for glass fiber reinforced polymer reinforcement. Whinnipeg : University of Manitoba, 1999. Dissertação de mestrado.
57. *Dosagem de concretos avançados para a construção civil a partir do método computacional.* **CASTRO, ALESSANDRA L., LIBORIO, JEFFERSON B. L. e PANDOLFELLI, VICTOR CARLOS.** Curitiba : IBRACON, 2009. 51º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO.
58. **OLIVEIRA, IVONE REGINA, et al.** Dispersão e empacotamento de partículas: princípios e aplicações em processamento cerâmico. São Paulo : Fazendo Arte Editorial, 2000.
59. **KOEHLER, ERIC P. e FOWLER, DAVID W.** Aggregates in Self-Consolidating Concrete. *Final Report - ICAR Project 108.* Austin : International Center for Aggregates Research (ICAR), 2007.
60. **DEGUSSA.** Aditivos para concreto. 2004. Obtido em http://www.degussa-cc.com.br. Acessado em 26/06/2008..
61. **INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO.** Nanotecnologia e materiais de construção. PHILIPPE J.P. GLEIZE. [ed.] GERALDO CECHELLA ISAIA. *Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais.* s.l. : IBRACON, 2007, Vol. 2, pp. 1659-1685.
62. *Fresh and hardened properties of self-consolidating concrete.* **BONEN, DAVID e SHAH, SURENDRA P.** s.l. : John Wiley & Sons, Ltd, 2005, Prog. Struct. Engng Mater, Vol. 7, pp. 14-26.
63. **YUU, SHINICHI.** Particle sedimentation. [ed.] HIROAKI MASUDA, KO HIGASHITANI e HIDETO YOSHIDA. *Powder Technology Handbook.* s.l. : Taylor & Francis Group, 2006.
64. **GOMES, PAULO CÉSAR CORREIA e BARROS, ALEXANDRE RODRIGUES DE.** *Métodos de dosagem de concreto autoadensável.* São Paulo : Pini, 2009.
65. **CASTRO, ALESSANDRA LORENZETTI DE.** Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia dos concretos de alto desempenho. *(Tese de doutorado).* São Carlos : IFSC/IQSC-EESC. Universidade de São Paulo, 2007.
66. **USUI, HIROMOTO.** Viscosity of slurry. [ed.] HIROAKI MASUDA, KO HIGASHITANI e HIDETO YOSHIDA. *Powder Technology Handbook.* s.l. : Taylor & Francis Group, 2006.
67. **TUTIKIAN, BERNARDO FONSECA e MOLIN, DENISE CARPENA DAL.** *Concreto auto-adensável.* São Paulo : Pini, 2008.
68. *The development of a simulation model of the dense packing of large particulate assemblies.* **SOBOLEV, KONSTANTIN e AMIRJANOV, ADIL.** 2004, Powder Technology, Vol. 14, pp. 155– 160.
69. *Toward mix design for rheology of self-compacting Concrete.* **OH, S.G., NOGUCHI, T. e TOMOSAWA, F.** Stockholm : s.n., 1999. Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete. pp. 361-372.
70. *Packing Density: A key concept for mix design of high performance concrete.* **WONG, H.C. e KWAN, A. K.H.** [ed.] HKIE Materials Division. Hong Kong : s.n., 2005. Proceedings of the materials science and technology in engineering conference. pp. 1-15.
71. *The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete.* **SCRIVENER, KAREN L., CRUMBIE, ALISON K. e LAUGESEN, PETER.** s.l. : Kluwer Academic Publishers, 2004, Interface Science, Vol. 12, pp. 411-421.
72. **ALVES, JOSÉ DAFICO.** *Manual de tecnologia do concreto.* 3ª Ed. Goiânia : UFG, 1993.
73. **ALENCAR, RICARDO DOS SANTOS ARNALDO DE.** Dosagem do concreto auto-

adensável: produção de pré-fabricados. *Dissertação (Mestrado).* São Paulo : Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de engenharia de construção civil, 2008.
74. **BROUWERS, H.J.H. e RADIX, H.J.** Self-compacting concrete: the role of the particle size distribution. [ed.] ZHIWU YU, et al. Changsha : s.n., 2005. pp. 109-118. First International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete SCC'2005.
75. **HWANG, CHAO-LUNG e TSAI, CHIH-TA.** The effect of aggregate packing types on engineering properties of self-consolidating concrete. [ed.] ZHIWU YU, et al. Changsha : s.n., 2005. pp. 337-345. First International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete SCC'2005.
76. **AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.** ASTM C 29/C 29M – 07. *Standard test method for bulk density ("unit weight") and voids in aggregate.* Philadelphia : ASTM, 2007.
77. **STEWART, D. A.** *The design and placing of high concrete quality.* London : E & FN SPON, 1951.
78. **DÍAZ, VITERVO O'REILLY.** *Método de dosagem de concreto de elevado desempenho.* São Paulo : Pini, 1998.
79. **GOMES, PAULO CÉSAR CORREIA.** Optimization and characterization of high-strength selfcompacting concrete. *(Doctoral Thesis).* Barcelona : Escola técnica superior d'enginyers de camins, canals i ports de Barcelona, Universitat Politécnica de Catalunya, 2002.
80. **OLIVEIRA, MÁRIO JOSÉ DE.** Termodinâmica das transições de fase (notas de aula). *Curso de verão.* s.l. : Instituto de Física - Universidade de São Paulo, 2006. Disponível em http://fge.if.usp.br/~oliveira/ttf1.pdf, acesso em 25/12/2009.
81. **HALLIDAY, DAVID, RESNICK, ROBERT e WALKER, JEARL.** *Fundamentals of physics.* 5ª. s.l. : John Wiley & Sons, 1996. Bk&CD edition.
82. **LIMA, ROGÉRIO CATTELAN ANTOCHEVES.** INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE CONCRETOS EM TEMPERATURAS ELEVADAS. *(Tese de Doutorado).* Porto Alegre : Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. UFRGS, 2005.
83. *Passive fire protection of concrete structures.* **KHOURY, GABRIEL ALEXANDER.** 2008, Structures & Buildings, pp. 135–145. Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
84. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 15200. *Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio - Procedimento.* Rio de Janeiro : ABNT, 2004.
85. *Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures.* **KALIFA, PIERRE, MENNETEAU, FRANÇOIS-DOMINIQUE e QUENARD, DANIEL.** 2000, Cement and Concrete Research, Vol. 30, pp. 1915-1927.
86. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 5628. *Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo - Procedimento.* Rio de Janeiro : ABNT, 2001.
87. **PHAN, LONG T. e CARINO, NICHOLAS J.** Code provisions for high strength concrete strength-temperature. *Relationship at elevated temperatures.* Gaithersburg : NIST, 2003. NISTIR 3020. Disponível em www.fire.nist.gov/bfrlpubs/build03/PDF/b03020.pdf, acesso em 24/12/2009.
88. **KHOURY, GABRIEL ALEXANDER e ANDERBERG, YNGVE.** *Concrete spalling review.* s.l. : FSD - Fire Safety Design, 2000. Report submitted to the Swedish National Road Administration. Disponível em www.fsd.se/en/RaD/articles/Spalling-Review-Final.PDF.

Obtido em 11/08/2009.
89. **COSTA, CARLA NEVES, FIGUEIREDO, ANTÔNIO DOMINGUES e SILVA, VALDIR PIGNATTA.** O fenômeno do lascamento ("spalling") nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio - uma revisão crítica. Belo Horizonte : IBRACON, 2002. 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO.
90. **ANDERBERG, YNGVE.** Spalling Phenomena of HPC and OC. Gaithersburg : NIST, 1997. NIST Workshop on Fire Performance of High Strength Concrete.
91. *Guidelines for Fire Resistance Design of High-strength Concrete Columns.* **KODUR, V. K. R.** 2005, Journal of Fire Protection Engineering, Vol. 15, pp. 93-106.
92. *Limits of spalling of fire-exposed concrete.* **HERTZ, K.D.** 2003, Fire Safety Journal, Vol. 38, pp. 103–116.
93. *Test method for spalling of fire exposed concrete.* **HERTZ, K.D. e SØRENSEN, L.S.** 2005, Fire Safety Journal, Vol. 40, pp. 466–476.
94. **EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION.** Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.2: General Rules – Structural Fire Design. Brussels : CEN, 2004.
95. *High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres. From spalling to microstructure.* **KALIFA, PIERRE, CHÉNÉ, GRÉGOIRE e GALLÉ, CHRISTOPHE.** 2001, Cement and Concrete Research, Vol. 31, pp. 1487-1499.
96. *Geometrical percolation threshold of overlapping ellipsoids.* **GARBOCZI, E., et al.** s.l. : The American Physical Society, 1995, Phys. Rev. E: Stat. Phys.,Plasmas, Fluids, Relat. Interdiscip. Top., Vol. 52, pp. 819–828.
97. *On the mechanism of polypropylene fibres in preventing fire spalling in self-compacting and high-performance cement paste.* **LIU, X., et al.** 2008, Cement and Concrete Research, Vol. 38, pp. 487–499.
98. *Performance of spalling resistance of high performance concrete with polypropylene fiber contents and lateral confinement.* **HAN, CHEON-GOO, et al.** 2005, Cement and Concrete Research, Vol. 35, pp. 1747–1753.
99. *Improvement of residual compressive strength and spalling resistance of high-strength RC columns subjected to fire.* **HAN, CHEON-GOO, HAN, MIN-CHEOL e HEO, YOUNG-SUN.** 2009, Construction and Building Materials, Vol. 23, pp. 107–116.
100. **NUNES, SANDRA CONCEIÇÃO BARBOSA.** Betão auto-compactável: tecnologia e propriedades. *Dissertação (Mestrado).* Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001.
101. **COLLEPARDI, MARIO.** Self-Compacting Concrete: what is new? Berlin : s.n., 2003. pp. 103-112. Proceedings of the 7th International conference on superplasticizers and other chemical admixtures in concrete.
102. **INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO.** Concretos de útlima geração: presente e futuro. WELLINGTON LONGUINI REPETTE. [ed.] GERALDO CECHELLA ISAIA. *Concreto: Ensino, pesquisa e realizações.* São Paulo : IBRACON, 2005, Vol. 2, 49, pp. 1509-1550.
103. **DOMONE, P.L.** Self-compacting concrete: An analysis of 11 years of case studies. s.l. : Cement & Concrete Composites, 2006. Vol. 28, pp. 197-208.
104. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 14931. *Execução de estruturas de concreto: procedimento.* Rio de Janeiro : ABNT, 2004.
105. **EFNARC, European federation of specialist construction chemicals and concrete system.** Specification and guidelines for self-compacting concrete. s.l. : EFNARC, 2002.
106. **BUCHER, H.R.E.** Desempenho de aditivos redutores de água de alta eficiência em pastas argamassas ou concretos. Rio de Janeiro : Ibracon, 1988. Vol. 2, pp. 609-625. 30ª Reunião anual do Ibracon, REIBRAC.

107. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 7682. *Calda de cimento para injeção - determinação do índice de fluidez. Método de ensaio.* Rio de Janeiro : ABNT, 1983.
108. **AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.** ASTM C 1611/C 1611M – 05. *Standard test method for slump flow of self-consolidating concrete* . Philadelphia : ASTM, 2005.
109. **SCHUTTER, G. DE.** Guidelines for testing fresh self-compacting concrete. *Testing-SCC.* 2005. Obtido em http://www.civeng.ucl.ac.uk/research/concrete/Testing-SCC/. Acesso em 23/12/2009.
110. **AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.** ASTM C 1621/C 1621M – 06. *Standard test method for passing ability of self-consolidating concrete by J-ring.* Philadelphia : ASTM, 2006.
111. —. ASTM C 1610/C 1610M – 06a. *Standard test method for static segregation of self-consolidating concrete using column technique.* Philadelphia : ASTM, 2006.
112. **GIAMUSSO, SALVADOR EUGENIO.** *Manual do concreto.* São Paulo : Pini, 1992.
113. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 9833. *Concreto fresco: determinação da massa específica e do teor de ar pelo método gravimétrico: método de ensaio.* Rio de Janeiro : ABNT, 1987.
114. *Durability design and performance of self-consolidating lightweight concrete.* **HWANG, CHAO-LUNG e HUNG, MENG-FENG.** 2005, Construction and Building Materials, Vol. 19, pp. 619–626.
115. **TIBONI, RAFAELLE.** A utilização da cinza da casca de arroz de termoelétrica como componente do aglomerante de compósitos à base de cimento portland. *Dissertação (Mestrado).* São Carlos : SET-EESC. Universidade de São Paulo, 2007.
116. *Concreto autoadensável de alta resistência mecânica e baixo consumo de cimento.* **LIBORIO, JEFFERSON BENEDICTO LIBARDI, et al.** São Paulo : Ibracon, 2009, Revista Concreto e Construções, Vol. 55, pp. 48-54.
117. **HETÉNYI, M., [ed.].** Handbook of experimental stress analysis. New York : John Wiley & Sons, 1950.
118. **TAKEYA, TOSHIAKI.** Análise experimental de estruturas. *Notas de aula.* São Carlos : Departamento de engenharia de estruturas, EESC. Universidade de São Paulo, 2000.
119. *Strength properties of nylon- and polypropylene-fiber-reinforced concretes.* **SONG, P.S., HWANG, S. e SHEU, B.C.** 2005, Cement and Concrete Research, Vol. 35, pp. 1546–1550.
120. http://www.flinco.com.br . [Online] [Citado em: 18 de 02 de 2008.]
121. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 5739. *Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.* Rio de Janeiro : ABNT, 1994.
122. —. NBR 7222. *Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos.* Rio de Janeiro : ABNT, 1994.
123. —. NBR 12142. *Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão de corpos-de-prova prismáticos.* Rio de Janeiro : ABNT, 1991.
124. —. NBR 8522. *Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.* Rio de Janeiro : ABNT, 2008.
125. —. NBR 12042 - Materiais inorgânicos – Determinação do desgaste por abrasão. Rio de Janeiro : ABNT, 1992.
126. **CAVALCANTI, DIOGO JATOBÁ DE HOLANDA.** Contribuição ao estudo de propriedades do concreto autoadensável visando sua aplicação em elementos estruturais. Maceió : Centro de Tecnologia – CTEC / Universidade Federal de Alagoas – UFAL , 2006.

127. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 5733. *Cimento Portland de alta resistência inicial.* Rio de Janeiro : ABNT, 1991.
128. —. NBR 5737. *Cimentos Portland resistentes a sulfatos.* Rio de Janeiro : ABNT, 1992.
129. —. NBR 7215. *Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão.* Rio de Janeiro : ABNT, 1996.
130. http://www.cimentosholcim.com.br/. [Online] [Citado em: 31 de 03 de 2008.]
131. http://www.metacaulim.com.br/tecnica. [Online] [Citado em: 31 de 03 de 2008.]
132. http://www.microsilica.com.br. [Online] [Citado em: 25 de 03 de 2008.]
133. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 7217. *Agregados - Determinação da composição granulométrica.* Rio de Janeiro : ABNT, 1987.
134. —. NBR 9776. *Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman.* Rio de Janeiro : ABNT, 1987.
135. **LIBORIO, JEFFERSON BENEDICTO LIBARDI.** Plano de trabalho desta pesquisa. São Carlos : LMABC/EESC/USP, 2008.
136. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** Projeto de Revisão da NBR 14323. *Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio - Procedimento.* Rio de Janeiro : ABNT, 2003.
137. —. NBR 9062. *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.* Rio de Janeiro : ABNT, 2006.
138. —. NBR 14432. *Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento.* Rio de Janeiro : ABNT, 2001.
139. *Segurança de papel (entrevista).* 88, São Paulo : Pini, Julho de 2004, Téchne, pp. 22-27.
140. **SILVA, VALDIR PIGNATTA.** Dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio. Uma alternativa ao método tabular da NBR 15200:2004. Bento Gonçalves : Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto, 2007.
141. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 8681. *Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.* Rio de Janeiro : ABNT, 2003.
142. **GUSTAFERRO, ARMAND H.** *Handbook of concrete engineering: fire resistance, cap. 07.* [ed.] MARK FINTEL. New York : Van Nostrand Reinhold Company, 1974.
143. **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 9077. *Saídas de emergência de edifícios.* Rio de Janeiro : ABNT, 2001.

[*] De acordo com:
INTERNATIONAL STANDARTIZATION ORGANIZATION **ISO 690.2**.

# APÊNDICE A – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

A seguir são caracterizados os materiais utilizados nesta pesquisa.

Em alguns materiais foram tiradas fotos com uma lupa MIC-D-OLYMPUS, com capacidade de aumento de até 255 vezes, cedida pelo professor Oswaldo Augusto Filho do departamento de Geotecnia da EESC.

## A.1 CIMENTO PORTLAND

O cimento adotado, CPV-ARI-RS, especificado pela NBR 5733[127] e pela NBR 5737[128], foi caracterizado quanto à resistência à compressão, conforme a NBR 7215[129].

Os resultados, média de quatro corpos de prova, estão indicados na Figura 105, onde se observa que os resultados obtidos nos ensaios estão coerentes com aqueles indicados pela empresa produtora do cimento e foram estendidos até a idade de 91 dias.

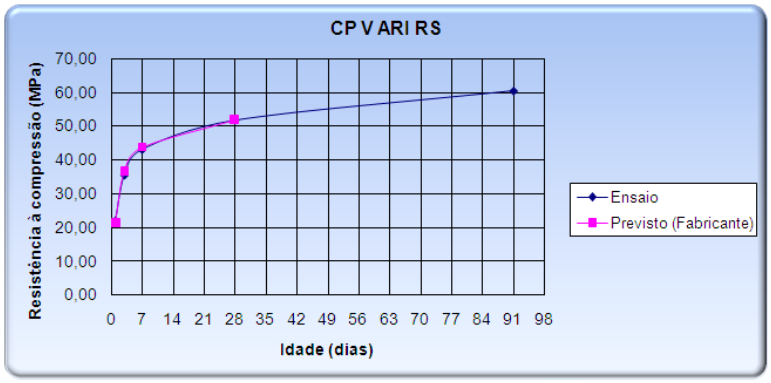


**Figura 105 - Resistência à compressão do cimento utilizado a partir da argamassa padrão.**

Com os resultados de resistência à compressão da argamassa padronizada, os coeficientes para expressar a resistência à compressão como uma função do grau de hidratação e da relação a/c, foram estimados a partir do modelo de Powers e Brownyard[12]. Foram feitos dois ajustes. A importância desses ajustes é obter alguma informação sobre a evolução do grau de hidratação do cimento para subsidiar a avaliação da porosidade capilar dos concretos produzidos, cf. seção C1.2.

Primeiro, utilizou-se dados de termogravimetria obtidos por Silva, I. J.[3 p. 159] em pastas com este mesmo tipo de cimento e relações a/c de 0,40 e 0,50. Os dados foram interpolados para a relação a/c de 0,48, onde se obteve para 3 dias, um grau de hidratação de 52,45% e para 28 dias, 77,95%. Os coeficientes para as demais idades foram considerados como incógnitas para determinação.

O segundo ajuste, não fixou quaisquer graus de hidratação, que ficaram como coeficientes para determinação.

Além do grau de hidratação em cada idade, os outros parâmetros a determinar são os coeficientes $k_1$ e $k_2$ da equação 52 com a/c=0,48.

$$f_c = k_1 \times \frac{0.65\times\alpha}{0.319\times\alpha+\frac{a}{c}}^{k_2} \qquad \text{Eq. 52}$$

A determinação foi feita com o ajuste da curva aos dados experimentais, utilizando o método dos mínimos quadrados e recursos de planilha eletrônica. Além das restrições naturais para o grau de hidratação entre 0 e 1, foram acrescentadas restrições para $k_1$ (80 a 200) e $k_2$ (1 a 4). Esses valores abrangem com folga os valores usuais e foram adotados para limitar a região de solução, uma vez que a planilha utiliza processo iterativo, onde a convergência depende dos valores iniciais.

A Tabela 29 contém as informações obtidas.

