

# **CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO E SUA APLICAÇÃO EM VIGAS DE EDIFÍCIOS**

**Francisco Tadeu F. do Nascimento**

**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.**

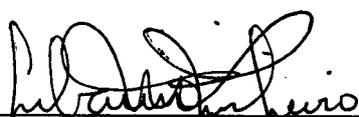
**ORIENTADOR: Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro**

**São Carlos, 1997**

## FOLHA DE APROVAÇÃO

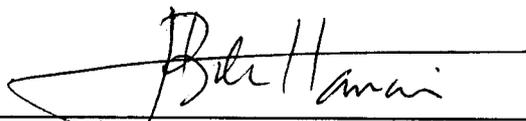
Candidato: Engenheiro **FRANCISCO TADEU FERREIRA DO NASCIMENTO**

Dissertação defendida e aprovada em 12-11-1997  
pela Comissão Julgadora:



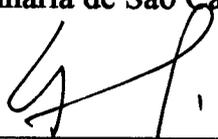
---

Prof. Doutor **LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



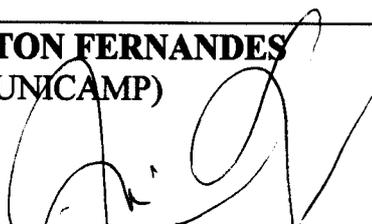
---

Prof. Titular **JOÃO BENTO DE HANAI**  
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



---

Prof. Livre-Docente **GILSON BATTISTON FERNANDES**  
(Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP)



---

Prof. Titular **JOSÉ ELIAS LAIER**  
Coordenador da Área de Engenharia de Estruturas



---

**JOSÉ CARLOS A. CINTRA**  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

**“ É muito melhor arriscar coisas grandiosas, alcançar triunfos e glórias, mesmo expondo-se à derrotas, do que formar fila com os pobres de espírito que nem gozam muito, nem sofrem muito, porque vivem nessa penumbra cinzenta que não conhece vitória, nem derrota.”**

**Dedico este trabalho  
a meus amados pais,  
Pedro e Iracema.**

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus por ter estado sempre junto de mim e ter me ajudado a concluir este trabalho.

Agradeço à Escola de Engenharia de São Carlos, por possibilitar a realização deste trabalho.

Não poderia deixar de agradecer de forma especial àqueles que colaboraram de forma direta para a realização deste trabalho:

- ao meu orientador, Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro, pela sua grandeza como homem e profissional;

- aos meus estimados pais, que por nenhum momento deixaram de apoiar, incentivar e acreditar no seu filho;

- aos meus queridos irmãos: Tereza, Máttias, Borgônio e Pedro que sempre estiveram ao meu lado, dando-me todo o apoio necessário para a realização de meus objetivos. De forma especial agradeço ao mano CAP Raimundo Antônio Ferreira do Nascimento e a sua esposa Márcia Cristina dos Santos Nascimento, pela ajuda e incentivo nos momentos mais difíceis;

- ao primo e amigo Ney Bellard Girão e a sua esposa Helena que, durante a fase final deste trabalho, colaboraram sempre de forma sincera e amiga incentivando-me para a sua conclusão;

- ao Engenheiro José Fernão Miranda de Almeida Prado, colega estimado, pela sua colaboração técnica e fornecimento de dados importantes para o desenvolvimento deste trabalho;

- aos colegas e amigos Antônio Jorge de Assunção Caldas e Daniel Helbig, pelas suas amizades;

- à amiga e companheira Márcia Correa Bueno, pelo seu amor sincero, que tantas vezes me ajudou, dando-me forças para sobrepor qualquer situação adversa.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE TABELAS.....	xii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xv
RESUMO.....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Planejamento.....	5
<b>2 EVOLUÇÃO DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO.....</b>	<b>6</b>
2.1 Comentários gerais.....	6
2.2 Histórico.....	9
2.3 Vantagens.....	14
2.4 Aplicações.....	15
2.4.1 Prédios.....	15
2.4.2 Grandes estruturas (pontes).....	21
2.4.3 Pré-fabricados.....	24
2.4.4 Obras hidráulicas.....	26
2.4.5 Obras marítimas.....	27
2.4.6 Reparos em obras de concreto.....	30
2.4.7 Pisos de alta resistência.....	31
2.4.8 Peças mecânicas.....	32

<b>3 ESTRUTURAÇÃO INTERNA.....</b>	<b>33</b>
3.1 Fase pasta de cimento.....	36
3.1.1 Influência da natureza e dosagem do cimento.....	37
3.1.2 Influência da idade do material e do grau de hidratação do cimento.....	38
3.1.3 Influência da natureza e dosagem da água.....	39
3.1.4 Influência da relação água/cimento.....	40
3.1.5 Influência da porosidade.....	41
3.2 Fase inerte.....	41
3.2.1 Influência da resistência à compressão.....	42
3.2.2 Influência do módulo de deformação.....	43
3.2.3 Influência da granulometria e máxima dimensão.....	43
3.2.4 Influência da forma e textura superficial.....	45
3.2.5 Influência da natureza mineralógica.....	46
3.2.6 Influência da absorção dos inertes.....	47
3.3 Ligação pasta-agregado.....	47
<b>4 MATERIAIS COMPONENTES.....</b>	<b>53</b>
4.1 Cimento.....	53
4.1.1 Natureza.....	54
4.1.2 Uniformidade.....	55
4.1.3 Dosagem.....	56
4.2 Agregados.....	59
4.3 Aditivos.....	64
4.3.1 Histórico e classificação dos aditivos superplastificantes.....	66
4.3.2 Formas de atuação no concreto.....	67
4.3.3 Considerações sobre a aplicação dos superplastificantes no CAD.....	70
4.4 Adições minerais.....	72
4.4.1 Sílica ativa.....	73
4.4.1.1 Histórico e aplicação no Brasil.....	75
4.4.1.2 Características físicas e principais vantagens no concreto.....	76
4.4.1.3 Formas de atuação no concreto.....	78
4.4.2 Cinzas volantes e pozolanas naturais.....	81

4.4.2.1 Cinzas volantes.....	82
4.4.2.2 Pozolanas naturais.....	83
4.5 Água.....	85
<b>5 PROPRIEDADES MECÂNICAS.....</b>	<b>86</b>
5.1 Resistência à compressão (Relação $\sigma \times \epsilon$ ).....	87
5.2 Resistência à tração.....	94
5.3 Módulo de deformação longitudinal.....	99
5.4 Coeficiente de Poisson.....	105
5.5 Fluência.....	107
5.6 Efeito Rüsçh.....	109
<b>6 APLICAÇÃO NUMÉRICA.....</b>	<b>111</b>
6.1 Descrição do elemento estrutural utilizado como exemplo.....	112
6.2 Modelo utilizado para determinação dos esforços.....	113
6.3 Cálculo para concreto C18.....	113
6.3.1 Ações consideradas.....	114
6.3.2 Determinação dos esforços solicitantes de projeto e reações de apoio.....	115
6.3.3 Armadura longitudinal.....	119
6.3.4 Deslocamento do momento de cálculo (Translação $a_p$ ).....	119
6.3.5 Ancoragem.....	122
6.3.5.1 Barras prolongadas até o apoio.....	123
6.3.5.2 Força de ancoragem no apoio.....	123
6.3.5.3 Ancoragem da armadura transversal.....	124
6.3.6 Composição das barras longitudinais.....	125
6.3.7 Armadura transversal.....	125
6.3.7.1 Analogia da treliça generalizada.....	126
6.3.7.2 Dimensionamento da armadura transversal.....	127
6.4 Cálculo para concreto C54.....	132
6.4.1 Estados limites.....	133
6.4.2 Flexão simples na ruína.....	134
6.4.2.1 Hipóteses gerais.....	134

6.4.2.2 Equações de equilíbrio.....	138
6.4.3 Determinação dos esforços solicitantes de projeto.....	140
6.4.4 Verificação da altura útil mínima.....	144
6.4.5 Armadura longitudinal.....	145
6.4.5.1 Armadura longitudinal mínima ( $A_{s, \min}$ ).....	146
6.4.6 Ancoragem.....	147
6.4.6.1 Zona de boa e má aderência.....	149
6.4.6.2 Ancoragem no apoio.....	150
6.4.6.3 Cálculo do comprimento de ancoragem.....	150
6.4.7 Armadura transversal.....	151
6.4.7.1 Método simplificado.....	151
6.4.7.2 Armadura mínima.....	154
6.4.8 Armação da viga.....	154
6.5 Consumo de material.....	155
<b>7 CONCLUSÕES.....</b>	<b>160</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>163</b>

## **LISTA DE FIGURAS**

### **✓ Capítulo 2: Evolução do concreto de alto desempenho**

Figura 2.1 - CAD aplicado em pilares de edifícios altos de concreto.....	15
Figura 2.2 - Water Tower Place Building .....	18
Figura 2.3 - Ponte Holandsfjord.....	24
Figura 2.4 - Parede diafragma pré-moldada executada com CAD.....	26
Figura 2.5 - Plataforma Ekofisk 1.....	29
Figura 2.6 - Reparo estrutural com concreto de alto desempenho.....	31

### **✓ Capítulo 3: Estrutura interna**

Figura 3.1 - Agregado graúdo envolvido pela matriz de argamassa.....	33
Figura 3.2 - Agregado miúdo envolvido pela matriz de pasta de cimento.....	34
Figura 3.3 - Processos de fissuração em concretos.....	36
Figura 3.4 - Representação esquemática da pasta após a hidratação do cimento.....	37
Figura 3.5 - Representação esquemática da zona de transição entre os agregados e a pasta de cimento.....	50

### **✓ Capítulo 4: Materiais componentes**

Figura 4.1 - Influência da variação da dosagem de cimento na resistência à compressão dos concretos.....	58
Figura 4.2 - Influência da máxima dimensão dos agregados na resistência à compressão dos concretos C1, C2 e C3.....	63
Figura 4.3 - Efeito de um aditivo superplastificante sobre a pasta de cimento...	69
Figura 4.4 - Mecanismos de atuação de aditivos redutores de água no concreto.	69

Figura 4.5 - Processo de produção de silício e de captação da sílica ativa.....	74
Figura 4.6 - Efeito físico de nucleação dos cristais de C-H proporcionado pela adição de sílica ativa.....	79
Figura 4.7 - Comportamento da zona de transição em concretos com e sem sílica ativa.....	81

### ✓ Capítulo 5: Propriedades mecânicas

Figura 5.1 - Curvas tensão x deformação para resistência normal, média e alta.	90
Figura 5.2 - Diagrama tensão x deformação para compressão uniaxial.....	91
Figura 5.3 - Diagrama tensão x deformação segundo a NS 3473E/1992.....	93
Figura 5.4 - Módulos de deformação longitudinal x resistência à compressão..	105
Figura 5.5 - Coeficientes de fluência para concretos de alto e baixo desempenho.....	108
Figura 5.6 - Resistência sob carga permanente de CBD e CAD.....	110

### ✓ Capítulo 6: Aplicação numérica

Figura 6.1 - Forma do pavimento-tipo.....	112
Figura 6.2 - Representação da viga VT09 - 15 x 60 (C18).....	115
Figura 6.3 - Carregamento atuante e reações de apoio.....	116
Figura 6.4 - Diagrama de momento fletor valores de projeto (C18).....	118
Figura 6.5 - Diagrama de esforço cortante valores de projeto (C18).....	118
Figura 6.6 - Translação do diagrama de $M_d$ .....	120
Figura 6.7 - Exemplo de distribuição para barras longitudinais.....	121
Figura 6.8 - Treliça generalizada.....	127
Figura 6.9 - Diagrama tensão x deformação simplificado para concretos de classes C25 a C55.....	136
Figura 6.10 - Deformações e tensões no CAD para classe C54.....	138
Figura 6.11 - Flexão simples em seção retangular.....	139
Figura 6.12 - Representação da viga VT09 - 10 x 50 (C54).....	142
Figura 6.13 - Diagrama de momento fletor valores de projeto (C54).....	143
Figura 6.14 - Diagrama de esforço cortante valores de projeto (C54).....	143

Figura 6.15 - Valores do cobrimento da armadura e espaçamento das barras....	148
Figura 6.16- Valores de $k_3$ : dependentes da armadura transversal e de sua Posição.....	149
Figura 6.17 - Detalhamento da viga VT09 (C54).....	155
Figura 6.18- Custo dos materiais (individual e total) para execução da viga com concreto C18 e C54, em R\$ por pavimento.....	158
Figura 6.19- Custo total (em R\$) por pavimento com reaproveitamento das Fôrmas.....	159

## **LISTA DE TABELAS**

### **✓ Capítulo 2: Evolução do concreto de alto desempenho**

Tabela 2.1 - Classe baixa ( $f_{ck} < 25$ MPa).....	12
Tabela 2.2 - Classe média ( $25 \leq f_{ck} \leq 50$ MPa).....	12
Tabela 2.3 - Classe alta ( $50 < f_{ck} \leq 90$ MPa).....	13
Tabela 2.4 - Classe ultra alta ( $90 < f_{ck} < 400$ MPa).....	13
Tabela 2.5 - Edifícios com concreto de alto desempenho.....	17
Tabela 2.6 - Resistência do concreto para pilares e paredes do edifício Water Tower Place.....	20
Tabela 2.7 - Pontes com concreto de alto desempenho.....	23
Tabela 2.8 - Plataformas com CAD construídas no Mar do Norte.....	28

### **✓ Capítulo 3: Estrutura interna**

Tabela 3.1 - Investigação norueguesa para o comportamento do concreto.....	35
Tabela 3.2 - Cimentos portland - atuais especificações.....	38
Tabela 3.3 - Propriedades específicas das composições químicas do cimento....	39

### **✓ Capítulo 4: Materiais componentes**

Tabela 4.1 - Influência da variação da dosagem de cimento na resistência à compressão dos concretos.....	57
Tabela 4.2 - Influência da máxima dimensão dos agregados na resistência à compressão do concreto C1.....	61
Tabela 4.3 - Influência da máxima dimensão dos agregados na resistência à compressão do concreto C2.....	62
Tabela 4.4 - Influência da máxima dimensão dos agregados na resistência	

à compressão do concreto C3.....	62
Tabela 4.5 - Adições minerais e suas características.....	84

### ✓ Capítulo 5: Propriedades mecânicas

Tabela 5.1 - Fatores de conversão propostos pela Norma Norueguesa.....	88
Tabela 5.2 - Fatores de conversão entre a resistência no cilindro/resistência no cubo para diferentes resistências e tamanhos de cilindros.....	89
Tabela 5.3 - Valores de $E_c$ , $E_{c1}$ e $\epsilon_{c1}$ para várias classes de concreto.....	92
Tabela 5.4 - Propriedades de resistência do concreto.....	96
Tabela 5.5 - Resistência à tração para várias classes de concreto de densidade normal.....	98
Tabela 5.6 - Valores comparativos dos módulos de deformação longitudinal do concreto.....	104

### ✓ Capítulo 6: Aplicação numérica

Tabela 6.1 - Viga: reações de apoio e momentos de cálculo máximos.....	117
Tabela 6.2 - Viga: armadura simples.....	119
Tabela 6.3 - Comprimentos de ancoragem reta.....	123
Tabela 6.4 - Barras longitudinais – dimensões finais.....	125
Tabela 6.5 - VT09: armadura transversal.....	132
Tabela 6.6 - Valores usados na determinação do diagrama retangular de tensões $\sigma_c$ .....	137
Tabela 6.7 - Limites estabelecidos pela NBR 6118.....	144
Tabela 6.8 - Viga: armadura simples (C54).....	145
Tabela 6.9 - Comprimentos de ancoragem reta (C54).....	151
Tabela 6.10- Consumo de materiais para execução da viga VT09 com concreto de 18 e 54 MPa.....	157
Tabela 6.11- Custo comparativo da viga executada com concreto C18 e C54 (valores em R\$).....	157
Tabela 6.12- Custo total (em R\$) da execução da viga VT09, por pavimento, com reaproveitamento das fôrmas.....	158

## ***LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS***

<b>ACI</b>	-	<b>American Concrete Institute</b>
<b>CAD</b>	-	<b>Concreto de Alto Desempenho</b>
<b>CBD</b>	-	<b>Concreto de Baixo Desempenho</b>
<b>CEB</b>	-	<b>Comité Euro-International du Béton</b>
<b>FIP</b>	-	<b>Fédération Internationale de la Précontrainte</b>
<b>NB</b>	-	<b>Norma Brasileira</b>
<b>NBR</b>	-	<b>Norma Brasileira Registrada</b>
<b>NS</b>	-	<b>Norwegian Standard</b>
<b>sa</b>	-	<b>sílica ativa</b>

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $A_s$  - área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada
- $d$  - altura útil da seção transversal
- $d'$  - distância do ponto de aplicação da resultante de compressão na armadura longitudinal ao ponto de maior encurtamento de uma seção transversal de peça fletida
- $E_s$  - módulo de deformação longitudinal do aço
- $f_c$  - resistência do concreto à compressão
- $f_{cd}$  - resistência de cálculo do concreto à compressão
- $f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão
- $f_y$  - resistência de escoamento do aço à tração
- $f_{yk}$  - resistência característica do aço à tração
- $\epsilon$  - deformação específica
- $\epsilon_c$  - deformação específica do concreto à compressão
- $\epsilon_s$  - deformação específica do aço à tração
- $\epsilon_{yd}$  - deformação específica de cálculo de escoamento do aço
- $\epsilon_{sd}$  - deformação específica de cálculo do aço
- $\epsilon_{yk}$  - deformação específica característica de escoamento do aço
- $R_s$  - resultante das tensões de tração na armadura longitudinal
- $R_c$  - resultante das tensões de compressão no concreto
- $x$  - distância da linha neutra ao ponto de maior encurtamento, na seção transversal de uma peça fletida
- $y$  - altura do diagrama retangular de tensões de compressão do concreto, na seção transversal de uma peça fletida

- $z$  - distância entre a resultante de compressão do concreto e a resultante de tração do aço
- $\gamma_c$  - coeficiente de minoração da resistência do concreto
- $\gamma_f$  - coeficiente de segurança
- $\gamma_s$  - coeficiente de minoração da resistência do aço
- $\sigma$  - tensão normal
- $\sigma_s$  - tensão normal de tração na armadura
- $\sigma_c$  - tensão normal de compressão no concreto
- $\sigma_{cd}$  - tensão normal de cálculo de compressão no concreto
- $\eta$  - razão; coeficiente
- $\omega$  - taxa mecânica da armadura

#### Índices gerais:

- $c$  - concreto; compressão
- $d$  - de cálculo
- $e$  - efetivo; estribo
- $k$  - característico
- $s$  - aço; barra da armadura
- $t$  - tração; transversal
- $u$  - último
- $y$  - escoamento

#### Índice formado de abreviações:

- lim - limite
- max - máximo
- min - mínimo

## RESUMO

Apresenta-se um estudo do Concreto de Alto Desempenho (CAD) no que tange ao seu comportamento interno, isto é, a influência da qualidade de suas fases (pasta de cimento e fase inerte), bem como de sua interação (interface pasta-agregado).