**Tabela 29 – Ajuste dos dados experimentais da resistência à compressão do cimento ao modelo de Powers e Brownyard.**

| Idade (dias) | $f_c$ (MPa) | Ajuste 1 | | Ajuste 2 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | α(%) | Relação gel-espaço | α(%) | Relação gel-espaço |
| 1 | 21,20 | 37,87 | 0,41 | 49,30 | 0,50 |
| 3 | 32,10 | 52,45* | 0,53 | 62,51 | 0,60 |
| 7 | 45,90 | 71,12 | 0,65 | 77,79 | 0,69 |
| 28 | 50,80 | 77,95* | 0,70 | 83,02 | 0,72 |
| 91 | 63,60 | 96,60 | 0,80 | 96,44 | 0,80 |

*Valores pré-fixados
Onde: $k_1$=92,59 MPa e $k_2$=1,65 para o ajuste 1 e $k_1$=109,83 MPa e $k_2$=2,39 para o ajuste 2.

Conforme informações do fabricante, Holcim Brasil S.A.[130], este cimento tem as seguintes características médias: massa específica, 3,08 g/cm³; área superficial específica (BET), 4.633 cm²/g; resíduo na peneira 75 μm, 0,3%; tempo de início de pega, 167 min; expansibilidade à quente < 2,0 mm; resíduo insolúvel, 0,5%; perda ao fogo, 2,3%; óxido de magnésio (MgO), 2,01%; trióxido de enxofre ($SO_3$), 2,33%; dióxido de carbono ($CO_2$), 1,24%.

Este cimento é aproximadamente composto por 60,4% de clínquer, 29,61% de escória de alto-forno, 4,91% de sulfato de cálcio e 5,08% de fíler calcário.

## A.2 METACAULINITA

Conforme informações do fabricante, Metacaulim do Brasil Ltda[131], esta adição mineral tem as seguintes características médias: massa específica, 2,60 g/cm³; área superficial específica (BET), 300.000 cm²/g e resíduo na peneira # 325 <1,0% (via úmida). Também indica a composição química média, conforme Tabela 30.

**Tabela 30 - Composição química média da metacaulinita.**

| *Componente* | *% em massa* |
|---|---|
| $SiO_2$ | 51 |
| $Al_2O_3$ | 41 |
| $Fe_2O_3$ | < 3 |
| $TiO_2$ | < 1 |
| MgO | <0,4 |
| $Na_2O$ | < 0,1 |
| $K_2O$ | < 0,5 |
| $SO_3$ | < 0,1 |
| CaO | < 0,5 |

A Figura 106 mostra uma foto ampliada da metacaulinita, onde mesmo com aumento de 255 vezes, não se consegue distinguir a forma das partículas que é lamelar.

**Figura 106 – Foto da metacaulinita, com auxílio da lupa MIC-D-OLYMPUS, aumento de 255 vezes.**

A Figura 107 indica o aspecto da metacaulinita a partir de uma ampliação de 3.000 vezes.

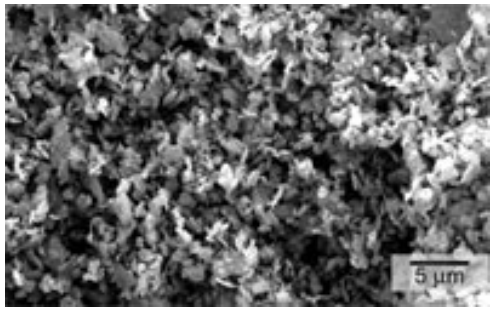


**Figura 107 – Foto da metacaulinita com aumento de 3.000 vezes[131].**

## A.3 SÍLICA ATIVA

Conforme informações do fabricante, Elkem Materials South America Ltda.[132], esta adição mineral, proveniente da fabricação de ligas de ferro-silício e coletada nos filtros de manga, tem as seguintes características médias: massa específica, 2,20 g/cm³; área superficial específica (BET), 150.000 - 300.000 cm²/g e diâmetro médio da partícula primária igual a 0,15 µm. Também indica a composição química média, conforme Tabela 31.

**Tabela 31 - Composição química média da sílica ativa.**

| *Componente* | *% em massa* |
|---|---|
| $SiO_2$ | 92,0 |
| $Al_2O_3$ | 0,7 |
| $Fe_2O_3$ | 1,2 |
| MgO | 0,2 |
| CaO | 0,2 |

A Figura 108 mostra fotos ampliadas da sílica ativa, onde se vê claramente a forma esférica das partículas, que, por questão de transporte, são densificadas.

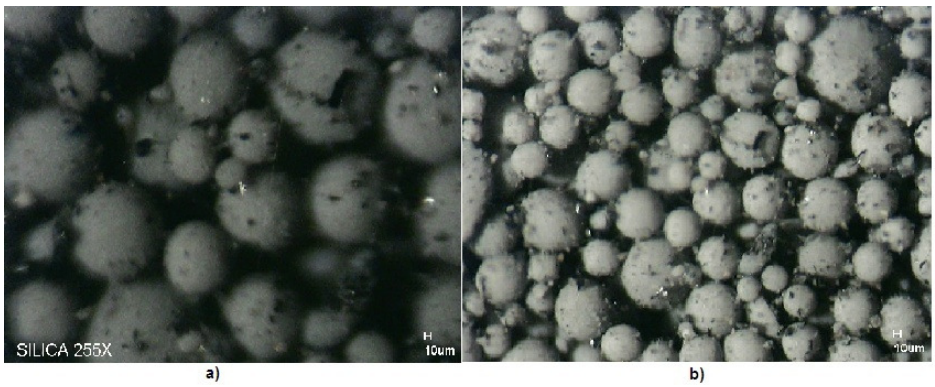


**Figura 108 – Foto da sílica ativa, com auxílio da lupa MIC-D-OLYMPUS, aumento de 255 vezes na parte a e 132 vezes na parte b.**

## A.4 AGREGADOS

Foram estudados quatro agregados graúdos basálticos, 02 britas e 02 pedriscos, oriundos de jazidas da pedreira INDERP de Ribeirão Preto-SP.

Após estudos, justificados na seção 6.4, foram selecionados uma brita, B-01, e um pedrisco, PED-01. A Tabela 32 contém as distribuições granulométricas e a Tabela 33, algumas características dos agregados.

**Tabela 32 - Distribuição granulométrica dos agregados graúdos, NBR 7217[(133)].**

| | B-01 | B-02 | PED-01 | PED-02 |
|---|---|---|---|---|
| Peneira (mm) | % Retida acumulada | | | |
| 25,0 | 0,08 | 0,00 | __ | __ |
| 19,0 | 0,30 | 0,96 | __ | __ |
| 12,5 | 40,42 | 88,43 | __ | __ |
| 9,5 | 71,70 | 97,76 | 0,00 | 0,08 |
| 6,3 | 96,63 | 99,89 | 0,17 | 0,85 |
| 4,8 | 99,05 | 99,94 | 1,65 | 14,47 |
| 2,4 | 99,47 | 99,97 | 86,41 | 90,70 |
| 1,2 | __ | __ | 98,70 | 97,97 |
| 0,6 | __ | __ | 99,09 | 98,68 |
| 0,3 | __ | __ | 99,33 | 98,89 |
| 0,15 | __ | __ | 99,66 | 99,14 |
| Fundo | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |

**Tabela 33 - Características dos agregados graúdos.**

| | B-01 | B-02 | PED-01 | PED-02 |
|---|---|---|---|---|
| Diâmetro Máximo (mm) NBR 7217[133] | 19,0 | 19,0 | 4,8 | 6,3 |
| Módulo de finura NBR 7217[133] | 6,71 | 6,99 | 4,85 | 5,00 |
| Massa específica (g/cm³) NBR 9937/87; NBR 9776[134]* | 2,88 | 2,88 | 2,88 | 2,87 |

*Apesar do frasco de Chapman ser indicado apenas para os agregados miúdos, este ensaio foi utilizado para avaliar a massa específica dos pedriscos. Quanto à massa específica das britas, o valor adotado foi obtido de Castro[65 p. 267] que utilizou estes materiais.

Foram estudados quatro areias quartzosas de cava provenientes da região de São Carlos-SP.

Após estudos, justificados na seção 6.4, foram selecionadas duas areias AR-01 e AR-04. A Tabela 34 contém as distribuições granulométricas e a Tabela 35, algumas características desses agregados.

Com as areias tinham significativa quantidade de material fino, a granulometria por peneiramento foi estendida até a peneira com abertura igual a 38µm.

**Tabela 34 - Distribuição granulométrica dos agregados miúdos, NBR 7217[133].**

| | AR-01 | AR-02 | AR-03 | AR-04 |
|---|---|---|---|---|
| Peneira (mm) | % Retida acumulada | | | |
| 6,3 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,06 |
| 4,8 | 0,00 | 0,00 | 0,28 | 0,28 |
| 2,4 | 0,00 | 0,04 | 1,42 | 1,68 |
| 1,2 | 0,00 | 0,10 | 6,34 | 8,96 |
| 0,6 | 0,02 | 0,26 | 24,42 | 36,14 |
| 0,3 | 0,46 | 24,48 | 70,54 | 76,68 |
| 0,15 | 30,16 | 89,20 | 95,50 | 96,62 |
| 0,075 | 69,70 | 98,86 | 99,42 | 99,60 |
| 0,045 | 98,04 | 99,96 | 100,00 | 100,00 |
| 0,038 | 99,48 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| Fundo | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |

**Tabela 35 - Características dos agregados miúdos.**

| | AR-01 | AR-02 | AR-03 | AR-04 |
|---|---|---|---|---|
| Diâmetro Máximo (mm) NBR 7217[133] | 0,3 | 0,6 | 2,4 | 2,4 |
| Módulo de finura NBR 7217[133] | 0,31 | 1,14 | 1,98 | 2,20 |
| Massa específica (g/cm³) NBR 9776[134] | 2,66 | 2,65 | 2,64 | 2,63 |

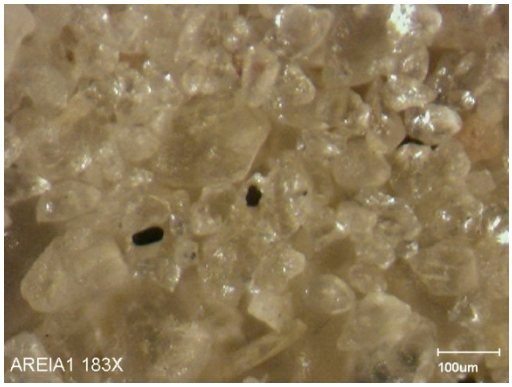


**Figura 109 – Foto da areia AR-01, com auxílio da lupa MIC-D-OLYMPUS, aumento de 183 vezes.**

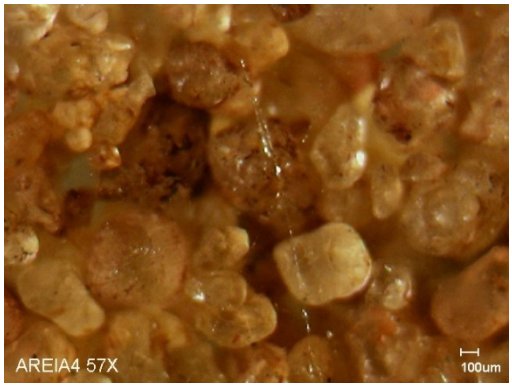


**Figura 110 – Foto da areia AR-04, com auxílio da lupa MIC-D-OLYMPUS, aumento de 57 vezes.**

O fíler adotado é um pó de quartzo (sílica moída) denominado de SM500 e produzido pela Mineração Jundu Ltda. A Figura 111 traz uma imagem ampliada em 255 vezes desse material, que tem tamanhos de partícula da ordem de grandeza do cimento Portland.

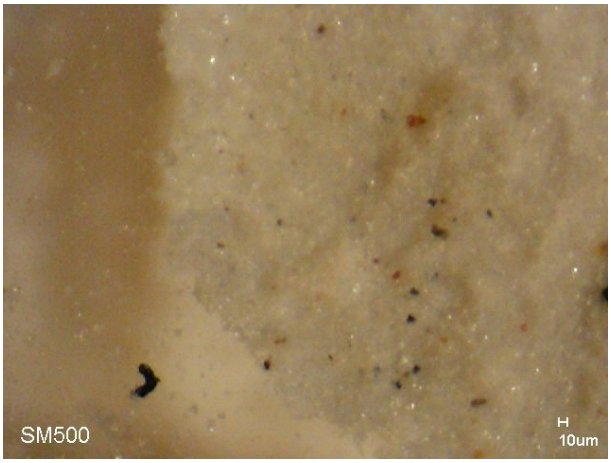


**Figura 111 – Foto do fíler, com auxílio da lupa MIC-D-OLYMPUS, aumento de 255 vezes.**

A distribuição granulométrica do fíler foi obtida por sedimentação. Embora existam métodos mais precisos e indicados como a granulometria por difração a laser, este foi o recurso possível à época. A Figura 112 e a Figura 113 indicam os dados e resultados do ensaio.

| USP | DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA<br>LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS | EESC |
|---|---|---|

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA CONJUNTA - NBR 6502

DADOS DO SOLO

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LOCAL: | LMABC | | | | | $\rho_S$ (g/cm$^3$) | 2,65 |
| PROF.: | | m | DATA: | 07/05/2008 | | AM nº: | |
| POÇO: | | | BLOCO nº: | | | OPER.: | |
| CLASSIF.: | | | | | | | |

UMIDADE (w)

| Cápsula | nº | P84 | 34 | P73 |
|---|---|---|---|---|
| S + T + A | g | 19,62 | 20,12 | 21,12 |
| S + T | g | 19,59 | 20,11 | 21,10 |
| Tara (T) | g | 11,45 | 10,01 | 10,01 |
| Água (A) | g | 0,03 | 0,01 | 0,02 |
| Sólidos (S) | g | 8,14 | 10,10 | 11,09 |
| w | % | 0,4 | 0,1 | 0,2 |

MASSA INICIAL

| Recip. | nº | |
|---|---|---|
| S + T + A | g | 49,29 |
| T | g | |
| S + A | g | 49,29 |
| w média | % | 0,2 |
| Sólidos | g | 49,18 |

PENEIRAMENTO

| PENEIRA nº | MASSA (g) | RETIDO (%) | RET. AC. (%) | PASSADO (%) |
|---|---|---|---|---|
| 4 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 100,0 |
| 10 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 100,0 |
| 16 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 100,0 |
| 30 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 100,0 |
| 50 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 100,0 |
| 100 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 100,0 |
| 200 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 100,0 |
| Prato | | 0,0 | 0,0 | 100,0 |

DADOS DO ENSAIO

| | |
|---|---|
| DENSÍMETRO nº : | 87275 |
| TIPO : | ASTM 151 - H |
| c (m) : | 0,5 |
| | |
| PROVETA nº : | |
| DEFLOCULANTE : | HEXAMETAFOSFATO DE SÓDIO |
| TIPO : | SOLUÇÃO P. A. |
| VOLUME (cm3) : | 125,0 |

SEDIMENTAÇÃO

| TEMPO (t) (min) | r(H) | T (°C) | $\mu.10^{-4}$ (Pa.s) | z (cm) | rw(H) | Di (mm) | r(H)-rw(H) | P(<Di) (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,5 | 34,0 | 20,2 | 10,03 | 7,14 | -4,50 | 0,0515 | 29,5 | 96,3 |
| 1 | 33,5 | 20,2 | 10,03 | 7,28 | -4,50 | 0,0368 | 29,0 | 94,7 |
| 2 | 33,3 | 20,2 | 10,03 | 7,33 | -4,50 | 0,0261 | 28,8 | 94,0 |
| 4 | 33,0 | 20,2 | 10,03 | 7,41 | -4,50 | 0,0186 | 28,5 | 93,1 |
| 8 | 31,5 | 20,2 | 10,03 | 7,81 | -4,50 | 0,0135 | 27,0 | 88,2 |
| 15 | 28,5 | 20,2 | 10,03 | 8,61 | -4,50 | 0,0103 | 24,0 | 78,4 |
| 30 | 25,0 | 20,2 | 10,03 | 9,54 | -4,50 | 0,0077 | 20,5 | 66,9 |
| 60 | 21,0 | 20,2 | 10,03 | 10,60 | -4,50 | 0,0057 | 16,5 | 53,9 |
| 120 | 16,5 | 20,0 | 10,07 | 11,80 | -4,53 | 0,0043 | 12,0 | 39,1 |
| 240 | 12,0 | 20,0 | 10,07 | 13,00 | -4,53 | 0,0032 | 7,5 | 24,4 |
| 480 | 9,0 | 20,5 | 9,95 | 13,79 | -4,45 | 0,0023 | 4,6 | 14,9 |
| 1440 | 7,5 | 20,0 | 10,07 | 14,19 | -4,53 | 0,0014 | 3,0 | 9,7 |
| 2880 | 6,5 | 20,5 | 9,95 | 14,46 | -4,45 | 0,0010 | 2,1 | 6,7 |

**Figura 112 - Análise granulométrica do fíler.**

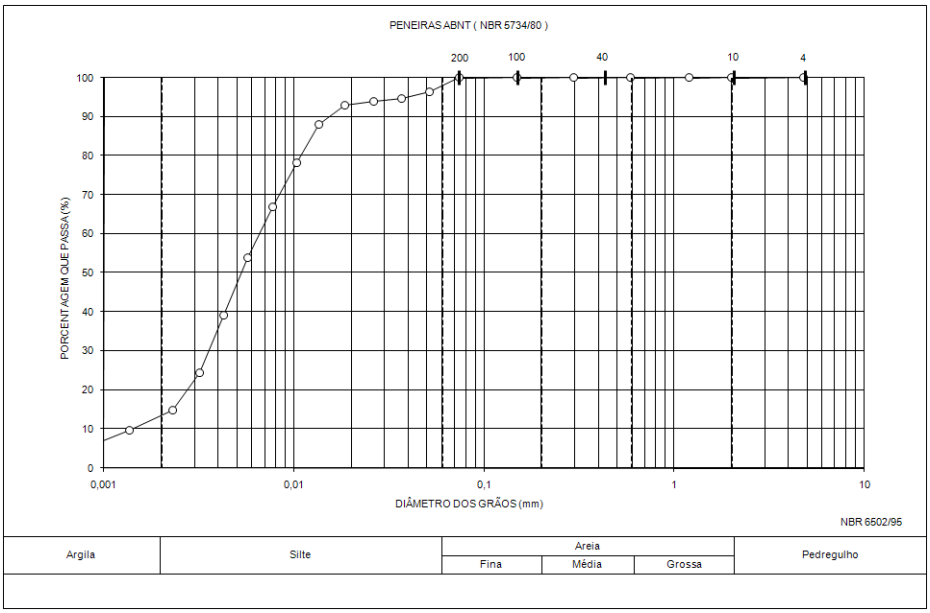


**Figura 113 - Distribuição granulométrica do fíler.**

## A.5 FIBRAS

### A.5.1 FIBRA DE LÃ DE ROCHA

As fibras de lã de rocha são um subproduto da conformação de outros materiais produzidos para fins de isolamento térmico. As aparas que sobram nesse processo de fabricação não perdem suas características iniciais.

Conforme Liborio[135], as fibras têm as seguintes características:

a) suporta temperatura acima de 1000 ºC e apresenta característica de baixa condutividade térmica. A faixa de temperatura que tem seu maior desempenho é a de -200 ºC a +750 ºC;
b) possui elevados índices de absorção acústica;
c) são incombustíveis e podem desempenhar muito bem o papel de proteção térmica adicional às estruturas de concreto.
d) apresentam uma inércia química comportando-se muito bem em meios alcalinos, como é o caso dos concretos.

A Figura 114 ilustra a lã-de-rocha utilizada.

**Figura 114 - Aparas de lã de rocha utilizadas na pesquisa.**

## A.5.2 FIBRA DE POLIAMIDA (*NYLON*)

As fibras poliméricas adotadas nesta pesquisa são produzidas pela empresa Flinco Fibras Ltda., com denominação de 6.6 *Rhodianyl Tech* e estão ilustradas na Figura 115.