Busca-se também analisar cada componente, tendo em vista a seleção ideal para a produção de concretos de alto desempenho com o menor custo.

Faz-se necessário o conhecimento de suas propriedades mecânicas e seu desempenho nos elementos estruturais. Sendo assim, apresenta-se um estudo referente ao estado da arte sobre o CAD.

Devido à escassez de material sobre a utilização do CAD em vigas, apresenta-se um exemplo comparativo do cálculo de uma mesma viga, tanto com concreto de baixo como de alto desempenho, resistências de 18 MPa e 54 MPa, respectivamente.

Finalmente, são feitas comparações de custo de material envolvendo as vigas apresentadas, visando comprovar a viabilidade técnico-econômica do uso do CAD também em vigas de edifícios.

## ABSTRACT

A study of High Performance Concrete (HPC) is presented concerning internal behaviour, that is, the influence of the quality of each phase (cement paste and inert phase), as well as its interaction (paste-aggregate interface).

Each component is analyzed, taking into consideration the ideal selection for producing high performance concrete at a lower cost.

It is necessary to know its mechanical properties and performance in structural elements. Thus, a study referring to the state of the art on HPC is presented.

Due to the lack of material on the use of HPC in beams, a comparative example of the calculation of a beam with low as well as high performance concrete is presented, strength 18 MPa and 54 MPa respectively.

Finally, comparisons of material cost involving beams are presented, aiming at proving the technical-economical viability of the use of HPC also in beams of buildings.

# ***1 INTRODUÇÃO***

## **1.1 GENERALIDADES**

Dentre os materiais empregados na Engenharia, o concreto é provavelmente o mais comum, e sendo um material heterogêneo, com várias fases, pode ser considerado como um dos mais complexos utilizados na construção. Seu surgimento se deu pelo desejo de se obter uma pedra artificial, resistente, econômica e durável como a pedra natural e que apresentasse como vantagem a possibilidade de ser moldada nas dimensões e nas formas desejadas (PINHEIRO; GIONGO, 1986).

Apesar destas boas características como material de construção, o concreto tradicional apresentava-se ainda como um material suscetível a muitos aperfeiçoamentos. A introdução da lei de ABRAMS (1918), que relaciona a resistência do concreto com a relação água/cimento, foi o fato que realmente deu início às pesquisas para a obtenção de concretos com resistências à compressão cada vez maiores.

O desenvolvimento do concreto de alta resistência não ocorreu de forma acelerada; houve um avanço gradativo ao longo dos anos. No início de sua pesquisa, os resultados obtidos não viabilizavam plenamente a aplicação corriqueira na

Construção Civil. Sua aplicação em larga escala teria que ultrapassar alguns obstáculos, entre os quais podem ser citados: reduzida trabalhabilidade das composições inicialmente desenvolvidas, conservadorismo de arquitetos e engenheiros, pequena disponibilidade comercial em centrais pré-misturadoras, limitações impostas pelos códigos de obra ou de cálculo estrutural e o desconhecimento do comportamento do material a longo prazo.

Com o advento da tecnologia, muitos avanços puderam ser obtidos nas diversas áreas da ciência. Na ciência dos materiais, por exemplo, progressos significativos se fizeram presentes nos materiais metálicos, poliméricos e cerâmicos.

Pesquisas efetuadas nos materiais cerâmicos mostraram que, ao diminuir a porosidade, era obtido um significativo aumento da resistência. Este princípio, em conjunto com as teorias de Abrams, sem dúvida nenhuma atraiu as atenções dos pesquisadores no que diz respeito à melhoria do material concreto.

Muitas iniciativas foram tomadas para reduzir a porosidade. Mecanismos novos para esse fim foram testados. No entanto, a evolução efetiva das pesquisas para a obtenção não só de concretos de alta resistência como também de concretos cujo desempenho fosse satisfatório sob vários outros aspectos - durabilidade por exemplo - deu-se com o desenvolvimento de uma extensa quantidade de produtos químicos, os aditivos (destacando-se os "superplastificantes" redutores de água, de alto poder de redução) e com a descoberta de determinados rejeitos industriais com propriedades pozolânicas, ainda subproveitados, os quais ajudam a reduzir o custo e a quantidade de energia consumida na fabricação do concreto, além de colaborar também para a preservação ambiental.

Tornaram-se usuais na prática concretos com resistência à compressão acima de 40 MPa, o campo de aplicação foi ampliado e, atualmente, são empregados em quase todos os países do mundo.

Ao passo que novos experimentos eram feitos e conseqüentemente novas descobertas eram efetuadas, a conceituação de alta resistência variou em igual proporção ao seu desenvolvimento. Um concreto que em décadas passadas pudesse ser considerado de alta resistência, nos tempos atuais talvez não o seja mais.

Este notável material de construção não apresenta apenas a elevada resistência mecânica como característica principal. Atualmente, há indicações que ele seja designado pela expressão de Concreto de Alto Desempenho (CAD), pois a ausência de segregação e exsudação, a alta aderência ao concreto velho, a baixíssima permeabilidade, a alta resistividade elétrica, a boa resistência a ataques de meios agressivos, a retração e a fluência reduzidas e as altas resistências a baixa idade são outras excelentes propriedades desse concreto que, em alguns casos, podem ser muito mais importantes do que a tão mencionada resistência mecânica elevada.

Apesar de existirem referências de construções com concretos de resistência elevada (acima de 40 MPa) desde meados da década de 50, a evolução do mecanismo de produção do concreto de alto desempenho foi mais rápida que as pesquisas referentes às suas propriedades, isto é, a tecnologia para preparo do concreto de alto desempenho precedeu as normas para regulamentar seu cálculo. AMARAL FILHO (1989) complementa que a tecnologia dos materiais do CAD e de sua produção já estão razoavelmente dominadas se compararmos o estágio delas com o das normas, praticamente ainda inexistentes, pelo menos no Brasil.

O concreto de alto desempenho já faz parte de nossa realidade, sua viabilidade técnico-econômica está tão evidenciada que a maioria dos países desenvolvidos unem esforços com o objetivo de adaptar suas normas para este novo material. Há de se destacar que as únicas especificações que levam em consideração o CAD são o Código Modelo do CEB e as normas francesa e norueguesa (DAL MOLIN, 1995).

No Brasil, a maior parte das pesquisas desenvolvidas sobre este tema foram iniciadas a partir de 1990. É muito grande a escassez de publicações que abordem o tema "Concreto de Alto Desempenho", no que se refere ao estudo do material, sua melhor composição e viabilidade técnico-econômica aplicada em estruturas de edifícios, e que se adequem à nossa realidade. Dessa forma, como nos dias atuais há necessidade em se projetar e executar estruturas mais econômicas e duráveis, o conhecimento deste material e de sua correta utilização é imprescindível para qualquer profissional da área.

## 1.2 OBJETIVOS

Há basicamente dois objetivos principais. O primeiro deles consiste em estudar o material concreto de alto desempenho (CAD), sob os seguintes aspectos:

- a) a influência da qualidade de suas fases (pasta de cimento e fase inerte), bem como de sua interação (interface pasta-agregado), no comportamento do concreto;
- b) análise individual de cada componente, em vista da seleção ideal para a produção de concretos de alto desempenho;
- c) conhecer suas propriedades mecânicas e seu desempenho nos elementos estruturais, tendo em vista que este material (CAD) responde de forma diferente dos concretos usuais às solicitações do meio exterior.

Em virtude da grande maioria dos trabalhos referentes ao CAD tratarem especificamente sobre pilares, tem-se como objetivo complementar uma análise técnico-econômica, comparando uma viga do pavimento-tipo de um edifício convencional com concreto de baixo e de alto desempenho, com resistências de 18 MPa e de 54 MPa, respectivamente.

### 1.3 PLANEJAMENTO

No capítulo 2 faz-se uma abordagem sobre a evolução do material CAD com o decorrer do tempo, isto é, seu levantamento histórico, suas vantagens para uma efetiva consolidação e suas atuais aplicações nos segmentos da Engenharia Civil.

A estruturação interna do CAD é apresentada no capítulo 3. Busca-se o estudo das duas fases que o caracterizam internamente (pasta de cimento e inertes), assim como de sua interação, comumente chamada de ligação ou interface pasta-agregado.

O capítulo 4 trata dos materiais componentes. De maneira abrangente são apresentadas as características de cada componente, sua seleção ideal para a produção de concretos de alto desempenho, normalização e atuação na estruturação interna do material.

No capítulo 5 apresenta-se o estado-da-arte sobre concreto de alto desempenho, no que se refere às suas propriedades mecânicas.

A parte prática referente à aplicação do CAD é apresentada no capítulo 6. Trata-se de um estudo econômico comparativo entre a execução de uma viga (pavimento-tipo) de um edifício convencional com concreto de baixo e de alto desempenho.

O capítulo 7 aborda as conclusões finais, apresentando-se uma análise detalhada dos resultados obtidos.

## ***2 EVOLUÇÃO DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO***

### **2.1 COMENTÁRIOS GERAIS**

O concreto de alto desempenho pode ser considerado um material recente e muito especial, pois sua aplicação na Engenharia das Estruturas leva a resultados extremamente promissores, no que diz respeito principalmente a concepção, custo e durabilidade das estruturas.

Por se tratar de um material promissor, há cerca de quarenta e cinco anos sua pesquisa se intensificou, no entanto, com resultados iniciais não muito satisfatórios.

A princípio, um fator água/cimento baixo se apresentava como uma característica extremamente relevante para a obtenção de um concreto com resistência alta (ABRAMS, 1918). Em contrapartida, quanto maior a redução deste fator, menos trabalhável seria o concreto, ou seja, seu desempenho seria prejudicado. Procurou-se com isso a associação de novas técnicas que permitissem a obtenção de concretos com melhores resultados finais.

A redução da porosidade, por exemplo, imprimiu novas expectativas para o crescimento da resistência nos concretos, sem um prejuízo significativo de seu

desempenho pois, para se obter um concreto menos poroso, duas ações básicas, não necessariamente estanques, seriam desejáveis: a redução da dosagem de água e/ou o preenchimento dos vazios.

Sabia-se até então, que para melhorar ainda mais as qualidades do concreto tradicional, tanto pela redução da água e/ou quantidade de vazios, quanto por quaisquer outros meios, algumas iniciativas deveriam ser tomadas; mecanismos novos para esse fim deveriam ser testados (ALMEIDA, 1990). Com isso, colocaram-se em prática três tipos de alternativas :

a) Alterações dos materiais componentes dos concretos, como por exemplo:

- impregnação do concreto com enxofre ou resinas;
- emprego de agregados especiais, como o próprio clínquer do cimento ou mesmo de materiais naturais especialmente preparados, como a brita de formato cúbico;
- emprego de cimentos especiais (aluminosos, de alta resistência inicial etc.) ou ligantes obtidos a partir do tratamento de cimentos comuns - por exemplo, a seleção granulométrica;
- emprego de reforço descontínuo (fibras);
- combinação de duas ou mais das hipóteses anteriores.

b) Utilização de novas técnicas, processos e equipamentos de fabricação, como por exemplo:

- aplicação de altas temperaturas e/ou pressões ao concreto fresco (cura em autoclave);
- emprego de novas técnicas de compactação como: vibração eletromagnética, vibração ultra-sônica e vibração de alta frequência;
- confinamento do material em duas direções para que seja obtida uma maior resistência na terceira.

c) Interação de novos materiais, técnicas, processos e equipamentos.

Evidentemente que tais hipóteses não preenchiam totalmente os requisitos necessários para a obtenção do concreto desejado. A aplicação de tais alternativas na maioria das vezes implicava em alto custo, baixa durabilidade ou inviabilidade à utilização em obras.

Novas alternativas no sentido de reduzir a porosidade dos concretos foram propostas, inclusive, a adição de materiais pozolânicos nas suas composições. No entanto, tais materiais apesar de possuírem alta atividade pozolânica apresentavam uma característica indesejável, ou seja, crescimento lento da resistência dos concretos, inviabilizando a utilização dos mesmos em grande parte das obras da construção civil.

A obtenção de um baixo fator água/cimento mostrou ser primordial para a viabilização dos concretos com resistência alta.

Durante os anos 80, os meios e produtos empregados nas construções tiveram uma significativa evolução tecnológica, tornando possível a disponibilidade técnica e econômica de *aditivos* e *adições* - materiais capazes de melhorar algumas propriedades do concreto fresco ou endurecido -, dando origem a produção de concretos com baixo fator água/cimento e elevada resistência à compressão, sem prejudicar a trabalhabilidade dos mesmos. Estes fatos, nessa mesma década, implicaram num elevado crescimento do emprego de concretos com resistência à compressão entre 40 MPa e 80 MPa.

Comumente, os concretos feitos com cimento, agregados, adições (geralmente sílica ativa), aditivos redutores de água e plastificantes (diferentes para cada caso) são designados como concretos de alta resistência (CAR). Hoje, sabe-se que a resistência à compressão alcançada nestes concretos é apenas uma entre as várias características notáveis deste novo material. Sendo assim, daqui por diante designaremos este material não como concreto de alta resistência, e, sim, como concreto de alto desempenho (CAD).

## 2.2 HISTÓRICO

O desenvolvimento do cimento que conhecemos hoje teve origem nas pesquisas de Smeaton e Parker, no século XVIII. Joseph Aspdin, em 1824 desenvolveu e patenteou, na Inglaterra, um "...método de fabricação de cimento ou pedra artificial para revestimento de edifícios, reservatórios, cisternas ou para qualquer outra finalidade para qual ele possa ser aplicável..." que denominaria CIMENTO PORTLAND.

Em 1974, ou seja, mais de um século depois, através de ensaios em testemunhos de concreto retirados de uma edificação construída em 1841 por Willian, filho de Joseph Aspdin, foi verificada uma resistência média de 29 MPa (JOHNSTON, 1975).

Existem referências na literatura de que desde o início da introdução do cimento na produção de concretos, a procura por resistências mais altas, principalmente a curto prazo, tornou-se cada vez maior. Os vários fatores que poderiam influenciar na resistência do concreto, a partir do início deste século, tornaram-se cada vez mais conhecidos.

Na literatura são citadas várias referências sobre construções realizadas com o decorrer dos anos e as respectivas resistências à compressão dos concretos utilizados, entre as quais podem ser citadas:

### a) Construções de edifícios

- edifício de 35 pisos em Cuba, resistência de 55 MPa, ano de 1954.
- edifício Chicago, resistência de 41 MPa, ano de 1962.
- edifício Trianon em São Paulo - meados da década de sessenta, resistências médias, aos 28 dias, da ordem de 55 MPa.

### b) Construções especiais

- estacas para fundações marinhas no noroeste dos Estados Unidos - resistência à compressão, medida aos 28 dias, variando em torno de 55 a 68 MPa.

- no Japão, barreiras para proteção de estradas contra deslizamento de rochas e avalanches de neve ou terra - concreto com resistência de 75 MPa.
- silos subterrâneos de armazenagem de armamentos nos EUA - meados de 1970, resistências próximas de 70 MPa.
- centrais nucleares - meados de 1970, resistência de 55 MPa.
- concreto empregado para reforço estrutural na Costa Rica - ano de 1960, resistências médias, aos 18 meses, da ordem de 114 MPa.

#### c) Construção de pontes

- ponte construída na França - ano de 1929, resistência de 60 MPa.
- ponte da Arrábida em Portugal - início da década de sessenta, resistência média da ordem de 58 MPa.
- ponte de Willows em Toronto - ano de 1970, resistências de quase 70 MPa.

#### d) Pré-fabricados

Com a utilização em larga escala de pré-fabricados protendidos, há mais de quarenta anos, cresceu a procura de concretos que apresentassem resistências médias maiores que 20 MPa. Em pouco tempo, estes concretos passaram de 20 MPa para mais de 50 MPa.

Como foi dito no capítulo 1, a conceituação de alto desempenho variou em igual proporção ao seu desenvolvimento. Na década de 50, por exemplo, concretos com resistências à compressão próximas de 35 MPa eram considerados como materiais de extraordinária resistência mecânica; hoje, concretos com resistência de 60 MPa, aos 28 dias, já podem ser obtidos sem muitas dificuldades.

Existem ainda muitas controvérsias no meio científico para definir um valor que, realmente, especifique uma fronteira para se estabelecer se o concreto é de alto ou de baixo desempenho (concreto de alto desempenho ou concreto normal).

A definição mais genérica para concreto de alto desempenho considera que este material deva ter resistência superior à média das resistências características de

um determinado local. Para a F.I.P. (Fédération Internationale de la Précontrainte), concreto de alto desempenho é aquele que apresenta resistência à compressão superior a 100 MPa.