**Figura 115 – Foto da fibra de poliamida.**

A Tabela 36 indica os dados técnicos das fibras fornecidos pelo fabricante.

**Tabela 36 - Características das fibras de poliamida – dados do fabricante[120].**

| | |
|---|---|
| Peso específico | 1.14 g/cm3 |
| Título(Diâmetro) | 3.3 Dtex(g/10km fio) |
| Diâmetro | 18 microns |
| Comprimento (mm) | 13-21 |
| Número de fibras (350g) | 52 Milhões |
| Resistência a tração | 900 MPa |
| Módulo de Young | 4.758 MPa |
| Tenacidade | 214 Mpa |
| Ponto de Fusão | 260º C |
| Resistência a raios ultra-violeta | alta |

| | |
|---|---|
| Resistência ao Meio Alcalino | Sim |
| Perfil | Trilobal |
| Absorção de água | 4% |
| Alongamento(%) | 45 - 95 |
| Sensibilidade a Produtos Químicos | Não resiste aos ácidos concentrados, Sensível aos oxidantes, resiste aos álcalis e Ácidos diluídos. |

Foram estudadas fibras com comprimento de 13 mm e de 21 mm e ambas tem diâmetro igual a 18 μm, o que corresponde à índices de forma iguais a 722,22 e 1.166,67, respectivamente.

## A.6 ÁGUA

Em geral a água potável pode ser utilizada para a produção de concreto. Quando não se conhece a procedência, podem ser realizados ensaios comparativos de resistência à compressão e de tempo de pega de uma pasta de cimento feita com a água em análise e outra com água já testada.

Como a água do laboratório é usada constantemente para elaboração de concretos, não houve necessidade dessa avaliação.

## A.7 ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE

O aditivo utilizado, ADVA® 190, produzido pela empresa Grace Brasil Ltda., é um superplastificante à base de polímeros de éter carboxílico modificado, considerado como da 3ª geração. Segundo os dados da ficha técnica do fabricante, atende às normas ASTM C494 tipo A e F e ASTM C1017 tipo I, é um líquido de cor marrom, de baixa viscosidade, tem densidade igual a 1,1 g/cm³ e teor de sólidos igual a 30%.

# APÊNDICE B – DADOS DOS CONCRETOS AUXILIARES À PESQUISA

Além dos concretos detalhados no corpo da dissertação, foram estudados mais quatro concretos auxiliares, onde a caracterização foi simplificada.

O C4 corresponde ao concreto com a fibra de poliamida com 13 mm de comprimento, o C5 teve a finalidade de estudar o efeito de aumentar o consumo de aditivo superplastificante no concreto C1, e os concretos C6 e C7 foram dosados para investigar classes superiores de resistência com os mesmos materiais do concreto de referência, o C1, e construir uma curva de dosagem.

A Tabela 37 contém a composição dos concretos estudados.

**Tabela 37 - Composição dos concretos auxiliares.**

| Material | C4 | C5 | C6 | C7 |
|---|---|---|---|---|
| Cimento ARI RS (kg) | 328 | 334 | 394 | 495 |
| Água (l) | 181 | 167 | 184 | 189 |
| Agregado fino (kg) | 1.051 | 1.068 | 978 | 867 |
| Agregado Graúdo (kg) | 865 | 879 | 866 | 865 |
| Sílica ativa + Metacaulinita (kg) | 33 | 33 | 39 | 49 |
| Superplastificante (kg) * | 5,58 | 8,34 | 6,71 | 8,42 |
| Fibras de poliamida – 13 mm (g) | 350,0 | --- | --- | --- |

*Corresponde à massa do aditivo na forma líquida, composto de 70% de água e 30% de sólidos.

A Tabela 38 mostra os resultados dos ensaios do concreto fresco. Como o concreto C7 espalhou mais do que o devido no ensaio do *slump-flow*, considerou-se que este concreto não era da mesma família dos concretos C1 e C6 e não foi possível construir a curva de dosagem. De qualquer forma, os dados foram apresentados porque mostram que é possível obter um concreto auto-adensável com resistência média superior a 100 MPa aos 91 dias e com consumo de cimento Portland inferior a 500 kg/m³.

**Tabela 38 – Resultados dos ensaios de caracterização das propriedades do concreto fresco, C4 a C7.**

| Propriedade | C4 | C5 | C6 | C7 |
|---|---|---|---|---|
| Slump-flow, $d_f$ (cm) - ASTM C 1611[108] | 64,5 | 74,5 | 77,0 | 82,0 |
| Slump-flow, $T_{500}$ (s) - ASTM C 1611[108] | 3,0 | 3,0 | 3,0 | 2,0 |
| Caixa L, $h_2/h_1$ | 0,83 | 0,92 | 0,94 | 1,00 |

A Tabela 39 mostra os resultados do concreto endurecido.

**Tabela 39 - Caracterização do concreto endurecido, C4 a C7.**

| Propriedade | C4 | C5 | C6 | C7 |
|---|---|---|---|---|
| $f_{c28}$ (MPa), NBR 5739 | 68,2 | 74,8 | 75,4 | 91,6 |
| $f_{c91}$ (MPa), NBR 5739 | 76,4 | 84,7 | 92,6 | 104,2 |
| $f_{ct,sp28}$ (MPa), NBR 7222 | 4,1 | --- | --- | --- |
| $f_{ct,f28}$ (MPa) , NBR 12142 | 7,2 | --- | --- | --- |

O concreto C4 não se mostrou muito diferente do concreto C2 que tem fibra de poliamida com 21 mm de comprimento e como a fibra de 13 mm tem um índice de forma menor optou-se por caracterizar de forma mais ampla apenas o concreto com a fibra de 21 mm.

Como dito, o concreto C5 teve a finalidade de verificar o efeito de aumentar o consumo de aditivo superplastificante. Como visto na seção 6.3, além do ponto de saturação, o outro limite para o teor de aditivo é o retardamento de pega. Com o concreto C5, ao aumentar o teor de aditivo de 1,7% para 2,5% em relação à massa de cimento Portland, foi possível reduzir a relação a/c de 0,55 (C1) para 0,50 (C5). Entretanto, o retardamento de pega foi muito forte e os corpos de prova somente foram desmoldados com 36 h. Obteve-se uma relação de 4,93 kg de aglomerantes para cada MPa de resistência obtida, enquanto que no concreto C1 esta relação foi igual a 5,34, portanto uma melhora de cerca de 8% mas com o inconveniente do retardamento de pega.

# APÊNDICE C – CÁLCULO DA COMPOSIÇÃO DAS PASTAS A PARTIR DOS CONCEITOS DE POWERS/BROWNYARD E BENTZ/GARBOCZI

Este apêndice contém as considerações, os cálculos e as verificações efetuadas para obter informações sobre a composição das pastas no estado fresco e endurecido.

## C1 – PASTAS CONTENDO CIMENTO PORTLAND, SÍLICA ATIVA E FÍLER

Com os coeficientes volumétricos adotados por Bentz e Garboczi[16], Tabela 40, para os produtos da hidratação do cimento Portland e da sílica ativa, é possível estimar a porosidade capilar assumindo certo grau de hidratação. Abaixo segue a definição das variáveis e valores assumidos para os cálculos.

$\rho_{cim}$ – massa específica do cimento

$\rho_{sil}$ – massa específica sílica ativa

$\rho_{met}$ – massa específica da metacaulinita

$\rho_{ine}$ – massa específica do fíler (no modelo considerado como inerte)

**Tabela 40 - Coeficientes que relacionam os produtos da hidratação com os volumes dos materiais anidros que os originou.**

| | | |
|---|---|---|
| $V_{C\text{-}S\text{-}H}$ | 1,7 | $V_{Cim\ reação\ hidratação}$ |
| $V_{CH}$ | 0,61 | $V_{Cim\ reação\ hidratação}$ |
| $V_{C\text{-}S\text{-}H}$ | 4,6 | $V_{Silica\ reação\ poz.}$ |
| $V_{CH}$ | -2,08 | $V_{Silica\ reação\ poz.}$ |

Onde:

$\mathbf{V}_{Cim\ reação\ hidratação}$ – volume do cimento anidro que hidratou.

$V_{C\text{-}S\text{-}H}$ – volume do silicato de cálcio hidratado, 1,7 vezes o volume de cimento anidro que o originou. Quando há a reação pozolânica, acrescenta-se 4,6 vezes o volume da sílica amorfa que reagiu. Inclui a água adsorvida.

$V_{CH}$ – volume do hidróxido de cálcio, 0,61 vezes o volume de cimento anidro que o originou; caso haja a reação pozolânica esse volume é reduzido em 2,08 vezes o volume da sílica amorfa que reagiu.

$V_{Sílica\ reação\ poz.}$ – volume da sílica amorfa que participou da reação pozolânica.

Importante lembrar que Bentz e Garboczi não consideraram qualquer tipo de retração, além disso, os coeficientes para obter o volume dos produtos da hidratação do cimento Portland, somam 2,31, quando outros autores consideram 2,12.

De qualquer forma, esses coeficientes não representam valores absolutos. O mais importante é que os resultados obtidos, com todas as simplificações admitidas, servem para entender como cada material constituinte da pasta influencia no volume de poros capilares e dos produtos hidratados. Estas informações são valiosas para o proporcionamento racional do concreto.

$k_{ine}$ - percentual em massa do fíler em relação à massa total de sólidos.

$k_{sil}$ - percentual em massa da sílica ativa em relação à massa total de sólidos.

$k_{met}$ - percentual em massa da metacaulinita em relação à massa total de sólidos.

Por conseqüência, o percentual em massa do cimento em relação à massa total de sólidos será igual a $1 - k_{ine} - k_{sil} - k_{met}$.

$\rho_{sol}$ – massa específica da composição dos sólidos da pasta fresca.

$V_{cim}$ – volume de cimento anidro.

$V_a$ – volume de água da pasta no estado fresco, antes do início da hidratação.

$V_{silica\ amorfa}$ – soma dos volumes de metacaulinita e sílica ativa.

$V_{ine}$ – volume do fíler.

$V_{total}$ – volume total da pasta fresca para 1 g de material sólido (soma das massas do cimento Portland, sílica amorfa, fíler e água).

c – massa do cimento.

ag – massa dos aglomerantes.

a – massa da água.

p – porosidade.

poros – espaço não ocupado por material sólido na pasta endurecida, exclusive a água adsorvida que é contabilizada no volume do C-S-H.

$V_{prod.\ hidr.}$ – volume ocupado pelos produtos da hidratação.

$V_{CH\ ini}$ – volume ocupado pelo hidróxido de cálcio produzido na hidratação do cimento Portland. Caso haja reação pozolânica, esse componente pode ser consumido total ou parcialmente, a depender da quantidade de sílica e de espaço disponível.

$V_{máx\ de\ sílica\ p/\ r.\ poz}$ – máxima quantidade de sílica demandada para a reação pozolânica. É igual à quantidade de hidróxido de cálcio produzido pela hidratação do cimento Portland, dividido por 2.08, o coeficiente assumido para a reação pozolânica.

$V_{\ sílica\ r.\ poz}$ – volume de sílica amorfa que foi demandada para a reação pozolânica.

$\alpha$ – grau de hidratação do cimento Portland.

espaço – volume disponível para acomodar os produtos da hidratação, corresponde à soma do volume do cimento anidro e da sílica amorfa que reagiram, com o volume da água.

r – relação gel/espaço. O gel corresponde ao volume dos produtos da hidratação. Apesar do gel, na literatura recente, está associado apenas ao silicato de cálcio hidratado, aqui foi considerado também o hidróxido de cálcio, para manter a mesma terminologia de Powers e Brownyard.

Não está se admitindo aqui qualquer atraso na reação pozolânica, ou seja, se houver hidróxido de cálcio, sílica amorfa e espaço disponíveis, esta reação será considerada apenas como função do grau de hidratação do cimento Portland.

Considerando o que foi exposto acima foi elaborada uma planilha de cálculo eletrônica para efetuar os cálculos.

## C1.1 – ESTUDO DO LHHPC

Para este concreto foi verificada a composição da pasta endurecida com 100% de hidratação.

Os dados iniciais são:

massa específica dos materiais

| | | |
|---|---|---|
| $\rho_{cim}$ | 3,15 | g/cm³ |
| $\rho_{sil}$ | 2,2 | g/cm³ |
| $\rho_{ine}$ | 2,65 | g/cm³ |

composição em massa dos sólidos da pasta

| $k_{ine}$ | $k_{sil}$ | $k_{cim}$ |
|---|---|---|
| 49,98% | 25,01% | 25,01% |

composição em volume dos sólidos da pasta

| $v_{ine}$ | $v_{sil}$ | $v_{cim}$ |
|---|---|---|
| 49,41% | 29,79% | 20,80% |

relações água/sólidos; água/aglomerantes e água/cimento

| a/s | a/ag | a/c |
|---|---|---|
| 0,24 | 0,47 | 0,95 |

Com estes dados foi calculada a porosidade capilar para a pasta com 100% de hidratação, cf. Tabela 41.

**Tabela 41 - Pasta Endurecida do LHHPC com 100 % de hidratação.**

| $V_{ine}$ (cm³) | $V_{sil\ amorfa}$ (cm³) | $V_{cim}$ (cm³) | poros (cm³) | $V_{CSH}$ (cm³) | $V_{CH}$ (cm³) | $V_{CSH}$ (cm³), originado da reação pozolânica | $V_{total}$ (cm³) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,1886 | 0,0904 | 0,0000 | 0,0976 | 0,1350 | 0,0000 | 0,1071 | 0,6187 |

| $V_{prod. Hidr.}$ (cm³) | espaço (cm³) | r = gel/espaço | p | $V_{máx\ sílica\ p/\ r.\ poz}$ (cm³) | $V_{CH\ ini}$ (cm³) | $V_{silica\ r.\ poz.}$ (cm³) | α |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,2421 | 0,3397 | 0,7128 | 15,77% | 0,0233 | 0,0484 | 0,0233 | 100,00% |

A Figura 116 mostra a divisão final dos componentes da pasta, onde todo o hidróxido de cálcio foi consumido pelas reações pozolânicas.

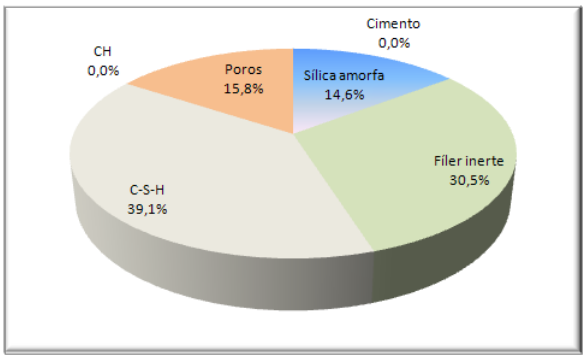


**Figura 116 - Composição, em volume, da pasta endurecida do LHHPC com 100% de hidratação.**

## C1.2 – ESTUDO DO CONCRETO C1

Neste tópico serão calculadas as propriedades da pasta no estado inicial da mistura, na hidratação máxima e na situação de descontinuidade dos poros, correspondente a uma porosidade capilar de 18%. O cimento utilizado CPV ARI RS contém em sua composição, cerca de 5% de fíler calcário e 30% de escória de alto-forno. A hidratação dos cimentos com adição de escória gera menos hidróxido de cálcio, Silva, I. J. [3 p. 164], quando comparado com a hidratação do clínquer, entretanto este fato não foi considerado para estes cálculos aproximados.

Os dados iniciais são:

massa específica dos materiais

| | | |
|---|---|---|
| $\rho_{cim}$ | 3,15 | g/cm³ |
| $\rho_{sil}$ | 2,2 | g/cm³ |
| $\rho_{ine}$ | 2,65 | g/cm³ |
| $\rho_{met}$ | 2,6 | g/cm³ |

Na composição dos sólidos da pasta, além do cimento Portland, da sílica ativa, da metacaulinita e do fíler de quartzo, SM500, foi também considerada a fração menor do que 75μm da areia AR-01.

composição em massa dos sólidos da pasta

| $k_{ine}$ | $k_{sil}$ | $k_{met}$ | $k_{cim}$ |
|---|---|---|---|
| 27,04% | 4,97% | 1,66% | 66,33% |

composição em volume dos sólidos da pasta

| $v_{ine}$ | $v_{sil}$ | $v_{met}$ | $v_{cim}$ |
|---|---|---|---|
| 29,87% | 6,61% | 1,87% | 61,65% |

relações água/sólidos; água/aglomerantes e água/cimento

| a/s | a/ag | a/c |
|---|---|---|
| 0,365 | 0,50 | 0,55 |

Com esses dados a pasta fresca tem as seguintes características:

p=51,66% $\rho_{sol}$ (g/cm³)=2,93 $\rho_{pasta}$ (g/cm³)=1,93

Na Figura 117, a pasta fresca tem 52% de água, em volume. Caso este concreto tivesse como finos apenas o cimento Portland, seria preciso uma relação a/c de 0,34 para manter este percentual inicial de água. Conforme exposto na seção 3.2, a viscosidade de uma suspensão depende da concentração de sólidos, portanto essa porosidade inicial é uma variável importante no comportamento reológico.

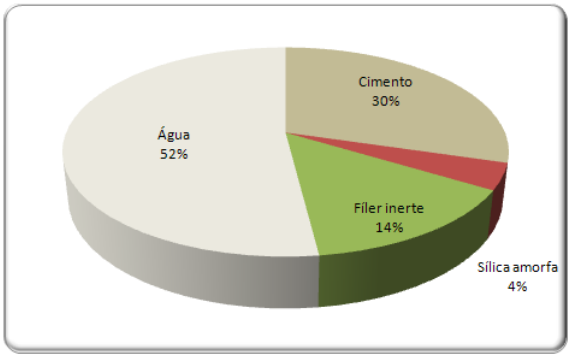


**Figura 117 – Composição, em volume, da pasta fresca do C1 antes de qualquer hidratação.**

Na Figura 118, observa-se que não há restrição de espaço para acomodar os produtos da hidratação, inclusive, mesmo na máxima hidratação, ainda restam 6,4% de poros capilares. O volume de hidróxido de cálcio é de 9,6%, isto significa que mesmo em caso de forte ataque e na hipótese de que todo esse hidróxido de cálcio seja removido da camada de pele do concreto, os poros criados somados aos capilares pré-existentes não ultrapassam o valor limite de 18% que caracteriza o limiar de percolação.

A Tabela 42 contém os dados da pasta considerando todos os aglomerantes hidratados.

**Tabela 42 - Pasta Endurecida do concreto C1 com 100 % de hidratação.**

| $V_{ine}$ (cm³) | $V_{sil\ amorfa}$ (cm³) | $V_{cim}$ (cm³) | poros (cm³) | $V_{CSH}$ (cm³) | $V_{CH}$ (cm³) | $V_{CSH}$ (cm³), originado da reação pozolânica | $V_{total}$ (cm³) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,1020 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0451 | 0,3580 | 0,0682 | 0,1333 | 0,7066 |

| $V_{prod. Hidr.}$ (cm³) | espaço (cm³) | r = gel/espaço | p | $V_{máx\ sílica\ p/\ r.\ poz}$ (cm³) | $V_{CH\ ini}$ (cm³) | $V_{silica\ r.\ poz.}$ (cm³) | α |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,5594 | 0,6045 | 0,9254 | 6,38% | 0,0618 | 0,1284 | 0,0290 | 100,00% |

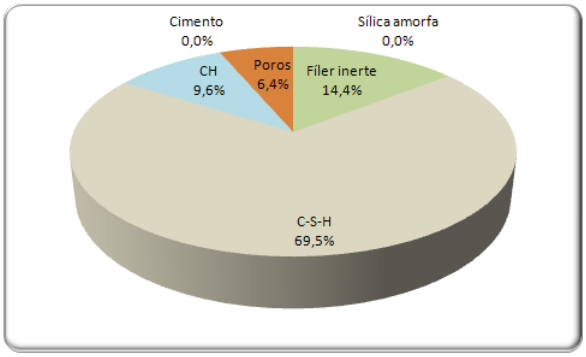


**Figura 118 - Composição, em volume, da pasta endurecida do C1 com 100% de hidratação.**

Foi calculada a hidratação necessária para atingir a porosidade capilar de 18%, onde se pode admitir a impossibilidade da percolação, portanto a partir desse ponto, a cura úmida não faria mais efeito.