A definição mais citada pela literatura técnica em geral corresponde à que o A.C.I. (American Concrete Institute - Committee 363) faz, onde concreto de alto desempenho é aquele cuja a resistência mínima seja superior a 41 MPa.

A classificação proposta pelo engenheiro Epaminondas Melo do Amaral Filho (AMARAL FILHO, 1989), praticamente a mesma seguida pela Norma Brasileira, subdivide o concreto em quatro classes de resistência, sendo elas: baixa, média, alta e ultra alta, como mostram as Tabelas 2.1 a 2.4. A qualidade de equipamentos e o controle tecnológico requerido para a produção de tais concretos, de acordo com a sua classe, são:

- a) Classe Baixa: canteiro comum
- b) Classe Média: centrais com bom controle tecnológico
- c) Classe Alta: centrais com rigoroso controle tecnológico
- d) Classe Ultra Alta: fábrica de pré-moldados e instalações especiais

Nas referidas tabelas são mostrados também os materiais empregados, os diagramas  $\sigma - \epsilon$  e o tipo de ruptura à compressão para cada caso.

TABELA 2.1 - CLASSE BAIXA

 $(f_{ck} < 25 \text{ MPa})$ 

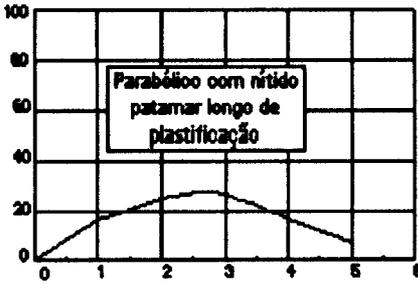
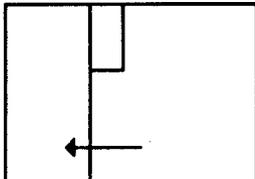
MATERIAIS	DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO $\sigma - \epsilon$	DIAGRAMA DE TENSÕES DE COMPRESSÃO NA FLEXÃO SIMPLES	TIPO DE RUPTURA À COMPRESSÃO
<ul style="list-style-type: none"> <li>• cimento portland</li> <li>• areia</li> <li>• agregado comum</li> </ul>		<p style="text-align: center;">Retangular (estádio II)</p> 	<p style="text-align: center;">fratura áspera com agregados intactos</p>

TABELA 2.2 - CLASSE MÉDIA

 $(25 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$ 

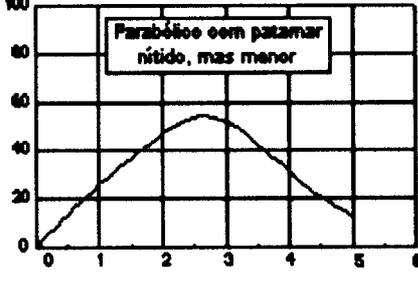
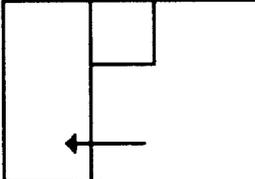
MATERIAIS	DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO $\sigma - \epsilon$	DIAGRAMA DE TENSÕES DE COMPRESSÃO NA FLEXÃO SIMPLES	TIPO DE RUPTURA À COMPRESSÃO
<ul style="list-style-type: none"> <li>• cimento portland</li> <li>• areia</li> <li>• agregado comum</li> <li>• superplastificante com ou sem sílica ativa</li> </ul>		<p style="text-align: center;">Retangular (estádio III)</p> 	<p style="text-align: center;">fratura áspera com parte dos agregados rompidos</p>

TABELA 2.3 - CLASSE ALTA

 $(50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa})$ 

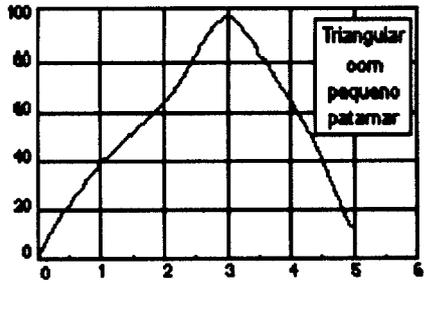
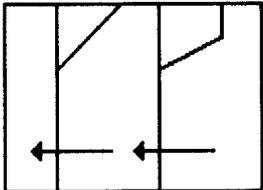
MATERIAIS	DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO $\sigma - \epsilon$	DIAGRAMA DE TENSÕES DE COMPRESSÃO NA FLEXÃO SIMPLES	TIPO DE RUPTURA À COMPRESSÃO
<ul style="list-style-type: none"> <li>• cimento portland</li> <li>• areia</li> <li>• agregado muito bom</li> <li>• superplastificante</li> <li>• sílica ativa (baixo teor <math>a/(c+sa)</math>)</li> </ul>		<p>Triangular ou trapezoidal</p> 	<p>fratura lisa com agregados cisalhados (ruptura frágil)</p>

TABELA 2.4 - CLASSE ULTRA ALTA

 $(90 < f_{ck} < 400 \text{ MPa})$ 

MATERIAIS	DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO $\sigma - \epsilon$	DIAGRAMA DE TENSÕES DE COMPRESSÃO NA FLEXÃO SIMPLES	TIPO DE RUPTURA À COMPRESSÃO
<ul style="list-style-type: none"> <li>• cimento portland ou aluminoso</li> <li>• areia de bauxita calcinada</li> <li>• agregado de bauxita calcinada ou de ferro</li> <li>• superplastificante</li> <li>• sílica ativa (reduzidíssimo teor <math>a/(c+sa)</math>)</li> </ul>	<p>diagrama <math>\sigma - \epsilon</math> a determinar em cada caso</p>	<p>a determinar</p>	<p>diferente em cada caso (ruptura totalmente frágil)</p>

## 2.3 VANTAGENS

Desde 1975 o interesse pelo uso de concretos de alto desempenho, caracterizados por resistências à compressão na faixa de 40 MPa a 90 MPa (3 a 4 vezes maior que os valores correntes), tem aumentado de maneira significativa (FERNANDES, 1992).

As causas principais deste acentuado interesse, por razões técnicas ou econômicas, podem ser estabelecidas como: obtenção de melhor desempenho do material; aumento da capacidade resistente dos elementos estruturais para uma dada seção transversal; diminuição do peso próprio permitindo um aumento dos vãos; diminuição da área da seção transversal dos elementos de suporte para uma dada carga; redução do peso próprio permitindo um aumento da altura dos edifícios; redução de carga nas fundações e possibilidade de reduzir custos.

As primeiras estruturas de concreto a fazerem uso do CAD foram os edifícios altos, particularmente seus pilares inferiores. Estes elementos, por serem os responsáveis diretos por transferir o carregamento total do edifício às fundações, ou seja, pilares extremamente carregados, se executados com concretos “convencionais”, necessitariam de grandes seções transversais, dificultando sua execução. No entanto, com o emprego de concreto de alto desempenho estas seções puderam ser reduzidas, sem que fosse preciso aumentar as taxas de armadura, Figura 2.1.

O resultado imediato na redução destas seções é a diminuição no peso da estrutura (fundações mais leves) e o ganho de área livre nos andares inferiores. Um dado importante, como comenta NILSON (1988), é o fato de ser mais barato aumentar a resistência do concreto do que, na utilização de concretos de resistência “baixa”, aumentar a taxa de armadura longitudinal.

Com o decorrer do tempo, em virtude de suas extraordinárias vantagens, o CAD passou a ser empregado também em pontes com grandes e médios vãos, obras marítimas, pré-fabricados e outras estruturas de concreto armado e protendido.

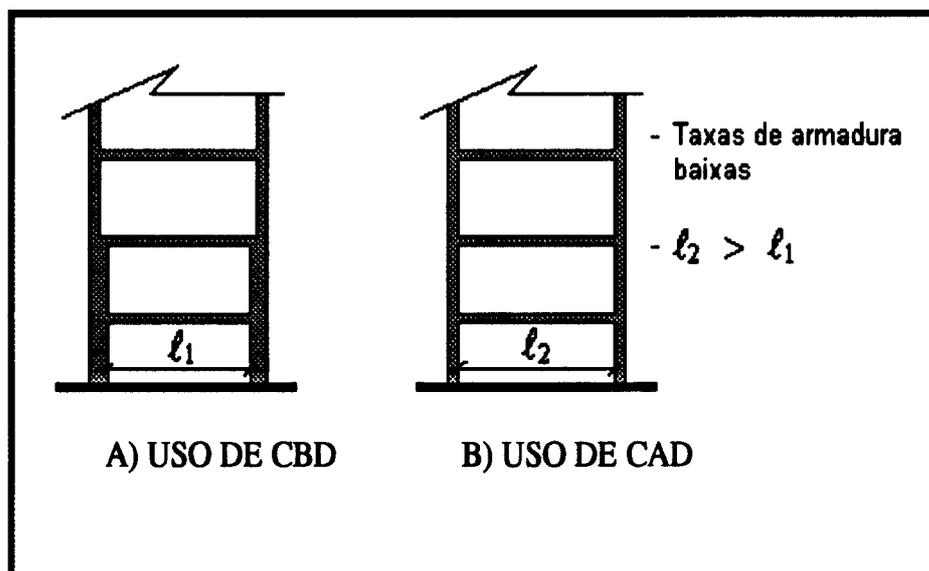


FIGURA 2.1 - CAD APLICADO EM PILARES DE EDIFÍCIOS ALTOS DE CONCRETO

## 2.4 APLICAÇÕES

Por tantas qualidades, o CAD já está sendo aplicado em vários setores da Engenharia Estrutural, entre os quais podem ser destacados: prédios; grandes estruturas; obras marítimas, pré-fabricados; obras hidráulicas; reparos em obras de concreto; pisos de alta resistência e peças mecânicas.

### 2.4.1 Prédios

É uma das mais usuais aplicações em todo o mundo. O concreto de alto desempenho é geralmente empregado com os seguintes objetivos:

- elevar a altura;
- reduzir a seção ou a quantidade de colunas;
- ampliação da área útil das edificações;
- maior liberdade arquitetônica;
- maior velocidade de construção em altura, com exemplos de prédios construídos à velocidade de dois pisos por semana, equivalente à da construção de prédios em estruturas metálicas;
- maior reaproveitamento das fôrmas, tendo em vista as dimensões das colunas variarem menos ao longo da altura da edificação;
- reutilização mais rápida das fôrmas, já que as resistências obtidas em idades menores são mais significativas e
- redução das quantidades de armaduras, concreto e fôrmas.

Existem diversas referências da aplicação do CAD em construções de edifícios; na Tabela 2.5 são mostrados alguns exemplos.

Como foi citado anteriormente a aplicação de concreto de alto desempenho tem sido explorada no mundo todo, especialmente nos EUA. O “Water Tower Place Building”, Figura 2.2, construído em 1975 na cidade de Chicago, é um edifício em concreto armado com 79 andares (262 metros de altura), o maior já construído. Na sua estrutura foram empregados concretos com sete diferentes resistências; a resistência do concreto dos pilares variou de 63 MPa a 28 MPa, desde o subsolo até o último pavimento (FERNANDES, 1992).

Sua concepção estrutural combina uma solução tubular para a torre superior de 63 andares com pórtico convencional para os 13 andares inferiores, que formam a estrutura de base. Para a sua execução foram necessários 122.000 m<sup>3</sup> de concreto.

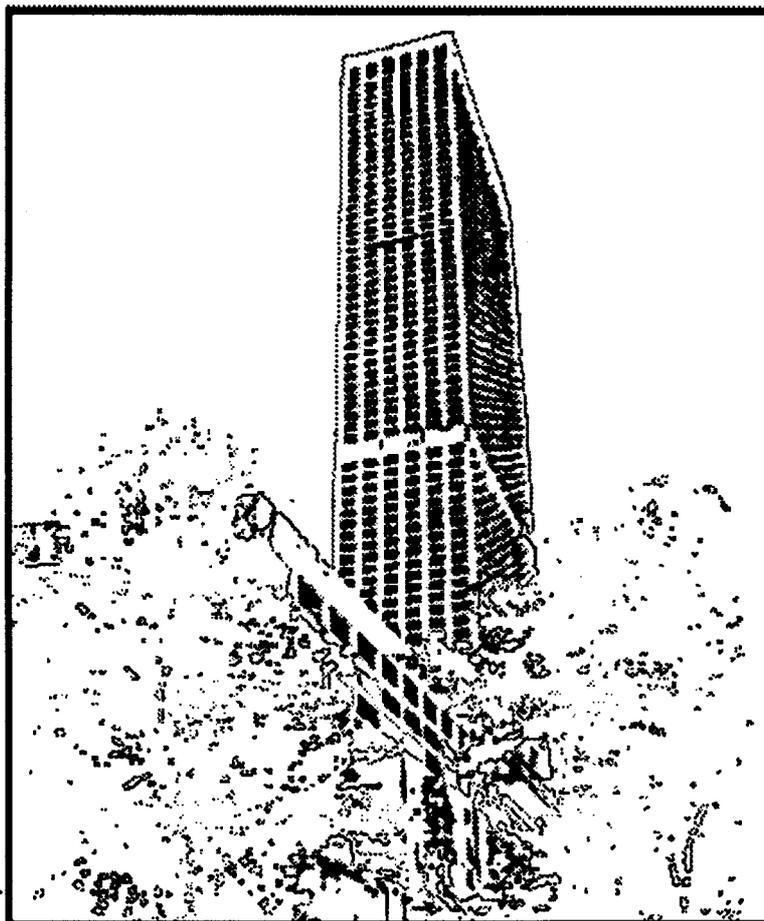
A torre em estrutura tubular (63 andares) está localizada em um dos cantos da estrutura inferior; tendo como principais características:

- dimensões de 28,70 m x 67,40 m em planta;
- cargas verticais suportadas por lajes-cogumelo de concreto leve e forças horizontais resistidas por uma estrutura tubular;

- estrutura tubular composta pela atuação em conjunto de pilares perimetrais e uma parede transversal que formam dois tubos iguais, constituindo, cada um, metade da torre.

TABELA 2.5 - EDIFÍCIOS COM CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

EDIFÍCIOS	LOCAL	ANO	Nº DE ANDARES	$f_{ck}$ (MPa)
Pacific Park Plaza	Emeryville	1983	30	45
Museu de Arte de São Paulo	São Paulo	1963		45
S.E. Financial Center	Miami	1982	53	48
Petrocanada Building	Calgary	1982	54	51
Lake Point Tower	Chicago	1965	70	52
Texas Commerce Tower	Houston	1981	75	52
101 Park Avenue	Nova York		46	56
Helmsley Palace Hotel	Nova York	1978	53	56
Trump Tower	Nova York		68	56
City Center Project	Minneapolis	1981	52	56
Collins Place	Melbourne		44	56
Larimer Place Condominiums	Denver	1980	31	56
535 Madison Avenue	Nova York		36	60
499 Park Avenue	Nova York		29	60
Royal Bank Plaza	Toronto	1975	43	62
Richmond - Adelaide Centre	Toronto	1978	33	62
200 West Monroe	Nova York	1973	23	63
Midcontinental Plaza	Chicago	1972	50	63
Frontier Towers	Chicago	1973	55	63
Water Tower Place	Chicago	1975	79	63
River Plaza	Chicago	1976	56	63
Chicago Mercantile Exchange	Chicago	1982	40	63
Grande Arche de la Défense	Paris	1988		65
Columbia Center	Seattle	1983	76	66
Interfirst Plaza	Dallas	1983	72	69
Scotia Plaza	Toronto	1986	68	70
South Wacker Tower	Chicago	1989	79	83
Gateway Tower	Seattle	1989	62	94
900 N. Michigan Annex	Chicago	1986	15	97
Two Union Square	Seattle	1989	58	115
Pacific First Center	Seattle	1989	44	115



**FIGURA 2.2 - WATER TOWER PLACE BUILDING (FERNANDES, 1992)**

A estrutura de base, constituída de 13 andares, apresenta como características principais:

- dimensões de 65,20 m x 161,60 m, ocupando uma quadra inteira;
- quatro subsolos abaixo do nível da rua;
- cargas verticais suportadas por lajes-cogumelo de concreto armado com painéis de 9,10 m x 9,40 m;
- acima do nível da rua as lajes são de concreto leve e nos subsolos são de concreto normal;

- as forças horizontais são resistidas por pórticos de concreto associados aos núcleos de elevadores.

No 14<sup>a</sup> pavimento é feita a transição entre os dois sistemas estruturais. Para tal, foi necessária a construção de vigas de concreto armado com 1,20 m de largura e 4,50 m de altura com vãos de 9,10 m e 9,40 m em cada direção; a resistência requerida para o concreto foi de 63 MPa.

Na tabela 2.6 são indicadas com detalhes as variações que se verificam na geometria dos pilares e na resistência dos concretos; as dimensões e as armaduras dos pilares variam ao longo da altura da edificação. A resistência do concreto decresce de 63 MPa, nos andares inferiores, até 28 MPa, nos andares superiores. Com relação às armaduras, a tensão de escoamento utilizada foi de 420 MPa ou de 525 MPa.