A Figura 119 mostra a composição da pasta endurecida, neste estado.

Pela caracterização do cimento, Apêndice A, foi estimado que aos 7 dias, o cimento hidratou 71,12%.

Caso esta hidratação ocorra nessa idade, com 7 dias de cura, este concreto atingiria um estado onde o prolongamento da cura não faria mais efeito. Em uma hipótese mais conservadora, admitindo que aos 7 dias o cimento tenha hidratado apenas 50%, a porosidade capilar seria de 27.5%, que também é uma porosidade correspondente a uma permeabilidade baixa. Lembre-se que foi concluído na seção 2.4.1 que Powers et al.[24] consideraram que em torno de 30% de porosidade capilar havia a descontinuidade desses poros. Portanto, 7 dias de cura parece suficiente para este concreto, que é um prazo razoável para a prática de obra e freqüentemente recomendado em especificações.

A Tabela 43 indica a composição da pasta endurecida no estado limite de descontinuidade de poros.

**Tabela 43 - Pasta Endurecida do C1 com 18 % de porosidade capilar.**

| $V_{ine}$ (cm³) | $V_{sil\ amorfa}$ (cm³) | $V_{cim}$ (cm³) | poros (cm³) | $V_{CSHI}$ (cm³) | $V_{CH}$ (cm³) | $V_{CSHII}$ (cm³) | $V_{total}$ (cm³) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,1020 | 0,0000 | 0,0628 | 0,1273 | 0,2513 | 0,0299 | 0,1333 | 0,7066 |
| $V_{prod. Hidr.}$ (cm³) | espaço (cm³) | r = gel/espaço | p | $V_{máx\ sílica\ p/\ r.\ poz}$ (cm³) | $V_{CH\ ini}$ (cm³) | $V_{silica\ r.\ poz.}$ (cm³) | α |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,4145 | 0,5418 | 0,7650 | 18,02% | 0,0434 | 0,0902 | 0,0290 | 70,20% |

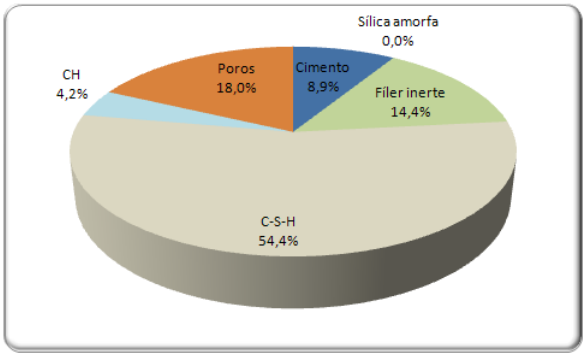


**Figura 119 - Composição, em volume, da pasta endurecida do C1 com 70,2% de hidratação.**

# APÊNDICE D – ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE AS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

No capítulo 4 foi discutida a deterioração do concreto simples e o lascamento explosivo do concreto em altas temperaturas. De forma complementar, este apêndice traz algumas informações sobre as estruturas do concreto armado em situação de incêndio.

Assim como o concreto, a deterioração do aço com o aquecimento implica em perda de resistência. A Figura 120 indica esta perda para diversos tipos de aço, conforme a NBR 15200[84], onde os valores críticos de projeto considerados por este código são 500ºC para a armadura passiva, 400ºC para barras de armadura ativa e 350ºC para fios e cordoalhas.

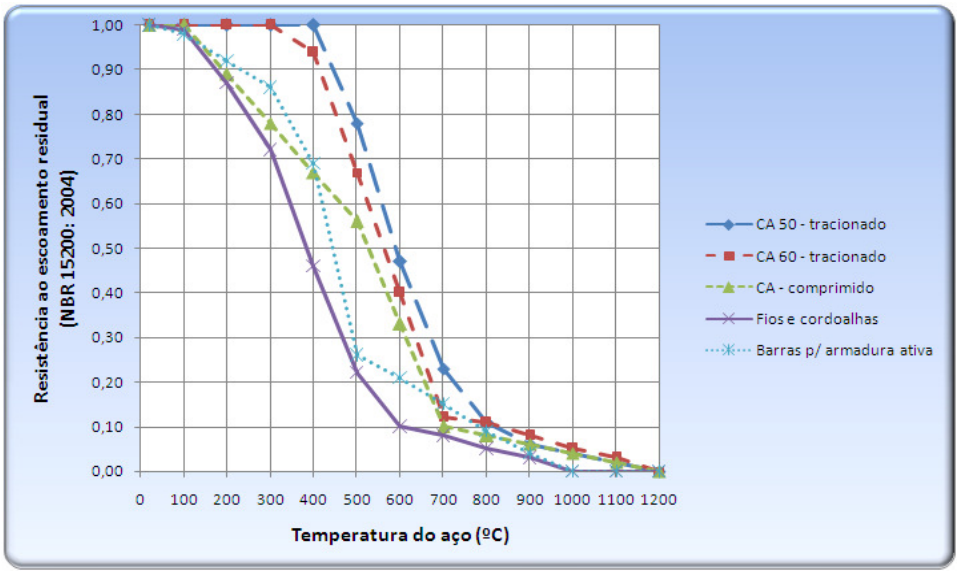


**Figura 120 - Resistência ao escoamento residual em função da temperatura para vários tipos de aço.**

Segundo Cánovas[51 pp. 187-188] essas perdas decorrem das alterações estruturais, aumento do tamanho do grão, que o aço sofre a partir de certa temperatura. Afirma ainda que o aço laminado, ao esfriar lentamente, recupera quase toda a resistência original se submetido a uma temperatura máxima de 800ºC, o que não acontece nos aços encruados a frio e os aços para protensão que perdem de forma irreversível as suas propriedades. Ainda explica que esta diferença de comportamento ocorre porque o calor elimina ou reduz os benefícios do encruamento e do tratamento térmico, o que inclusive afeta o desempenho desses aços no aquecimento de forma mais severa.

Da mesma forma, o módulo de elasticidade do aço também é afetado pelo calor. A NBR 15200[84] indica valores dessas perdas.

O aço e o concreto têm coeficientes de dilatação térmica, em temperatura ambiente, da mesma ordem, $1{,}2x10^{-5}$m/mºC e $1{,}0x10^{-5}$m/mºC, respectivamente. Entretanto para temperaturas elevadas, esse coeficiente de dilatação do aço pode ser cerca de trinta vezes maior do que o do concreto, estourando o concreto do cobrimento. Cánovas [51 p. 193].

Quanto à aderência aço-concreto, Hertz apud Cánovas [51 p. 192] obteve a partir de ensaios de arrancamento, que à 400ºC, a aderência é 65% daquela medida em temperatura ambiente, em 600º, cai para 35% e à 800ºC é nula.

De acordo com a NBR 14323[136], o aço tem uma condutividade térmica de 45 W/m°C e o concreto, 1,60 W/m°C. Portanto, após exposta a armadura, a sua deterioração será acelerada e cabe ao concreto de recobrimento retardar esta situação.

Qualquer forma de lascamento, suave ou explosiva, exporá prematuramente a armadura ao calor e reduzirá a capacidade resistente do elemento estrutural pela perda de seção e de resistência da armadura, podendo até mesmo afetar a função de compartimentação, caso se formem grandes cavidades.

Concretos com porosidade menor do que aquelas previstas nos códigos normativos permitiriam a diminuição do cobrimento das armaduras para dado tempo de vida útil, hipótese inclusive prevista na NBR 9062[137], onde para concretos com $f_{ck} \geq 40$ MPa e relação água/cimento $\leq 0{,}45$, os cobrimentos podem ter redução adicional de 5 mm em relação aos usuais, desde que respeitado alguns limites inferiores.

Entretanto, para aplicar essas reduções é preciso considerar também a resistência ao fogo do elemento estrutural porque normalmente o tempo de resistência nesta situação vai depender da propagação do calor no interior da peça, de forma que a temperatura crítica da armadura não seja atingida. Além desses níveis, a capacidade resistente da estrutura fica muito limitada. Existe também a possibilidade da adoção de revestimentos refratários para permitir essa redução do cobrimento.

Em algumas peças protegidas às situações de incêndio, como as de fundação, não há esta exigência e essa redução do recobrimento pode ser aplicada.

Resumindo, o efeito do fogo diminui a resistência e a rigidez do aço e do concreto, induz fissurações e lascamentos e diminui a aderência do aço ao concreto. Essa soma de efeitos reduz a capacidade resistente dos elementos estruturais e implica em maiores

deformações (rotações e flechas) e redistribuições de esforços. Em última conseqüência pode ocorrer o colapso.

A intensidade dos danos é amplificada com o tempo de exposição ao calor. Diante desse cenário excepcional, os códigos normativos estabelecem critérios que buscam garantir a fuga das pessoas atingidas, proteger a vizinhança e permitir a recuperação da estrutura posteriormente.

Evitar completamente a possibilidade de dano através de uma proteção passiva e/ou ativa seria uma solução inviável economicamente. O mais racional é que se projete uma estrutura de forma integrada aos demais tipos de projeto e que a proteção de cada elemento estrutural seja adequada à sua responsabilidade no conjunto da estrutura.

Cánovas[51 p. 173] afirma que os objetivos principais da proteção e luta contra incêndios são preservar a integridade das pessoas e minimizar a perda material. Também diz que a segurança contra os incêndios não pode ser absoluta e o que se pode fazer é reduzir os riscos mediante uma série de ações que isoladamente são insuficientes mais em conjunto constituem uma "boa segurança". Códigos como o Eurocode 2 (EN 1992-1-2)[94] e a NBR 15200[84], baseiam-se nesses princípios.

A NBR 15200[84] estabelece que se a estrutura tiver a função corta-fogo (compreendendo o isolamento térmico e a estanqueidade à passagem de chamas) e a função de suporte, evitando o colapso global ou local que provoque o colapso progressivo, os objetivos principais serão atingidos. Essas funções estão limitadas a um determinado tempo da ação do fogo que tem que ser suficiente para, com segurança, se efetue a fuga das pessoas e as ações de combate ao incêndio.