O traço utilizado para a obtenção dos concretos com resistência de 63 MPa é mostrado abaixo:

Cimento.....	502 kg / m <sup>3</sup>
Agregado graúdo (16 mm).....	1068 kg / m <sup>3</sup>
Agregado miúdo (areia).....	608 kg / m <sup>3</sup>
Água.....	178 kg / m <sup>3</sup>
Superplastificante Pozzolith 100 x R.....	722 ml
Adição (cinza volante).....	59 kg / m <sup>3</sup>
Relação água / cimento.....	0,35
Relação água / (cimento + adição).....	0,32
Abatimento.....	115 mm
Resistência $f_c$	
28 dias.....	63 MPa
90 dias.....	65 MPa

TABELA 2.6 - RESISTÊNCIA DO CONCRETO PARA PILARES E PAREDES DO EDIFÍCIO WATER TOWER PLACE

NÍVEL	CONCRETO $f_{ck}$ (MPa)	ARMADURA $f_{yk}$ (MPa)	SEÇÕES DOS PILARES						ESPESSURA DAS PAREDES (cm)
			INTERNOS (cm)			EXTERNOS (cm)			
75 - 73	28 (2)	420	46	X	61	64	X	112	41
73 - 72	28 (2)	420	46	X	61	25	X	122	41
72 - 63	28	420	46	X	61	25	X	122	30
63 - 60	28	420	46	X	76	25	X	122	30
60 - 55	35	420	46	X	76	25	X	122	30
55 - 53	42	420	46	X	76	25	X	122	30
53 - 50	42	420	46	X	102	25	X	122	30
50 - 45	42	420	46	X	102	36	X	122	30
45 - 40	42	525	46	X	102	36	X	122	30
40 - 34	52	525	46	X	102	36	X	122	30
34 - 33	52	525	46	X	102	36	X	122	41
33 - 32	52	525	46	X	137	41	X	112	41
32 - 31	52	525	46	X	137	41	X	122	41
31 - 25	52	525	46	X	137	41	X	122	36
25 - 15	63	525	46	X	137	41	X	122	41
15 - 14	VIGA DE TRANSIÇÃO								
14 - S2	63	525	122	X	122	122	X	122	30 e 46
S2 - S4	63	525	122	X	122	122	diâmetro		30 e 46

- (1) Alguns pilares mudam de seção em outros níveis diferentes dos indicados.  
 (2) Concreto com resistência característica 35 MPa usado nas paredes.

No Brasil, o exemplo mais conhecido no meio técnico nacional é o Edifício Trianon, que abriga o Museu de Arte de São Paulo, construído em 1963 (FERRAZ, 1988). Sua estrutura é constituída de três partes. A primeira, composta de dois pavimentos (abaixo do nível da Avenida Paulista) com uma área de 5000 m<sup>2</sup> aproximadamente. A segunda, compreende o grande *belvedere* (ao nível da Avenida Paulista). A terceira, composta também de dois pavimentos (8 m acima da Avenida Paulista) no formato de um bloco de 70 m de comprimento, 30 m de largura e 14 m de altura; área de aproximadamente 2100 m<sup>2</sup> cada um.

O arrojo estrutural desta surpreendente obra, extremamente significativa para a época, está no vão livre vencido (superior a 74 m) e no número de pilares (apenas

quatro) necessários para o recebimento das cargas dos pavimentos superiores e da cobertura. Estas cargas são transmitidas aos pilares por meio de quatro vigas-caixão protendidas, com 74 m de vão livre e 3,50 m de altura (carga de suporte da ordem de 170 kN/m).

Sua construção exigiu o emprego de CAD por imposição do projeto (PINTO, 1966). Para atender às exigências de projeto, o concreto deveria apresentar, entre outras, as seguintes propriedades: resistência característica à compressão de 45 MPa aos 28 dias (cerca de três vezes superior às usadas em obras comuns da época); plasticidade que permitisse a sua completa penetração em toda a forma; diâmetro máximo do agregado graúdo compatível com o espaçamento dos cabos e barras da armadura e, finalmente, elevação pouco acentuada da temperatura do concreto durante a hidratação do cimento, a fim de não se produzirem fissuras de origem térmica.

Além da viabilidade técnica, como relata ALMEIDA (1990), o custo de construção de uma coluna estrutural de concreto de alto desempenho (83 MPa) pode ser 42 % menor que o custo de construção da mesma coluna com concreto corrente, chegando também, em alguns casos, a ser mais baixo que o custo de uma coluna de aço.

De LARRARD (1991) mostra que existe uma vantajosa relação custo/benefício do CAD em comparação com o aço, que, em conjunto com a maior velocidade de execução permitida (METHA e MONTEIRO, 1993), fazem com que esteja havendo uma mudança gradual da utilização do aço por concreto na execução de edifícios altos.

## **2.4.2 Grandes Estruturas (pontes)**

As grandes resistências à compressão alcançadas por unidade de massa e de volume dos CAD possibilitam que em pontes sejam obtidos (ALMEIDA, 1990):

- projetos estruturais mais leves e esbeltos;
- maiores vãos;
- maior durabilidade ou menor necessidade de manutenção;
- projetos mais econômicos;
- estruturas menos sensíveis a solicitações dinâmicas e
- estruturas de construção mais fácil e/ou rápida.

Na Tabela 2.7 são mostrados alguns exemplos que constam nas referências sobre aplicações de CAD em pontes. Nesta tabela, percebe-se o emprego do concreto de alto desempenho em pontes nos principais continentes do planeta (América do Norte, Europa e Ásia). O vão máximo obtido com a utilização do CAD, até 1990, foi o da ponte *Helgelandsbrua* na Noruega, com vão máximo de 425 m e concreto com resistência de 65 MPa.

Na ponte *Holandsfjord*, construída na Noruega, com comprimento total de 541 m, foram empregados concretos com resistências características diferentes (FERNANDES, 1992) . No vão central (305 m) foi utilizado concreto leve com resistência de 55 MPa, nos vãos extremos foram empregados concretos normais de 45 MPa e 55 MPa, referida a cubos (Figura 2.3).

TABELA 2.7 - PONTES COM CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

PONTES	LOCAL	ANO	VÃO MÁX ( m )	$f_{ck}$ (MPa)
Willows Bridge	Toronto	1967	48	42
Houston Ship Canal	Texas	1981	229	42
San Diego a Coronado	California	1969	43	42 (1)
Linn Cove Viaduct N	Carolina do Norte	1979	54	42
Pasco - Kennewick Intercity	Washington	1978	299	42
CowemanRiver Bridges	Washington		45	48
Huntington a Proctorville	W. Va. a Ohio	1984	274	56
Nitta Highway Bridge	Japão	1968	30	59
Kaminoshima Highway Bridge	Japão	1970	86	59
Tower Road Bridge	Washington	1981	49	62
Fukamitsu Highway Bridge	Japão	1974	26	69
Ootanabe Railway Bridge	Japão	1973	24	79
Akkagawa Railway Bridge	Japão	1976	46	79
Kylesku Bridge	Escócia		79	53
Deutzer Bridge	Alemanha	1978	185	69 (1)
Parrot Ferry Bridge	California	1979	195	43 (1)
Pont de Tricastin	França		142,4	30 (1)
Otmarsheim	França	1979	172	30 (1)
Selbjorn Bridge	Noruega	1977	212	40
Nordalsfjord	Noruega	1987	230	45
Holandsfjord	Noruega		305	55
Tjörn	Suécia	1981		50
Pont du Pertuiset	França	1988	110	60
Pont de Joigny	França	1988		60
Arc sur la Rance	França	1989		60
Giske	Noruega	1989	52	55
Sandhornoya	Noruega	1989	154	55 (1)
Boknassundet	Noruega	1990	190	60 (1)
Helgelandebrua	Noruega	1990	425	65

(1) Concreto leve.

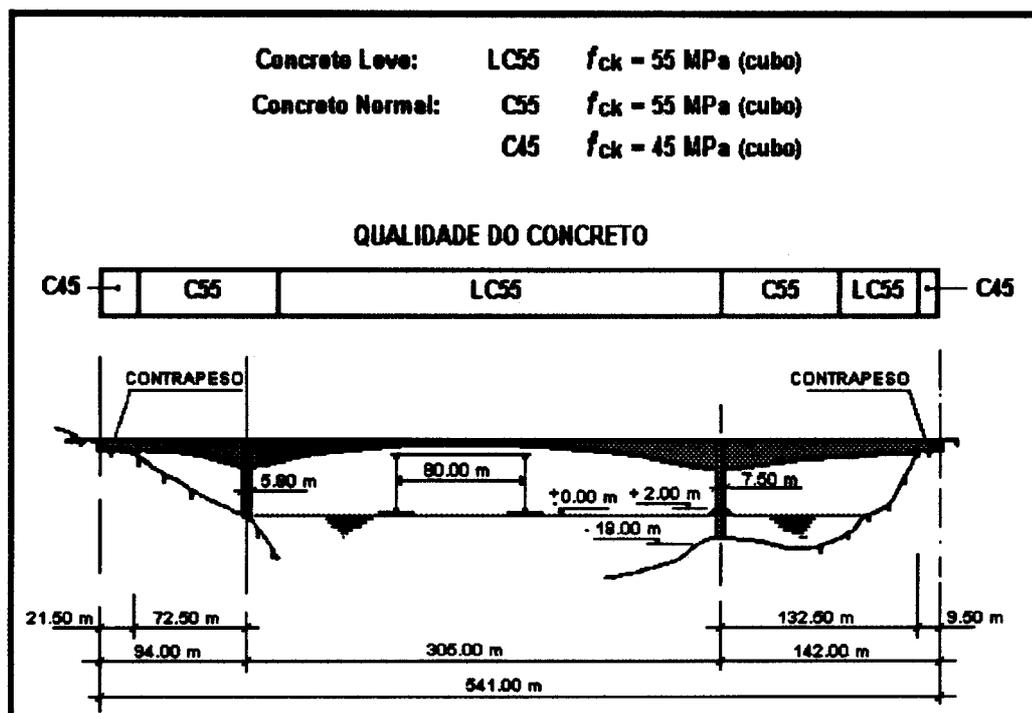


FIGURA 2.3 - PONTE HOLANDSFJORD (FERNANDES, 1992)

### 2.4.3 Pré - Fabricados

A grande importância da aplicação de concretos de alto desempenho em peças estruturais pré-fabricadas está no fato de se poder atingir grandes resistências em pouca idade. É possível atingir num prazo de 24 horas resistências que os concretos usualmente empregados só atingem aos 3, 7 ou até 28 dias de idade. Evidentemente, propiciará a reutilização mais rápida das fôrmas, moldes e mesas de moldagem.

Dessa forma, na maioria dos casos, pode-se dispensar a cura térmica; caso haja a necessidade em se utilizar este tipo de cura, a mesma poderá ser mais curta (com as vantagens industriais decorrentes) e com menor temperatura (o que melhora a resistência final) (AMARAL FILHO, 1989).

Pré-fabricados em contato com meios agressivos (como estacas, paredes diafragma, estacas-prancha de portos etc.), a utilização do CAD implica numa durabilidade incomparavelmente maior.

Existem vários exemplos da aplicação do concreto de alto desempenho em estruturas pré-fabricadas; entre as mais importantes, podem ser citadas:

- vigas pré-fabricadas, protendidas;
- elementos protendidos de estruturas reticuladas;
- colunas e estacas produzidas por centrifugação;
- painéis estruturais;
- postes;
- elementos para construção de pontes;
- placas para revestimento de tabuleiro de pontes;
- unidades para revestimento de pisos;
- tubos etc.

Na Figura 2.4 é mostrada uma parede diafragma (pré-moldada) executada em São Paulo, com a utilização de CAD com sílica ativa.

Ressalte-se que no emprego de concretos de alto desempenho em peças estruturais pré-fabricadas e protendidas, consegue-se produzir peças mais esbeltas e leves, vencer grandes vãos e reduzir a idade de aplicação da protensão ou da instalação das cargas de serviço.

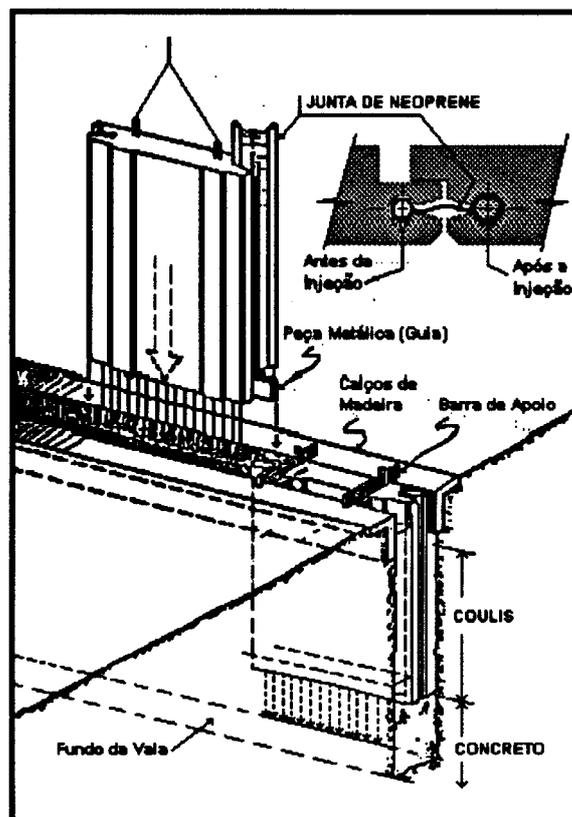


FIGURA 2.4 - PAREDE DIAFRAGMA PRÉ-MOLDADA EXECUTADA COM CAD (AMARAL FILHO, 1989)

## 2.4.4 Obras Hidráulicas

Pode-se dizer que obras hidráulicas são todas as obras de concreto sujeitas a água em movimento, produzindo erosão e choques. Como exemplo, podem-se citar: soleiras de vertedouros, saltos de esqui, dissipadores de energia, bacias de dissipação etc. (AMARAL FILHO, 1989).

Usam-se nestes casos, geralmente, concretos com fibras de aço ou vidro. O emprego do CAD com sílica ativa mostrou resultados extremamente superiores no que diz respeito à resistência aos agentes nocivos em questão.

A bacia de dissipação de Kinzua Dam, na Pennsylvania (EUA), é um exemplo de caso bem sucedido na utilização do concreto de alto desempenho em tais estruturas. Foram utilizados nesta obra “concreto convencional” e concreto com fibras, os quais foram severamente erodidos. Fizeram-se reparos empregando CAD com sílica ativa, com relação  $a / (c + sa) = 0,283$ . O teste de abrasão mostrou valores da ordem de 5 vezes menos que no concreto original (o teste usado foi o do U.S. Army Corps of Engineers).

A qualidade excepcional da ligação *pasta-agregado* confere uma extraordinária resistência à cavitação e à erosão, em certos casos superior mesmo às das mais rijas ligas metálicas (AMARAL FILHO, 1989).

## 2.4.5 Obras Marítimas

As duas principais aplicações do CAD em obras marítimas são: instalações portuárias e plataformas de petróleo. Tanto nas instalações portuárias quanto nas plataformas de petróleo é indicado o uso de sílica ativa nas composições dos concretos, justificado pelas excelentes qualidades que este material transmite ao concreto, as quais podem ser citadas: excelente impermeabilidade, que garante vida útil mais longa; grande resistência aos ataques de cloretos e sulfatos, que é ainda aumentada pela razão anterior; alta resistência mecânica, que permite até substituir estacas de aço por estacas de concreto de alto desempenho com sílica ativa (esta operação corta os custos do estaqueamento aproximadamente em 50 %; além disto prescinde da proteção catódica) (AMARAL FILHO, 1989).

Hoje, não se pensa mais em construções de plataformas de petróleo com concreto outro que não o CAD com sílica ativa. Na Noruega é obrigatório por lei o uso de CAD (com sílica ativa) na construção de plataformas de exploração de petróleo no fundo do Mar do Norte.

Espera-se com o uso deste tipo de concreto que tais estruturas resistam não só à corrosão pela água do mar mas também aos enormes e nocivos esforços causados pelo impacto das ondas.

Na tabela 2.8 são mostrados vários exemplos de plataformas de petróleo construídas no Mar do Norte com CAD (FERNANDES, 1992).

**TABELA 2.8 - PLATAFORMAS COM CAD CONSTRUÍDAS  
NO MAR DO NORTE**

PLATAFORMAS (ANO)	RESISTÊNCIA EM CUBOS AOS 28 DIAS (MPa)			
	CLASSE ESPECIFICADA	MÉDIA OBTIDA	DESVIO PADRÃO	CLASSE OBTIDA (1)
Ekofisk I (1973)	40 (2)	43 (2)	2,3 (2)	41,6 (2)
		57	3,5	51,9
Beryl A (1984)	45	55	3,0	50,7
Brent B (1974)	45	53	3,1	48,5
Brent D (1975)	50	54,2	2,5	50,6
Frigg CDP - 1 (1974)	40 (2)	43 (2)	2,6 (2)	39,2 (2)
Frigg TCP - 2 (1975)	45 (3)	56 (3)	3,8 (3)	50,5 (3)
Stratfjord A (1975)	50	54,6	3,0	50,2
Frigg MP - 2 (1976)	40 (2)	56 (2)	4,3 (2)	49,8 (2)
Ninian Central (1978)	50 (3)	59 (3)	4,1 (3)	53,1 (3)
Statfjord B (1979)	55	62,5	3,9	56,9
Statfjord C (1982)	55	67,5	3,8	62,0
Gullfaks A (1984)	55	65,2	3,3	60,3
Gullfaks B (1984)	55	80,8	5,0	73,5
Oseberg A (1985)	60	76,7	3,6	71,5
Gullfaks C (1986)	65/70	79,0	3,4	75,0

(1) Classe obtida = média obtida - 1,45 x desvio padrão

(2) Cilindro 150 mm x 300 mm

(3) Cubo 150 mm

A primeira plataforma para exploração de petróleo construída no Mar do Norte (Noruega) foi a plataforma EKOFISK 1, mostrada na Figura 2.5. Construída em 1973, a plataforma Ekofisk 1 é constituída basicamente de duas estruturas principais:

- Tanque central para óleo com 43 m de lado e 70 m de altura. Em planta, é formado por 9 células com paredes de 50 cm de espessura; feitas com fôrmas deslizantes. O concreto utilizado apresentava, aos 28 dias, uma resistência característica à compressão de 42 MPa.
- Quebra-ondas de concreto perfurado (estrutura composta por elementos pré-moldados de concreto simples). Nesta estrutura foi empregado um concreto com resistência à compressão da ordem de 60 MPa a 70 MPa, altamente resistente à erosão.

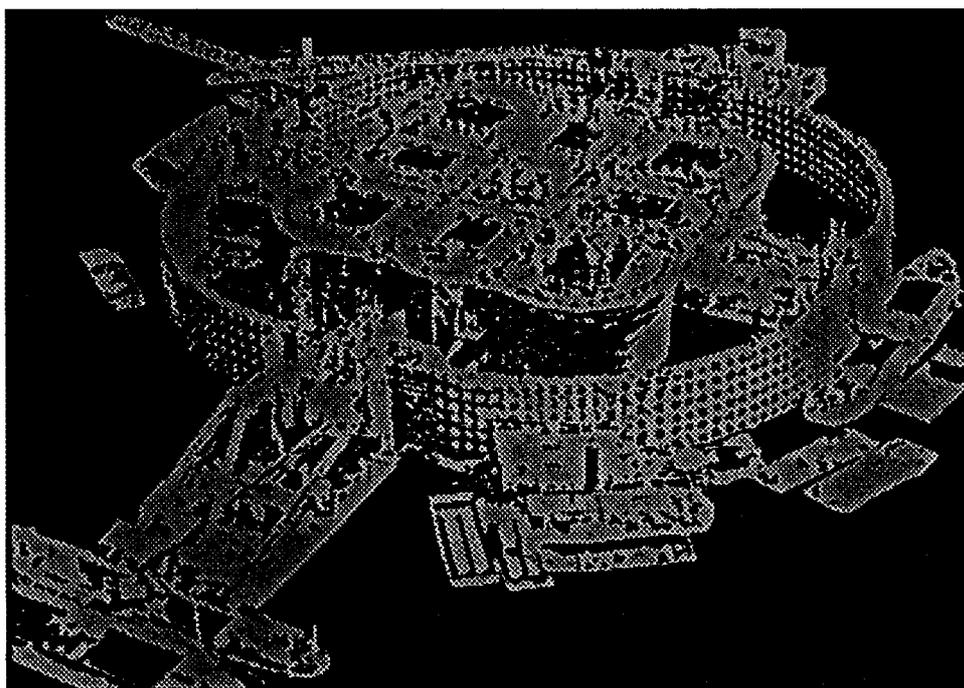


FIGURA 2.5 - PLATAFORMA EKOFISK 1 (FERNANDES, 1992)

## 2.4.6 Reparos em Obras de Concreto

Antes do advento do CAD os reparos em obras de concreto eram feitos com a utilização de resinas *epoxídeas* ou de *poliéster e concretagem com cachimbo*. O propósito para a utilização destas técnicas estava na intenção de se obter a maior aderência possível entre o concreto velho e o novo.

O uso do concreto de alto desempenho com sílica ativa tornou estas técnicas obsoletas, pois, aplicando-se este material (CAD) sobre a superfície limpa, rugosa e úmida de um concreto velho, consegue-se uma altíssima aderência entre os dois materiais.

Hoje, não existe mais o receio de se operar, ao mesmo tempo, duas tecnologias conflitantes (caso das resinas e dos concretos) e o sempre presente medo, em se ultrapassando *potlife* (tempo de trabalhabilidade) da resina, criar uma película isolante e não de ligação.

No Brasil já existem vários exemplos, muito bem sucedidos, de aplicação do CAD em reparos de obras de concreto, entre os quais, podem-se citar:

- Conserto e recuperação de uma viga da Casa de Força da Hidroelétrica de Itaipu. Seu comprimento era de 24 m e seção de 2,50 m x 0,80 m (refeita com sucesso total).
- Recuperação de 5 pisos em grelha com malha diagonal de um prédio no Rio de Janeiro, com quase 45 anos. Essa grelha era constituída de viguetas de 27 cm x 4 cm e com mesa de 5 cm. Os pisos foram totalmente refeitos usando concreto com sílica ativa, slump 22, sem a menor segregação e com acabamento perfeito. O concreto atingiu, aos 28 dias, 42 MPa.
- Ampliação do Cais do Porto de Luis Correia, no Piauí, Figura 2.6 .
- Reparo de uma base de esteira de transporte de um cais em Santos, danificado por abalroamento de um rebocador.
- Reparo de um cais em Santos, danificado por choque de um navio que teve suas amarras rompidas durante uma manobra com rebocadores.

- Execução de emergência da concretagem de bloco do “manifold” e blocos de ancoragem de tubulação d’água de grande diâmetro, rompidos em São Paulo.
- Inúmeros pequenos reparos em estruturas danificadas, onde era necessário ter-se o concreto colocado com perfeita aderência e alta impermeabilidade.

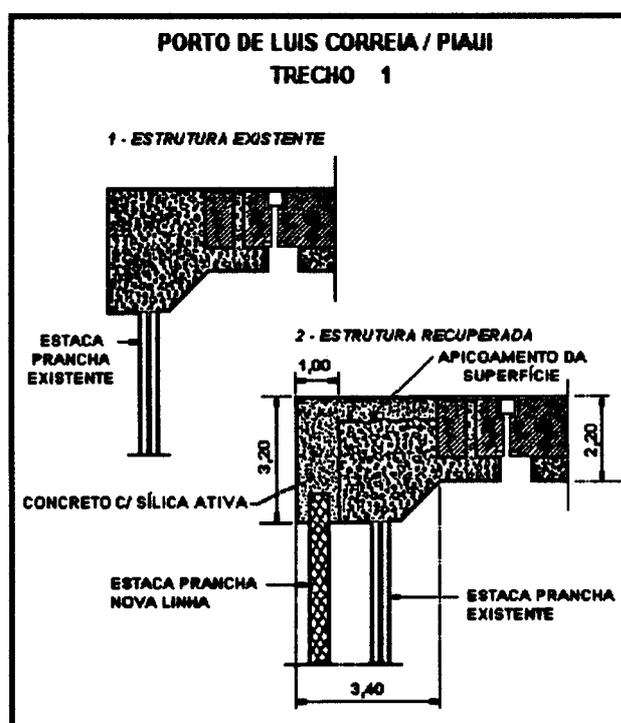


FIGURA 2.6 - REPARO ESTRUTURAL COM CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO (AMARAL FILHO, 1989)

### 2.4.7 Pisos de Alta Resistência

Pisos de alta resistência podem ser entendidos como sendo aqueles que sofrem carregamentos que provocam erosão, por exemplo: carregadeiras; tratores; veículos

com pneus com alta pressão, e que possam estar impregnados de areia ou outro fator abrasivo. Há de destacar que o CAD apresenta uma excelente resistência à abrasão.

Um piso construído usando CAD com sílica ativa também apresenta boas qualidades de resistência química. Este fato pode ser comprovado, segundo HELLAND (1988), em um artigo sobre aplicação de concreto com sílica ativa com fôrmas deslizantes em silos para a armazenagem de fertilizantes à base de nitrato de cálcio em Heroya, na Noruega, onde foi comprovado que um concreto feito com cimento de alta resistência a sulfatos e sílica ativa resiste muito bem ao ataque de agentes químicos altamente agressivos.

## **2.4.8 Peças Mecânicas**

A alternativa de se substituir peças mecânicas (feitas através de ligas especiais de aço) por CAD deve-se à sua já mencionada extraordinária resistência à abrasão.

A tecnologia destes concretos, ditos concretos de “ultra alta resistência” (em geral acima de 300 MPa), é toda especial e grande parte dela sujeita a patentes.

Equipamentos feitos com este tipo de concreto tem apresentado um melhor comportamento e maior vida útil, quando comparados com os feitos com as mais complexas ligas metálicas; por exemplo: parafusos sem fim para transporte de sólidos abrasivos e rotores de bombas com água contendo sólidos abrasivos em suspensão.

### 3 ***ESTRUTURA INTERNA***

Por apresentarem uma composição variada, os concretos, em geral, são considerados materiais heterogêneos, com duas fases distintas: a *matriz* (pasta de cimento) e os agregados (Figuras 3.1 e 3.2).

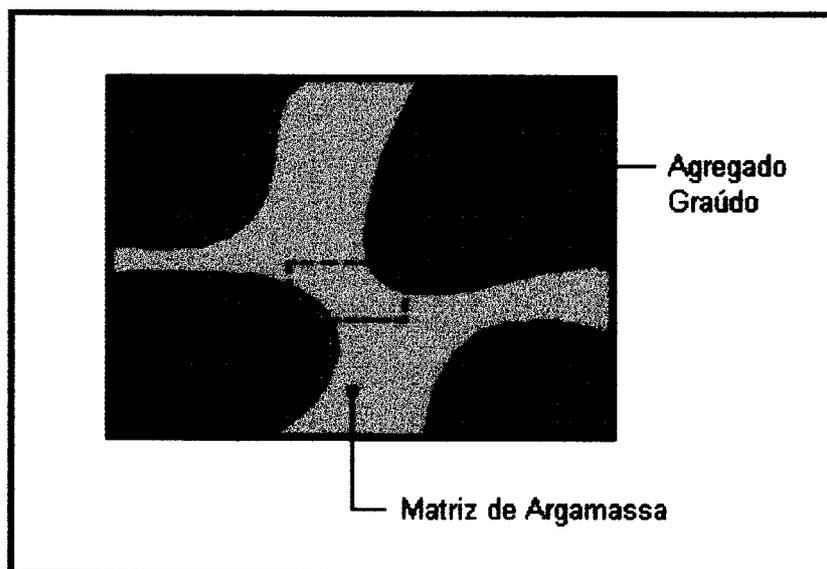


FIGURA 3.1 - AGREGADO GRAÚDO ENVOLVIDO PELA  
MATRIZ DE ARGAMASSA

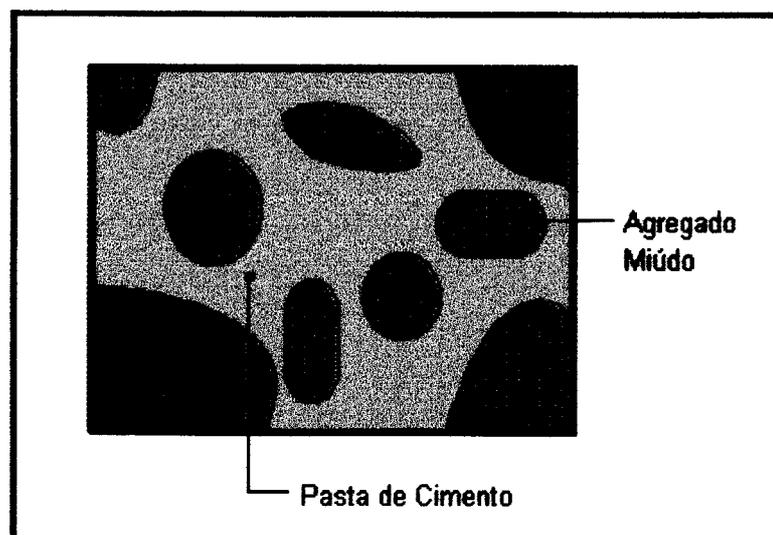


FIGURA 3.2 - AGREGADO MIÚDO ENVOLVIDO PELA  
MATRIZ DE PASTA DE CIMENTO

A qualidade dessas duas fases, bem como sua interação, comumente chamada de *ligação* ou *interface pasta-agregado*, comandam o comportamento dos concretos, principalmente no que diz respeito à resistência mecânica (ALMEIDA, 1990). Esta afirmação pode ser comprovada através da experiência feita por pesquisadores noruegueses que, ao trabalharem com concretos de diferentes resistências à compressão, notaram que os mesmos se comportavam diferentemente à medida em que ocorria uma variação da resistência, isto é, ora apresentavam um comportamento como material composto (heterogêneo), ora como um material homogêneo.

A classificação do tipo de comportamento deu-se através do desenvolvimento das fissuras, ou seja, do processo de fissuração do concreto. Tendo a fissura se desenvolvido na pasta e na interface pasta-agregado, o concreto apresentava um comportamento de material heterogêneo, pois a resistência da fase inerte se sobressaía. Quando as fissuras, além de ocorrerem na pasta e interface pasta-agregado, penetravam nos agregados, o concreto apresentava um comportamento típico de material homogêneo, isto é, a capacidade de carga dos agregados e da pasta era aproximadamente igual. A partir de uma determinada resistência o agregado se

apresentava como o componente mais fraco, e novamente o concreto apresentava um comportamento típico de material heterogêneo. Esta investigação apresenta-se de maneira resumida na Tabela 3.1, sendo considerados concretos fabricados com um agregado usual (seixo britado de boa resistência).

**TABELA 3.1 - INVESTIGAÇÃO NORUEGUESA PARA O  
COMPORTAMENTO DO CONCRETO**

<b>RESISTÊNCIA (MPa)</b>	<b>DESENVOLVIMENTO DAS FISSURAS</b>	<b>COMPORTAMENTO</b>
<b>ATÉ 80 MPa</b>	<b>NA PASTA E NA INTERFACE PASTA- AGREGADO</b>	<b>TÍPICO DE UM MATERIAL COMPOSTO</b>
<b>80 A 100 MPa</b>	<b>COMEÇAVAM A PENETRAR NOS AGREGADOS</b>	<b>COMO UM MATERIAL HOMOGÊNEO</b>
<b>A PARTIR DE 100 MPa</b>	<b>AGREGADO ERA O COMPONENTE MAIS FRACO</b>	<b>NOVAMENTE COMO UM MATERIAL COMPOSTO</b>

Na Figura 3.3 são apresentados os processos de fissuração que podem se desenvolver em concretos normal, leve e de alto desempenho, obtidos a partir de modelação em computador (MINDESS, 1983). Esta modelação complementa a investigação feita pelos técnicos noruegueses.

Analisando a Tabela 3.1 e a partir dos comentários referidos anteriormente, pode-se concluir que :

- para se obterem resistências superiores a cerca de 80 MPa, três aspectos são importantes: a qualidade da pasta, do agregado e da interface pasta-agregado;
- ao contrário do que acontece nos concretos convencionais, deve-se sempre levar em consideração as propriedades dos agregados para obtenção de concretos de alto desempenho.

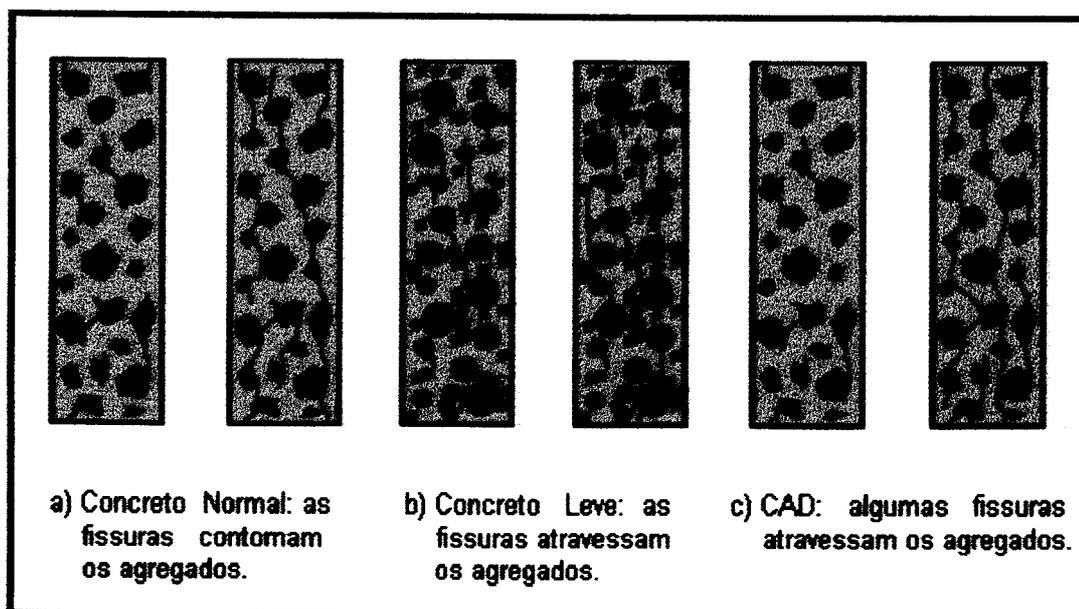


FIGURA 3.3 - PROCESSOS DE FISSURAÇÃO EM CONCRETOS  
(ALMEIDA, 1990)

### 3.1 FASE PASTA DE CIMENTO

No processo de amassamento do concreto (mistura dos agregados graúdos e miúdos com cimento e água), tem início uma reação química responsável pela hidratação do cimento quando misturado com a água. Esta hidratação produz uma mistura aglomerante chamada *pasta de cimento* que consiste principalmente de dois componentes: o gel de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e compostos cristalinos - hidróxidos de cálcio (C-H), Figura 3.4.

Como já foi citado, a qualidade da pasta de cimento é preponderante para a obtenção de concretos de alto desempenho. Vários fatores podem influenciar em sua resistência, tais como: a natureza e a dosagem do cimento; a idade do material e o grau de hidratação do cimento; a natureza e a dosagem da água; a relação água/cimento e a porosidade.