Cánovas[51 p. 175] observa que nas operações de combate ao incêndio, a água pode ser tão danosa quanto o próprio fogo, devido às fortes contrações causadas pelo choque térmico.

Para especificar o desempenho de um elemento estrutural utiliza-se o conceito do TRRF – Tempo requerido de resistência ao fogo, definido pela NBR 14432[138], que corresponde ao tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando submetido ao incêndio padrão. Este tempo mínimo é definido em função de certas características da edificação, como altura, tipo de ocupação e tipo de elemento estrutural.

Antônio Berto, entrevistado pela revista Téchne[139], defende que a segurança contra o incêndio deve partir do projeto arquitetônico, onde questões como layout, materiais, fachadas,

localização, forma, volume, espaço, intercomunicação dos ambientes, rotas de fuga, entre outros, são fatores que influenciam neste comportamento.

Obviamente, há necessidade de compatibilização do projeto arquitetônico com os diversos projetos, como o estrutural, os de instalações diversas e o do sistema de combate ao incêndio (proteção ativa).

Segundo a revista Téchne[139], uma edificação segura tem uma baixa probabilidade de início de incêndio, alta possibilidade de fuga, não propaga o fogo para as edificações vizinhas e tem alta probabilidade de extinção do foco inicial.

Para o projeto estrutural, o Eurocode 2 (EN 1992-1-2)[94] considera que uma análise completa leva em conta o comportamento do sistema estrutural em elevadas temperaturas, o potencial de exposição ao calor e os efeitos benéficos dos sistemas de proteção ativa e passiva. Tudo isto em conjunto com as incertezas associadas com esses aspectos e a importância da estrutura em relação às conseqüências de uma rutura.

A análise estrutural na forma mais geral não é tarefa fácil porque essas ações excepcionais têm forte caráter aleatório. O incêndio natural, conforme a NBR 14432[138], depende da geometria, ventilação, características térmicas dos elementos de vedação e da carga de incêndio específica. Também ocorrem grandes redistribuições de esforços devido à alteração de propriedades de rigidez e resistência dos materiais. As respostas térmicas e mecânicas são não-lineares e devem ser assim consideradas, conforme a NBR 15200[84]. Além disso, a caracterização das propriedades dos materiais nesta situação e a ocorrência do lascamento explosivo do concreto dependem de múltipos fatores, cf. capítulo 4, difíceis de considerar na fase de elaboração do projeto.

Ainda que existam sofisticados recursos computacionais para análise geral considerando vários dos fatores citados, os processos simplificados são provavelmente mais adequados à prática diária de um escritório de projeto.

A NBR 15200[84] admite também o método experimental, por exemplo, no caso de peças pré-moldadas industrializadas.

Entre os processos mais simples, a NBR 15200[84] indica o método tabular e o simplificado.

No tabular assume-se que haverá a resistência ao fogo por determinado tempo caso se adotem certos valores para as dimensões da seção transversal do elemento estrutural e para a

distância entre o centro de massa da armadura longitudinal à face exposta ao fogo. Essas prescrições são função principalmente do TRRF e do tipo do elemento estrutural.

Ressalve-se que esse tempo poderá ser inadequado caso existam falhas na concepção ou integração dos diversos projetos da edificação levando a uma duração do incêndio maior do que a prevista.

É preciso também conhecer as restrições e a origem do método tabular para usá-lo com eficiência. Apenas para ilustrar a complexidade envolvida na elaboração dessas tabelas, cita-se o trabalho de Silva, V. P. [140] que analisa os critérios para dimensionamento de pilares em situação de incêndio.

Conforme Silva, V. P., a NBR 15200[84], baseada no Eurocode 2 (EN 1992-1-2)[94], adotou para verificação dos pilares, o método "A" indicado nesta norma européia. Este método formulado por pesquisadores da Universidade de Liège foi desenvolvido a partir de ensaios físicos e modelos numéricos e diversos fatores influenciam o TRRF, como: a quantidade das barras longitudinais; a taxa mecânica de armadura; a relação entre a área da seção transversal com seu perímetro; a distância do centro de massa das armaduras à face exposta; a excentricidade de primeira ordem; a relação entre a força normal de cálculo na situação de incêndio e a força resistente de projeto em temperatura ambiente e o comprimento de flambagem em situação de incêndio. Com essas variáveis propôs-se uma formulação paramétrica.

Entretanto, para simplificação das tabelas desses códigos, algumas variáveis são limitadas ou fixadas, o que pode conduzir a valores conservadores ou contra a segurança caso se extrapole os limites de validade do método.

Por exemplo, de acordo com o Eurocode 2 (EN 1992-1-2)[94] os pilares são considerados contraventados; o comprimento de flambagem em situação de incêndio deve ser menor do que 3 m; a distância do centro de massa das armaduras para a face exposta é limitada ao intervalo 25 mm - 80 mm; a excentricidade de 1ª ordem é limitada em até 40% da dimensão do pilar na direção considerada.

Outros fatores também influenciam na elaboração e uso das diversas tabelas: a quantidade de faces expostas ao calor; se a peça tem a função corta-fogo; a classe de resistência do concreto; existência e tipo de proteção passiva; tipo de aço; umidade e a natureza dos materiais que compõem o concreto.

Portanto, ao se projetar usando o método tabular, ainda que seja de fácil aplicação a adoção dos valores indicados nas tabelas, devem ser observadas as condições estabelecidas para elaboração das tabelas e se elas são adequadas à estrutura em análise.

O método simplificado consiste em verificar a seção transversal de um elemento estrutural, onde o esforço resistente deve considerar a redução de resistência do aço e do concreto com o aquecimento.

Dentre os métodos simplificados existem vários procedimentos, aqui será citado o método da isoterma dos 500ºC, indicado no Eurocode 2 (EN 1992-1-2)[94], onde se considera que para temperaturas maiores do que 500ºC, a resistência do concreto é desprezada e para temperaturas inferiores a resistência não é reduzida. O lascamento explosivo, que pode ocorrer em temperatura inferior aos 500ºC, não é considerado e deve ser evitado. A resistência do aço é reduzida conforme a isoterma na posição da armadura.

Com essa "nova" seção, a verificação da capacidade resistente é feita da forma usual à temperatura ambiente.

Importante observar que o incêndio é uma ação excepcional e deve ser considerada a combinação excepcional conforme definido na NBR 8681[141]. No método simplificado a NBR 15200[84] permite que as solicitações de cálculo em situação de incêndio sejam consideradas como 70% dessas solicitações em temperatura ambiente.

Há necessidade no método simplificado de se conhecer a distribuição de temperatura no interior da peça para dado TRRF. Esta distribuição pode ser calculada em programas específicos ou obtida da literatura. Por exemplo, o Eurocode 2 (EN 1992-1-2)[94] fornece essa distribuição para lajes (Figura 121), vigas e pilares, considerando um CCV com umidade de 1,5% e agregados silicosos, ressalvando que é conservador para a maioria dos outros agregados e para teores de umidade maiores.

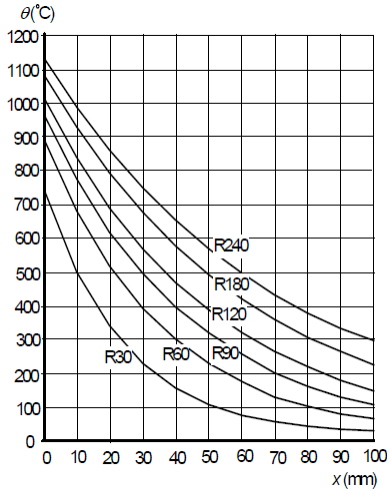


**Figura 121 - Distribuição de temperatura para laje com 200 mm de espessura, considerando diversos tempos de exposição ao fogo, em minutos, e a distância da camada para a face exposta, x (mm), Eurocode 2 (EN 1992-1-2)[12].**

O Eurocode 2 (EN 1992-1-2)[94] para o concreto de alta resistência, que pode ter maior condutividade térmica, permite utilizar os mesmos gráficos de isotermas desenvolvidos para o CCV, desde que se considere a isoterma crítica reduzida de 500ºC para 460ºC ou 400 ºC, conforme a classe de resistência.

Os processos de análise devem ser completados por critérios de estruturação e detalhamento, o que também influenciará no desempenho da estrutura.

Um aspecto importante é o detalhamento das armaduras. No caso das vigas e lajes contínuas haverá uma redistribuição dos esforços com incremento dos momentos negativos. A região comprimida próxima aos apoios será mais solicitada e terá a resistência reduzida por estar aquecida. Para evitar rutura nessa região e permitir a redistribuição, Gustaferro[142 p. 224] recomenda limitar a taxa mecânica de armadura a 30% e prolongar ao menos 20% da armadura dos apoios em todo o vão.

O projeto estrutural, a partir de conceitos de colapso progressivo, pode adotar alguns elementos principais para resistir em maior tempo à duração do incêndio e absorver parte das solicitações dos elementos secundários danificados e com isso aumentar a probabilidade de resistência da edificação como um todo.

Estes elementos principais podem ser os naturais como as caixas de escada, que são saídas de emergência e devem ter um TRRF de 4 horas conforme a NBR 9077[143], os pilares de maior responsabilidade e outros elementos de contraventamento. Estas peças, projetadas com recobrimentos maiores de armaduras e até mesmo utilizando revestimentos refratários,

aumentariam muito o seu desempenho sem implicar em grande impacto de custo global da edificação.

Diante do discutido no capítulo 4, o conhecimento do comportamento do CAD em situação de incêndio permite o melhor aproveitamento deste material, onde, evitado o lascamento explosivo e conhecidas as suas propriedades térmicas e mecânicas em função da temperatura, a consideração do incêndio seguem os mesmos procedimentos usuais quando se utiliza o CCV.

As soluções devem envolver a tecnologia dos materiais, técnicas de proteção ativa e passiva, conceitos de colapso progressivo, tudo isso integrando o projeto arquitetônico, o estrutural, o de combate ao incêndio e os de instalações diversas.