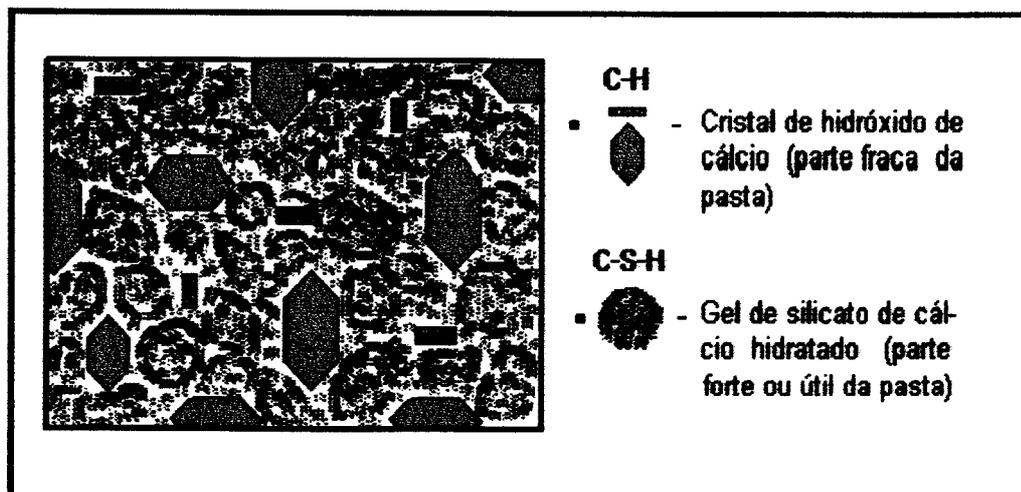


FIGURA 3.4 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA PASTA APÓS A HIDRATAÇÃO DO CIMENTO

### 3.1.1 Influência da Natureza e Dosagem do Cimento

A natureza do cimento, sem dúvida nenhuma, pode interferir na resistência final da pasta pois, de acordo com as últimas revisões das especificações brasileiras realizadas pela ABNT, os cimentos portland são definidos por classes de acordo com as suas resistências à compressão aos 7 e 28 dias de idade (ABCP, 1993), Tabela 3.2.

Com relação à dosagem do cimento, pressupõe-se que, quanto maior o consumo de cimento, menor a quantidade de vazios (menos espaço disponível para a formação dos cristais maléficis) e, conseqüentemente, mais homogêneo e mais resistente será o material. De certa forma sim, todavia, o emprego de grandes quantidades de cimento será limitado por vários fatores. No capítulo referente aos materiais estes fatores serão analisados com maiores detalhes.

TABELA 3.2 - CIMENTOS PORTLAND - ATUAIS ESPECIFICAÇÕES

CIMENTO	CLASSE	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS DE IDADE (MPa)	
		LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR
CP I	25	25,0	42,0
CP I-S	32	32,0	49,0
	40	40,0	-
CP II-E	25	25,0	42,0
CP II-Z	32	32,0	49,0
CP II-F	40	40,0	-
CP III	25	25,0	42,0
	32	32,0	49,0
	40	40,0	-
CP IV (EB 758/NBR 5736)	25	25,0	42,0
	32	32,0	49,0
CBP (ESTRUTURAL)	25	25,0	42,0
	32	32,0	49,0
	40	40,0	-
CIMENTO	CLASSE	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 7 DIAS DE IDADE (MPa)	
		LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR
CP V-ARI		34,0	-

### 3.1.2 Influência da Idade do Material e do Grau de Hidratação do Cimento

A influência da idade do material é bastante conhecida; sabe-se que, após a pega do cimento, o concreto continua a ganhar resistência; existe uma continuidade das reações de hidratação do cimento.

O grau de hidratação do cimento depende da sua composição química, que influencia basicamente a velocidade de reação com a água e, conseqüentemente, a obtenção de forma lenta, média ou rápida de boas resistências mecânicas, Tabela 3.3.

**TABELA 3.3 - PROPRIEDADES ESPECÍFICAS DAS COMPOSIÇÕES QUÍMICAS DO CIMENTO**

PROPRIEDADES	COMPOSIÇÃO QUÍMICA			
	C <sub>3</sub> S (1)	C <sub>2</sub> S (2)	C <sub>3</sub> A (3)	C <sub>4</sub> AF (4)
Resistência em pequenas idades	Boa	Fraca	Boa	Fraca
Resistência em idades posteriores	Boa	Boa	Fraca	Fraca
Velocidade de reação com a água (hidratação)	Média	Lenta	Rápida	Rápida
Quantidade de calor gerado na hidratação	Média	Pequena	Grande	Média

- (1) Silicato tricálcico ( $3\text{Ca O Si O}_2$ )
- (2) Silicato dicálcico ( $2\text{Ca O Si O}_2$ )
- (3) Aluminato tetracálcico ( $3\text{Ca O AL}_2 \text{O}_3$ )
- (4) Ferro aluminato tetracálcico ( $4\text{Ca O AL}_2 \text{O}_3 \text{Fe}_2 \text{O}_3$ )

Pesquisas desenvolvidas recentemente mostram que partículas de cimento, não-hidratadas, misturadas na matriz de hidrossilicatos, colaboram para a elevação da resistência das pastas; tais partículas funcionam como inclusões.

### 3.1.3 Influência da Natureza e Dosagem da Água

Na literatura técnica, o assunto referente a influência da natureza da água na resistência dos concretos é bastante limitado. A norma considerada mais completa sobre o assunto talvez seja a inglesa BS 3148 (BRITISH STANDARD, 1980).

Como influência para a resistência das pastas, a dosagem da água está intimamente ligada à relação água/cimento, assunto abordado no próximo item.

### 3.1.4 Influência da Relação Água/Cimento

Este fator não é apenas importante para a fase pasta de cimento; sua importância é verificada também nas demais fases, ou seja, é extremamente relevante para a obtenção de CAD.

Sabe-se pela lei de ABRAMS (1918) que a resistência à compressão dos concretos é inversamente proporcional à relação água/cimento. A explicação para os resultados obtidos por Abrams pode estar na proximidade entre os grãos de cimento (ALMEIDA, 1990), que é maior em concretos com baixa relação água/cimento, ou seja, neste concretos os grão de cimento estão mais próximos entre si, o que lhes permite estabelecer mais rapidamente um sistema contínuo de produtos hidratados, resultando concretos com maiores resistências finais em menos tempo, por conseguinte, aumento mais rápido das resistências.

A lei de Abrams não é válida somente para os concretos usuais; o resultado de sua aplicação também pode ser verificado em concretos de alto desempenho.

Nos concretos correntes a redução do fator água/cimento é bem-vinda, porém, não é fundamental. Todavia, para a fabricação de concretos de alto desempenho, a redução deste fator é primordial. Nestes tipos de concreto as relações água/cimento apresentam uma variação geralmente entre 0,20 e 0,40.

O fator água/cimento determina a aderência dos produtos de hidratação do cimento, sua estrutura cristalina, seu tamanho e suas propriedades morfológicas.

Portanto, a relação água/cimento interfere na resistência da pasta de cimento com relação a dois aspectos: a *macroestrutura* da pasta, influenciada pela presença de

vazios, e a *microestrutura*, influenciada pelas condições dos produtos obtidos através da hidratação do cimento.

### **3.1.5 Influência da Porosidade**

A questão da influência da porosidade na resistência dos concretos gera opiniões contrárias no meio técnico. Alguns autores não consideram a relação entre a resistência dos concretos e a sua porosidade uma relação fundamental, pois, acreditam ser a porosidade controlada também pela relação água/cimento (MINDESS, 1983).

Para outros autores, como PENTALLA (1986), os fatores que exercem maior influência nas resistências mecânicas dos concretos são a porosidade e a porometria da pasta de cimento, isto é, quanto menor a porosidade e a dimensão dos poros, melhores serão as resistências dos concretos.

Basicamente são quatro as maneiras para reduzir a porosidade dos concretos e elevar sua resistência: diminuir a relação água/cimento; preencher os poros com materiais finos (adições); aumentar o grau de hidratação da pasta de cimento e utilizar altas pressões ou algum processo bastante eficaz de compactação.

## **3.2 FASE INERTE**

Como os agregados apresentam um percentual muito grande na composição dos concretos (nos concretos convencionais, em torno de 75% do volume total), não

é difícil imaginar que a variação de suas inúmeras características possam influenciar diretamente nas principais propriedades do concreto fresco ou endurecido.

Entre essas características, as que apresentam maior influência na resistência à compressão dos concretos são: resistência à compressão; módulo de deformação; granulometria e máxima dimensão; forma e textura superficial; natureza mineralógica e grau de absorção de água.

### **3.2.1 Influência da Resistência à Compressão**

Existem dados sobre a existência de concentração de tensões em volta das partículas inertes na massa de concreto. Essas tensões, em geral, excedem em muito a tensão nominal de compressão aplicada no concreto. Por este motivo, na prática, são necessários agregados com tensão de ruptura superiores a 150 ou 200 MPa.

Este dado em primeira análise parece induzir que, para a fabricação de concretos de alto desempenho, seja necessária a utilização de agregados também de resistência alta. Entretanto, antes do concreto ser solicitado por um carregamento externo, no seu interior, em geral, já existe um campo heterogêneo de tensões, provocado pela contração da pasta no processo de endurecimento, o que resulta no aparecimento de microfissuras; ou seja, não adianta com a utilização de agregados de grande resistência à compressão, elevar a resistência da pasta (através do aumento do consumo de cimento) para se obter CAD, pois, o concreto irá romper na ligação dos dois materiais, isto é, na ligação pasta-agregado (ALMEIDA, 1990).

Pode-se concluir então que a alta resistência dos agregados é uma condição necessária mas não suficiente.

### **3.2.2 Influência do Módulo de Deformação**

Vários autores consideram que a concentração de tensões que surge em torno dos agregados é resultante da diferença dos módulos de deformação da pasta de cimento e dos agregados.

Sugere-se, na prática, que em concretos de alto desempenho, os módulos de deformação da pasta e dos agregados tenham aproximadamente a mesma intensidade.

### **3.2.3 Influência da Granulometria e Máxima Dimensão**

A escolha do tamanho ideal para os agregados é fundamental para a produção de concretos de alto desempenho. A escolha errada deste material pode influenciar sobremaneira algumas características importantes que direta ou indiretamente interferem na resistência final do concreto, tais como: o fator água/cimento, a compactidade e a distribuição de tensões nos concretos.

No caso dos agregados graúdos, sabe-se que quanto maior a dimensão dos mesmos, menor será sua superfície específica, e conseqüentemente, menos água de molhagem será necessária para a obtenção de uma boa trabalhabilidade, ou seja, não haverá necessidade de se elevar o fator água/cimento para se obter a trabalhabilidade necessária.

Em contrapartida, se o agregado apresentar uma dimensão muito grande, o resultado benéfico de sua menor superfície específica poderá ser absorvido pela menor área de contato que haverá entre este material e a pasta de cimento, o que acarretará, quando da variação de volume da pasta, um favorecimento à descontinuidade estrutural (concreto mais heterogêneo), provocado pelo agravamento da concentração de tensões que surgem na ligação ou interface pasta-agregado.

Pesquisas desenvolvidas em concretos com elevada dosagem de cimento e baixo fator água/cimento mostraram resultados satisfatórios, no que diz respeito a grandes resistências mecânicas, quando se utilizavam agregados de máxima dimensão variando entre 9,52 e 28,0 mm.

Levando em consideração estes resultados, a adoção de agregados de *menor dimensão máxima* é defendida por vários pesquisadores, pois, como foi comentado anteriormente, a maior superfície específica dos agregados reduz a concentração de tensões em cada partícula individual, proporcionando a obtenção de concretos mais homogêneos e resistentes. Outras vantagens atribuídas à maior superfície específica dos agregados são: o crescimento do número de juntas de movimentação entre componentes; a melhor transferência de esforços entre a pasta e o agregado e a possível redução do volume da pasta e do espaçamento entre agregados, proporcionando o aumento do percurso médio das fissuras internas do concreto, isto é, com a redução do espaçamento destes componentes, a fissura encontra-se com os agregados mais freqüentemente e, ao contorná-los, aumenta o seu percurso.

Em vista do que foi posto, a utilização de agregados graúdos de menores dimensões máximas é a mais adequada para a produção de concretos de alto desempenho.

Para os agregados miúdos, a consideração da maior superfície específica pode ser ignorada, tendo em vista o concreto de alto desempenho apresentar uma parcela elevada de materiais finos em sua composição. Pesquisas desenvolvidas em concretos com agregados miúdos, apresentando módulo de finura superior a 2,8 ou 3,0, apresentaram resultados satisfatórios de resistência mecânica elevada.

A granulometria dos agregados pode ser também significativa para a obtenção de concretos de alto desempenho. Nos agregados graúdos, alguns autores consideram a granulometria descontínua ideal para a produção de CAD. No caso de agregados miúdos, sugere-se a utilização de agregados com granulometria contínua.

### 3.2.4 Influência da Forma e Textura Superficial

Quando se fala em forma e textura superficial, pensa-se, automaticamente, em aderência, e conseqüentemente, na ligação ou interface pasta-agregado.

No Brasil, normalmente são utilizados dois tipos de agregados para a produção de concretos: a *brita* e o *seixo rolado*. A forma angular e a aspereza de sua superfície dão às partículas britadas resultados mais significativos no que diz respeito à aderência, o que não acontece com as partículas de superfície lisa e forma arredondada, como os seixos rolados.

Como foi posto, a forma angular do inerte é importante, porém, se a angulosidade for muito acentuada, mais água será necessária para a obtenção de uma boa trabalhabilidade. Pode-se concluir então que a forma cúbica para os agregados graúdos, na produção de concretos de alto desempenho, seja a ideal.

O que foi colocado não implica na eliminação do uso do seixo rolado para a fabricação de CAD pois, dependendo da região ou do custo, o uso de partículas britadas pode ser descartado. Dados experimentais revelam que variando um pouco o abatimento ou o consumo de cimento, podem-se alcançar resistências mecânicas à compressão equivalentes, utilizando-se tanto os agregados britados como os rolados. Nestes dois tipos de concretos, porém, os que apresentam elementos britados em sua composição exibirão módulos de deformação, módulos de ruptura e resistência à tração bem maiores que nos concretos com elementos rolados.

Outro dado que pode influenciar na escolha entre os dois tipos de agregados é a variação da relação água/cimento. Em concretos com fator água/cimento menor ou igual a 0,40, os que apresentarem agregados britados em sua composição terão resistências à compressão aproximadamente 40% maiores que nos concretos com agregados rolados. Em contrapartida, em concretos com fator água/cimento da ordem de 0,65, a resistência à compressão não será influenciada pela escolha do tipo de agregado.

Com isso, verifica-se que a influência da forma e da textura superficial dos agregados na resistência à compressão dos concretos diminui com a elevação da

relação água/cimento, provavelmente por causa do enfraquecimento da pasta (ALMEIDA, 1990).

### **3.2.5 Influência da Natureza Mineralógica**

Alguns autores relacionam a natureza do agregado com um possível aumento da aderência cristalina da pasta aos agregados (ligação pasta-agregado).

Para COUTINHO (1973), a sílica reativa das rochas vulcânicas apresenta maior potencial de aderência cristalina, em comparação à calcite, à donite, à ortose, ao quartzo, ao sílex, à mica e à anidrite.

Agregados graúdos, de naturezas diferentes, são utilizados na produção de concretos de alto desempenho, com resultados satisfatórios de resistência mecânica à compressão. Estes materiais são obtidos de rochas britadas e, entre os mais conhecidos, podem-se citar: o calcário, o granito, o basalto, o dolerito e o diabásio. O granito e o basalto, como será visto no próximo capítulo, foram os que apresentaram melhores resultados de resistência à compressão aos 3, 7 e 28 dias, destacando-se o basalto para resistências aos 28 dias.

Nos agregados miúdos a natureza do material é de igual importância. Referências sobre a substituição da fração mais fina (< 0,4 mm) da areia natural por materiais calcários moídos mostram como pode ser relevante a natureza mineralógica do material, pois, foram obtidos aumentos em torno de 40 % da resistência à compressão e 15 % da resistência à flexão de concretos convencionais.

A utilização de agregados graúdos e miúdos de mesma natureza pode também ser considerado um fator importante para a obtenção de concretos de alto desempenho. Existem dados sobre a obtenção de resistências à compressão máximas em concretos fabricados com agregados de mesma natureza mineralógica (ambos britados).

### **3.2.6 Influência da Absorção dos Inertes**

Sabe-se pouco sobre a influência que esta característica, em particular, tem na resistência dos concretos. No entanto, pode-se perceber que o grau de absorção de água destes materiais pode ajudar na melhoria da resistência dos concretos com relação água/cimento baixa (CAD). Pois, funcionando como pequenos reservatórios, espalhados pela massa do concreto, podem fornecer água adicional de hidratação e, com isto, melhorar ainda mais a resistência dos concretos.

Adiante será visto que o grau de absorção dos agregados, sob um aspecto específico, ou seja, a absorção de água que apresentem partículas do ligante dissolvido, é responsável por um dos tipos de ligação entre os agregados e a pasta de cimento.

## **3.3 LIGAÇÃO PASTA - AGREGADO**

Nos concretos de alto desempenho, onde cada material é analisado para que seu desempenho no concreto seja o melhor possível, não adianta utilizar agregados e pastas com alta resistência, se não for tomado o devido cuidado com a ligação destes materiais, isto é, a interface pasta-agregado.

A zona de ligação entre agregados e pasta de cimento é, em geral, para a grande maioria dos pesquisadores, considerada a parte mais fraca, tanto em concretos de alto desempenho como em concretos ditos de uso corrente. O cuidado requerido nesta ligação pode ser ainda maior, tendo em vista ocorrer nesta zona o aparecimento das primeiras microfissuras do concreto e, dependendo de sua intensidade, a resistência deste material poderá ser bastante prejudicada.

Com o conhecimento dos tipos de aderência entre agregados e pasta de cimento, pode-se ter uma noção clara dos fatores que podem influenciar positiva ou negativamente na eficiência da ligação.

Para COUTINHO (1973), os tipos possíveis de aderência que podem influenciar na ligação são:

a) aderência mecânica em escala macroscópica, ou aderência por rugosidade superficial do agregado, na qual os cristais dos componentes hidratados do cimento envolvem as asperezas e protuberâncias da superfície dos agregados;

b) aderência resultante da presença, entre as superfícies de ligação da pasta e do agregado, de uma película líquida ou gelatinosa, que dá origem às forças de atração capilar. Este tipo de ligação é consequência de um defeito da ligação por aderência mecânica;

c) aderência devida à absorção, pelo agregado, de água contendo parte do ligante dissolvido, o qual, após penetrar na superfície da partícula, cristaliza ao mesmo tempo que a pasta, ligando-se a ela;

d) aderência na escala das dimensões da rede cristalina, uma espécie de ligação na qual os cristais dos componentes hidratados do cimento prolongam os cristais do agregado, com os quais têm redes cristalinas comuns. Este tipo de aderência constitui um fenômeno de *epitáxia* particular, pois resulta do aparecimento de uma forma regular de ligação entre cristais de materiais diferentes, num fenômeno conhecido na mineralogia e na metalurgia;

e) aderência de origem química, devida à ação provocada pela retração dos produtos da hidratação do cimento sobre a superfície dos agregados.

Há de destacar que além de Coutinho, outros autores também mencionam uma ou mais destas formas de aderência.

Os agregados, como foi visto nos itens 3.2.4, 3.2.5 e 3.2.6, participam de forma significativa para a obtenção de uma eficiente ligação entre os dois materiais, o que é comprovado pela consideração de Coutinho com relação à aderência mecânica

(rugosidade superficial), aderência na escala das dimensões da rede cristalina (natureza mineralógica) e aderência devida à absorção pelos agregados.

Outro fator de grande importância que interfere na qualidade da ligação é a relação água/cimento. No entanto, para que seja possível relacionar o fator água/cimento com a qualidade da ligação (aderência pasta-agregado), é preciso entender o conceito de “zona de transição”, Figura 3.6.

Vários autores acrescentaram este conceito ao estudo da ligação pasta-agregado, como é o caso de MEHTA E MONTEIRO (1986). De acordo com estes autores, algumas características podem ser evidenciadas na zona de ligação entre agregados e pasta de cimento, tais como:

- no concreto fresco, os agregados encontram-se envolvidos por um filme aquoso, responsável pela elevação da relação água/cimento nestas regiões;
- a pasta de cimento situada na vizinhança dos agregados seria então diferente em estrutura e comportamento da restante matriz do concreto, sendo esta mais porosa e fraca;
- apresentaria também maior concentração de grandes cristais de hidróxido de cálcio (C-H), orientados preferencialmente na direção perpendicular à superfície dos agregados, constituindo essa uma segunda diferença desta região em relação à matriz, que geralmente contém cristais de C-H menores e aleatoriamente orientados;
- a formação destes grandes cristais seria devida à fácil difusão dos íons gerados na hidratação do cimento, atraídos para esta região pela maior disponibilidade de água. A maior porosidade da zona de transição representaria maior espaço disponível para o desenvolvimento dos cristais;
- a presença desta formação de cristais seria um segundo motivo de enfraquecimento da região, pois as forças intercristalinas de atração entre os grandes cristais de C-H são mais fracas do que as existentes entre os cristais de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) da matriz pasta, favorecendo o desenvolvimento, na zona de transição, de microfissuras durante o carregamento ou a retração do concreto.

MONTEIRO (1985) considera a espessura da zona de transição diretamente proporcional ao tamanho dos agregados graúdos, sofrendo também a interferência do tamanho e forma das partículas de areia.

MEHTA (1986) faz um importante comentário sobre a zona de transição - "Nas menores idades, especialmente quando ocorreu uma exsudação interna significativa, o volume e o tamanho dos vazios da zona de transição são maiores do que no seio da pasta de cimento ou argamassa. A concentração e a dimensão de compostos cristalinos como o hidróxido de cálcio (C-H) e a etringita (C-A-S-H) são também maiores nessa zona. As fissuras formam-se facilmente na direção normal ao eixo longitudinal dos cristais, provocando a diminuição da resistência da zona de transição face à da pasta de cimento".

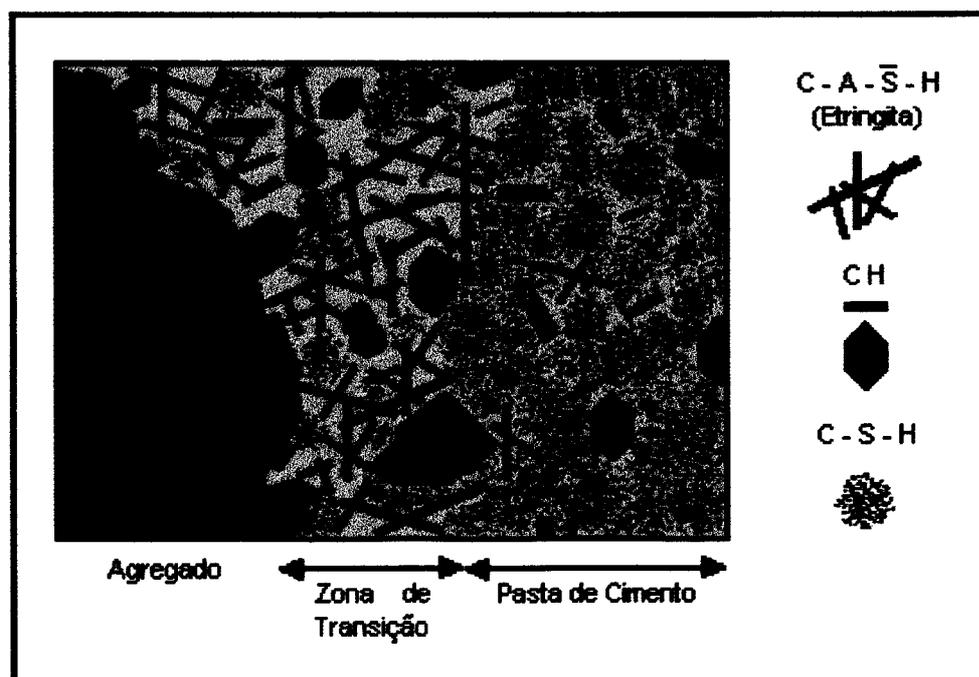


FIGURA 3.5 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA ZONA DE TRANSIÇÃO ENTRE OS AGREGADOS E A PASTA DE CIMENTO (MEHTA, 1986)

Pode-se concluir, então, que quanto menor a espessura da zona de transição e melhor forem as suas características, mais desfavorável será o desenvolvimento de microfissuras durante o carregamento ou a retração do concreto. Tal espessura foi quantificada, em argamassas usuais de cimento, em cerca de 40  $\mu\text{m}$ . Foi constatado também que, além do fator água/cimento, a natureza do ligante influencia a espessura da zona de transição.

Experimentos demonstraram que é possível melhorar algumas características da zona de transição, assim como reduzir a sua espessura, caso sejam tomados cuidados básicos na fabricação do CAD (DAL MOLIN, 1995), tais como:

- utilização de materiais com proporções adequadas, diminuindo-se, por exemplo, a quantidade de água retida pelos agregados quer pela “redução” de suas partículas, quer pela redução da relação água/cimento;
- realização de um adensamento correto, excesso de vibração, por exemplo, aumenta o fenômeno da exsudação e, conseqüentemente, a quantidade de água que pode ficar retida sob os agregados e
- incorporação de aditivos e adições (destacando-se os materiais pozolânicos).

Com relação à adição de materiais pozolânicos (finamente moídos), está evidenciado que é possível reduzir a espessura da zona de transição, pois, os mesmos são capazes de promover a nucleação e o desenvolvimento de numerosos pequenos cristais de C-H, aleatoriamente orientados. Tais materiais, através de sua reação pozolânica, também contribuem significativamente para o fortalecimento da zona de transição, isto é, são capazes de transformar grandes quantidades de C-H (parte neutra ou prejudicial) em C-S-H (parte útil ou forte). Constatou-se que com a adição de materiais pozolânicos, sua ação na zona de transição leva à obtenção de melhores resultados no que diz respeito às resistências mecânicas dos concretos.

Como foi visto, a fissuração interna é altamente prejudicial, tanto aos concretos de alto desempenho como aos ditos de uso normal. Experimentos realizados por SMADI e SLATE (1989) comprovam que caso seja tomado o devido

cuidado com a qualidade da interface pasta-agregado (aderência) e, em conjunto, a utilização de argamassa com maior resistência, a fissuração interna será reduzida e mais localizada, aproximando o concreto de alto desempenho a um material mais homogêneo, em comparação aos concretos correntes. Após uma série de ensaios, obtiveram os seguintes resultados:

- a menor fissuração interna observada em corpos-de-prova submetidos a 28 dias de cura em água;
- a menor fissuração interna observada em corpos-de-prova submetidos a 60 dias de secagem ao ar;
- a menor fissuração interna observada em corpos-de-prova submetidos a carregamentos de curta duração em todos os níveis de carga situados entre 40 e 95 % da tensão de ruptura à compressão dos concretos;
- a menor deformação plástica verificada em corpos-de-prova submetidos a carregamentos permanentes.

Tais resultados também foram observados por outros autores, em outras investigações.

## **4 MATERIAIS COMPONENTES**

O controle de produção dos concretos, dependendo do fim a que se destinam e das propriedades exigidas (tanto no estado fresco como no endurecido), requer um conjunto de métodos que possam garantir a obtenção deste material o mais homogêneo possível e da forma mais econômica. Com relação à seleção dos materiais para a produção de concretos de alto desempenho, é recomendado um critério mais rigoroso na seleção dos componentes usados, em comparação com o utilizado para a produção dos concretos ditos normais. Tal seleção não é simples, pois os materiais utilizados para a produção do CAD apresentam variações no que tange às suas composições e propriedades, capazes de influenciar de forma significativa no desempenho final do material concreto. Com isso, é imprescindível em qualquer trabalho sobre concreto de alto desempenho o estudo das características de cada componente utilizado para a sua fabricação, a seleção ideal e o conhecimento da sua atuação na estrutura interna.

### **4.1 CIMENTO**

Como foi visto no capítulo anterior, o cimento constitui-se num dos mais importantes componentes, capaz de influenciar em duas importantes propriedades do

concreto, ou seja, na resistência da pasta e no grau de aderência com os agregados (interface pasta-agregado). A seleção do tipo e marca do cimento é um fator de extrema importância para a obtenção de concretos de alto desempenho.

Na literatura não se têm dados científicos que especifiquem efetivamente o cimento mais adequado para a fabricação do CAD. Existem dados da obtenção de concretos de alto desempenho com os vários tipos de cimento geralmente encontrados no mercado. No entanto, de acordo com as várias pesquisas já efetuadas, algumas considerações podem ser verificadas.

Para o ACI 363R (1992), por exemplo, o melhor cimento é aquele que apresenta menor variabilidade em termos de resistência à compressão. GJORV (1992) atribui ao conteúdo de  $C_3A$  e à granulometria, fatores importantes (controladores) no que diz respeito à necessidade de água e trabalhabilidade da mistura. Outros autores como MEHTA e AITCIN (1990) preferem o cimento portland comum e aqueles com elevados teores de  $C_3S$  e  $C_2S$ .

De certo, é que marcas diferentes de cimento apresentam características diferentes de evolução da resistência, em virtude de variações na sua composição e finura. Com isso, três fatores podem ser considerados como os mais importantes para a escolha ideal deste componente: a natureza, a uniformidade e a dosagem.

### **4.1.1 Natureza**

Pesquisas desenvolvidas com concretos que apresentavam em sua composição diferentes tipos de cimento mostraram que a natureza deste material influencia a quantidade de água necessária para a obtenção de uma determinada trabalhabilidade. Os cimentos portland comum (CP I), por exemplo, necessitam de menos água para atingir um certo abatimento em comparação com os cimentos de alta resistência (CP V-ARI), que requerem mais água. Em contrapartida, os cimentos compostos com

cinza volante (CP II-Z) exigem, em geral, menos água que os CP I, para atingir o mesmo abatimento.

Há de se destacar que a natureza do cimento é extremamente relevante com relação à propriedade principal que se deseja obter no concreto. A combinação de cimento portland resistente a sulfatos com sílica ativa, por exemplo, resulta em concretos de excelente resistência aos ataques de sulfatos e nitratos, e com muito boas propriedades mecânicas.

A composição química compreende outro fator importante com relação à natureza do cimento. Resultados experimentais indicam que o cimento deve possuir baixo teor de aluminato tetracálcico ( $C_3A$ ), pois apesar destes compostos apresentarem uma hidratação extremamente rápida, são responsáveis por um desprendimento de calor elevado e fracas resistências mecânicas em idades posteriores. É sugerido também altos teores de silicato tricálcico ( $C_3S$ ) e silicato dicálcico ( $C_2S$ ), por serem responsáveis, respectivamente, por elevadas resistências nas primeiras e avançadas idades.

Com relação à finura, sugere-se que o cimento não seja dos mais finos, embora alguns autores afirmem também que a maior finura deste material pode aumentar a sua reatividade com a água e, com isso, provocar um maior desenvolvimento das resistências nas menores idades.

#### 4.1.2 Uniformidade

Embora não pareça, na escolha do cimento como de qualquer outro material utilizado para a produção do CAD, é importante levar em consideração que a manutenção de suas características básicas, durante os vários fornecimentos necessários à realização de uma obra, pode ser significativa para a elevação da qualidade do material concreto. De acordo com ALMEIDA (1990), para um mesmo tipo de cimento, as tolerâncias de variação de composição permitidas pelas normas

em geral podem influenciar no desenvolvimento da resistência à compressão do concreto. Assim sendo, para a fabricação de concretos de alto desempenho, as características de uniformidade mais importantes para um determinado cimento (ACI 363R, 1992) podem ser classificadas como:

- composição química - o teor de silicato tricálcico ( $C_3S$ ) não deve variar em mais de 4 %;
- a perda ao fogo não deve variar em mais de 0,5 %;
- finura - a superfície específica não deve variar em mais de  $375 \text{ cm}^2/\text{g}$  ;
- resistência à compressão - principalmente em se tratando de concreto de alto desempenho, é fundamental que não haja grandes variações de resistência à compressão da argamassa normal de cimento aos 7, 28, 56 e 91 dias.

### 4.1.3 Dosagem

Ainda é controvertida a questão da dosagem ideal de cimento para a produção de concretos de alto desempenho. Alguns autores consideram que com a elevação da dosagem, maiores resistências à compressão poderão ser obtidas no concreto. Esta afirmação pode ser verificada através dos experimentos realizados por ALMEIDA (1990), onde foi constatada a influência da variação da dosagem de cimento na resistência à compressão de três diferentes tipos de concreto: C1 (sem aditivos e adições), C2 (com aditivo e sem adições) e C3 (com aditivo e adição).

Os resultados destes experimentos podem ser observados na Tabela 4.1. Os materiais empregados para a produção de tais concretos, foram:

- agregados de brita granítica com  $D_{\text{max}} = 25 \text{ mm}$ ;
- areia natural siliciosa com módulo de finura igual a 3,40;

- cimento portland comum classe 30 (norma portuguesa NP-2065), com resistências máximas e mínimas, aos 28 dias, iguais respectivamente a 43,4 MPa e 38,7 MPa;
- aditivo químico - superplastificante à base de naftaleno;
- adição - sílica ativa (produto comercializado na forma de pasta aquosa, com 50 % de partículas sólidas em massa).

As resistências à compressão foram medidas em corpos-de-prova cúbicos com 15 cm de aresta, conservados em água até a idade de ensaio - 28 dias.

TABELA 4.1 - INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA DOSAGEM DE CIMENTO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS

MATERIAIS (kg/m <sup>3</sup> )	CONCRETOS								
	C1 <sub>A</sub>	C1 <sub>B</sub>	C1 <sub>C</sub>	C2 <sub>A</sub>	C2 <sub>B</sub>	C2 <sub>C</sub>	C3 <sub>A</sub>	C3 <sub>B</sub>	C3 <sub>C</sub>
Brita 15/25	660	689	714	696	741	777	698	742	769
Brita 5/15	428	427	471	451	459	513	453	459	508
Areia	645	488	311	681	528	341	685	528	336
Cimento	500	600	700	500	600	700	450	540	630
Água	182	193	203	122	128	132	35*	24*	0*
Aditivo (l/m <sup>3</sup> ) Superplastificante	-	-	-	15	18	21	15	18	21
Adição (l/m <sup>3</sup> ) Sílica ativa	-	-	-	-	-	-	105	124	147
OUTRAS CARACTERÍSTICAS									
Relação A/(c+a)**	0,36	0,32	0,29	0,24	0,21	0,19	0,26	0,23	0,21
Abatimento (cm)	3,0	3,5	3,0	3,5	4,5	3,0	3,5	3,5	3,0
Resistência à Compressão (MPa)	67,8	75,7	80,2	86,9	91,9	93,8	105,5	117,0	120,7

\* Variável com a concentração da adição (sílica ativa)

\*\* Relação água / (cimento + adição mineral)

Analisando os resultados mostrados na Tabela 4.1, verifica-se que os acréscimos de cimento na composição original do concreto ( $C1_A$ ) proporcionaram a redução nas relações água/cimento, sem prejudicar significativamente a trabalhabilidade do material, e conseqüentemente, a obtenção de uma sensível elevação nas resistências à compressão. Para os concretos com aditivo ( $C2$ ), os acréscimos de cimento também foram benéficos sob os mesmos aspectos, todavia, com elevações maiores nas resistências à compressão do concreto. Por último, nos concretos com aditivo e adição, a simples substituição de parte de uma quantidade de cimento, inicialmente elevada, por sílica ativa, proporcionou um significativo aumento da resistência à compressão nas composições do concreto. Tais considerações podem ser também verificadas na Figura 4.1.

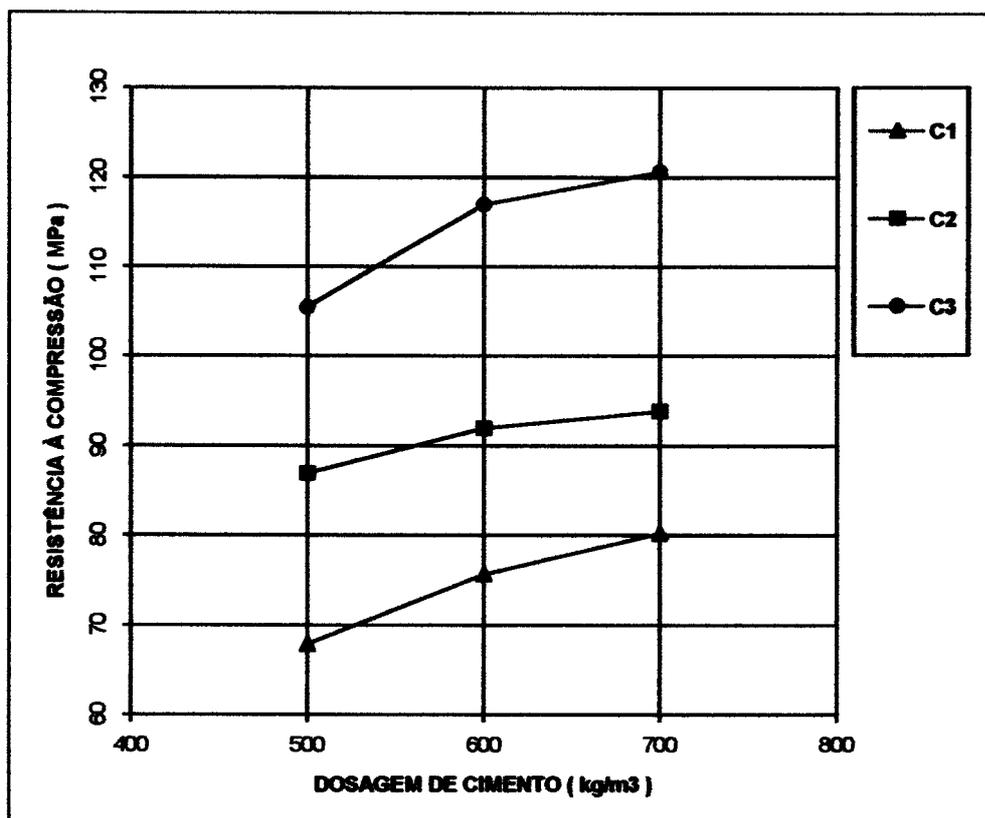


FIGURA 4.1 - INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA DOSAGEM DE CIMENTO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS (ALMEIDA, 1990)

O acréscimo de cimento na composição do concreto realmente é benéfico. No entanto, a partir de certos limites (ainda não especificados de forma efetiva no meio técnico), pode ser prejudicial ao concreto em virtude da elevação da quantidade de água de amassamento (OWENS, 1989), da elevação da temperatura do concreto (calor de hidratação), da maior dificuldade de obtenção de misturas homogêneas, da perda acelerada de abatimento e da maior sensibilidade à cura.

ALMEIDA (1990) faz uma importante consideração com relação à dosagem ideal de cimento para a produção de concretos de alto desempenho. Segundo o autor, é preciso identificar a partir de ensaios de laboratório a combinação ótima em termos de quantidade com os restantes materiais, de forma que seja obtida a resistência desejada com o menor custo.

Em termos numéricos, vários pesquisadores consideram que, para a produção de concretos de alto desempenho, a dosagem de cimento, em geral, varia na ordem de 400 a 600 kg/m<sup>3</sup>, em alguns casos podendo até extrapolar estes valores.

## 4.2 AGREGADOS

A escolha do melhor agregado constitui-se em outro atributo de extrema importância para a fabricação de concretos de alto desempenho. Além das exigências mínimas requeridas para a produção de qualquer concreto, vários outros aspectos sobre as propriedades deste material devem ser considerados para que o CAD desejado seja obtido da melhor forma e com o menor custo.

No capítulo referente à *Estrutura Interna* tais aspectos foram amplamente abordados; verificou-se que a variação em determinadas propriedades do agregado influencia direta ou indiretamente na qualidade final do CAD. Portanto, e a partir dos referidos estudos, pode-se concluir que a melhor qualificação dos agregados corresponde a uma seleção com as seguintes características:

#### a) agregados graúdos

- resistência à compressão superior a 150 ou 200 MPa. Caso se pretenda elevar a resistência do concreto com a otimização da pasta de cimento e zona de transição, o grau de resistência do agregado, conseqüentemente, passará a ter uma maior influência na resistência à compressão do concreto;
- módulo de deformação que se aproxime ao da pasta de cimento, o que proporcionará a redução da microfissuração devida à contração da pasta no processo de endurecimento, ou seja, haverá uma distribuição eficiente de tensões entre a pasta e os agregados;
- granulometria que minimize o consumo de água e/ou a concentração de tensões. Em se tratando de concreto de alto desempenho, a escolha do tamanho ideal para o agregado graúdo é fundamental;
- forma e textura superficial que possibilitem uma boa aderência pasta/agregado. Por estarem intimamente ligadas com a qualidade da ligação pasta/agregado, tais características influenciam sobremaneira no comportamento mecânico do concreto;
- qualidades máximas de limpeza e isenção de materiais pulverulentos. Experimentos mostram que a simples lavagem deste material é capaz de melhorar a resistência final do concreto (auxilia a maximização da ligação pasta/agregado).
- fora suas boas qualidades mecânicas, pode-se concluir então que o agregado graúdo (ideal) deve apresentar as seguintes características: seja britado, de formato cúbico, tenha boa graduação e seja isento de impurezas.

#### b) agregados miúdos

- forma e angulosidade que propiciem melhores trabalhabilidades com menores quantidades de água (fator água/cimento mais baixo). Segundo o ACI 363R (1992), agregados miúdos com partículas arredondadas e lisas necessitam de menos água de mistura para alcançar uma boa trabalhabilidade e, portanto, são mais recomendados para a produção de concretos de alto desempenho;
- granulometria que favoreça também a demanda de água necessária para a obtenção de uma boa trabalhabilidade. Devido a sua forma arredondada, alguns autores recomendam para os agregados miúdos a granulometria contínua;

- devido à quantidade de finos em concretos de alto desempenho ser normalmente elevada (consumo de cimento e adição), vários autores recomendam que o módulo de finura esteja, de preferência, na faixa de 2,8 a 3,0.

Experimentos realizados por ALMEIDA (1990) comprovam a influência da variação de determinadas propriedades dos agregados na resistência final do concreto. Nas tabelas 4.2, 4.3 e 4.4, é mostrada a influência do diâmetro máximo dos agregados graúdos na resistência dos concretos C1, C2 e C3, apresentados anteriormente.

**TABELA 4.2 - INFLUÊNCIA DA MÁXIMA DIMENSÃO DOS AGREGADOS NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO C1**

COMPONENTES kg/m <sup>3</sup>	VARIACÕES DA COMPOSIÇÃO DE C1 - D <sub>máx</sub> (mm)				
	25,4	19,1	12,7	9,52	4,76
Brita 15/25	660	428	-	-	-
Brita 5/15	428	492	948	593	200
Areia	645	784	731	1035	1375
Cimento	500	500	500	500	500
Água	182	185	190	208	224
Aditivo (l/m <sup>3</sup> ) Superplastificante	-	-	-	-	-
Adição (l/m <sup>3</sup> ) Sílica Ativa	-	-	-	-	-
<b>OUTRAS CARACTERÍSTICAS</b>					
Relação A/(c + a)	0,36	0,37	0,38	0,42	0,45
Abatimento (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
Resistência à Compressão (MPa)	67,3	68,3	65,3	58,7	51,5

TABELA 4.3 - INFLUÊNCIA DA MÁXIMA DIMENSÃO DOS AGREGADOS  
NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO C2

COMPONENTES kg/m <sup>3</sup>	VARIÇÕES DA COMPOSIÇÃO DE C2 - D <sub>máx</sub> (mm)				
	25,4	19,1	12,7	9,52	4,76
Brita 15/25	696	455	-	-	-
Brita 5/15	451	524	1003	634	214
Areia	681	834	772	1107	1458
Cimento	500	500	500	500	500
Água	122	129	139	151	168
Aditivo (l/m <sup>3</sup> ) Superplastificante	15	15	15	15	15
Adição (l/m <sup>3</sup> ) Sílica Ativa	-	-	-	-	-
<b>OUTRAS CARACTERÍSTICAS</b>					
Relação A/(c + a)	0,24	0,26	0,28	0,30	0,34
Abatimento (cm)	3,5	3,0	3,5	4,5	4,0
Resistência à Compressão (MPa)	80,9	85,3	77,0	66,1	56,4

TABELA 4.4 - INFLUÊNCIA DA MÁXIMA DIMENSÃO DOS AGREGADOS  
NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO C3

COMPONENTES kg/m <sup>3</sup>	VARIÇÕES DA COMPOSIÇÃO DE C3 - D <sub>máx</sub> (mm)				
	25,4	19,1	12,7	9,52	4,76
Brita 15/25	698	459	-	-	-
Brita 5/15	453	529	1012	638	216
Areia	685	841	779	1115	1482
Cimento	450	450	450	450	450
Água	35*	56*	66*	78*	95*
Aditivo (l/m <sup>3</sup> ) Superplastificante	15	15	15	15	15
Adição (l/m <sup>3</sup> ) Sílica Ativa	105	83	83	83	83
<b>OUTRAS CARACTERÍSTICAS</b>					
Relação A/(c + a)	0,26	0,26	0,28	0,30	0,34
Abatimento (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
Resistência à Compressão (MPa)	104,6	103,5	99,7	90,5	78,6

\* Variável com a concentração da adição (sílica ativa)

O gráfico da figura 4.2 mostra resumidamente a variação da resistência à compressão dos concretos C1, C2 e C3, quando em suas composições são utilizados agregados de diâmetro diferente.

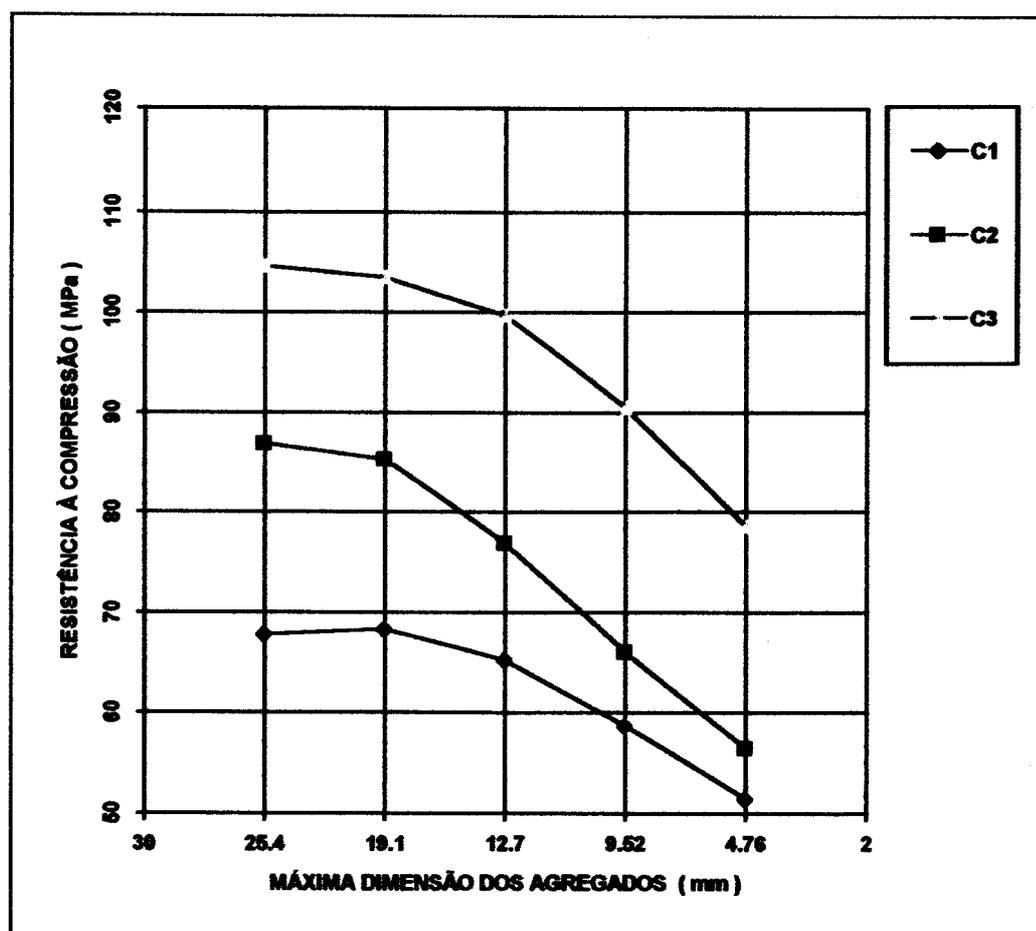


FIGURA 4.2 - INFLUÊNCIA DA MÁXIMA DIMENSÃO DOS AGREGADOS NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS C1, C2 e C3 (ALMEIDA, 1990)

Com relação à dosagem, para a fabricação de concretos de alto desempenho, em geral, as dosagens de agregados graúdos e miúdos variam respectivamente na faixa de 1000 a 1150 kg/m<sup>3</sup> e 420 a 750 kg/m<sup>3</sup>.

## 4.3 ADITIVOS

Aditivos são produtos introduzidos intencionalmente na betoneira imediatamente antes ou durante a mistura do concreto, em quantidades geralmente pequenas e bem homogeneizado, cuja finalidade é de fazer aparecer ou reforçar algumas propriedades do concreto quando fresco ou depois de endurecido, facilitando ainda seu preparo e utilização.

Existe uma quantidade muito grande de produtos comerciais com classificação baseada geralmente na ação ou nos efeitos. Segundo alguns autores a norma americana ASTM pode ser considerada uma das mais completas, apresentando para os aditivos a seguinte classificação:

a) ASTM C260 - Incorporadores de ar

b) ASTM C494:

- tipo A - redutor de água
- tipo B - retardador (de pega)
- tipo C - acelerador (de endurecimento)
- tipo D - redutor de água e retardador
- tipo E - redutor de água e acelerador
- tipo F - redutor de água com consistência elevada (superplastificante)
- tipo G - redutor de água com consistência elevada e retardador (superplastificante)

No Brasil sua classificação é estabelecida pela Especificação Brasileira EB-1763, do seguinte modo:

- tipo P - plastificante
- tipo R - retardador
- tipo A - acelerador

- tipo PR - plastificante retardador
- tipo PA - plastificante acelerador
- tipo IAR - incorporador de ar
- tipo SP - superplastificante
- tipo SPR - superplastificante retardador
- tipo SPA - superplastificante acelerador

Para a obtenção de concretos de alto desempenho é freqüente a utilização de aditivos. Existem dados sobre produções de CAD com uso de aditivos incorporadores de ar, aceleradores de endurecimento, retardadores de pega, ou mesmo a combinação entre eles. No entanto, os aditivos mais utilizados para a produção de concretos de alto desempenho são os superplastificantes redutores de água, altamente benéficos por permitirem a diminuição do fator  $A/(c + \text{adição})$ , sem que haja necessidade de redução da quantidade de água de amassamento (implicação de concretos menos trabalháveis) ou ainda aumento do consumo de cimento (implicação de elevação do custo do concreto, aumento da quantidade de finos e maior calor de hidratação).

Sabe-se que para a fabricação de concretos de alto desempenho é fundamental a obtenção de um baixo fator água/cimento, sem comprometimento de sua trabalhabilidade. Neste caso, existem dados de que os superplastificantes podem reduzir a quantidade de água em até 30 %, sendo esta característica a principal responsável pela sua utilização na obtenção da maioria dos concretos de alto desempenho. Ou seja, sua utilização na produção do CAD ajuda a promover o aumento da resistência à compressão, a controlar a velocidade de endurecimento e a obtenção de uma melhor trabalhabilidade, além de outros benefícios.

Como foi visto, na grande maioria dos casos torna-se necessária a utilização de aditivos superplastificantes para a produção do CAD, todavia, o uso incorreto ou a deficiência de qualidade desses produtos pode resultar em conseqüências desastrosas no concreto. Nesse sentido, ALMEIDA (1990) faz o seguinte comentário: “o desempenho de um dado produto (aditivo) em uma determinada composição, fabricada com materiais específicos, deve ser cuidadosamente verificado através de

experiências e ensaios realizados antes da utilização do produto nas obras, principalmente no que diz respeito à compatibilidade entre o aditivo e o cimento”.

### 4.3.1 Histórico e Classificação dos Aditivos

#### Superplastificantes

Devido às exigências das construções para a obtenção de um maior padrão de qualidade do concreto e, conseqüentemente, aumento da vida útil das estruturas, evoluções e desenvolvimento de pesquisas proporcionaram a partir da década de sessenta, no Japão, o surgimento dos aditivos conhecidos hoje como superplastificantes (para CARDOSO (1992) podem ser considerados como a “Nova geração de Aditivos em Tecnologia de Concreto”). Na América do Norte são utilizados desde 1970 e na Europa desde 1972. No Brasil os superplastificantes foram recentemente introduzidos, com as primeiras aplicações experimentais datadas, segundo alguns autores, a partir da metade da década de setenta. Para DAL MOLIN (1995), “a aplicação de aditivos superplastificantes no concreto pode ser considerada, a nível internacional, como uma prática consolidada e reconhecidamente eficaz para os fins a que se propõe”. O que inevitavelmente o caracteriza, sabendo de suas vantagens e até mesmo necessidades, como um material imprescindível à composição de qualquer concreto, principalmente o CAD.

De acordo com MEYER os superplastificantes podem ser subdivididos em quatro categorias:

1. *Melaminas sulfonadas* - pode apresentar uma tendência a retardar a pega do cimento e, eventualmente, incorporar pequena quantidade de ar.
2. *Naftalenos sulfonados* - não incorporam ar e praticamente não interferem no tempo de pega do cimento.

3. *Lignosulfonatos* - geralmente incorporam ar e retardam com diversas intensidades a pega do cimento.

4. *Outros menos usuais*, tais como esteres de ácido sulfúrico ou outros esteres de carboidratos.

É preciso salientar que a simples classificação de um superplastificante em uma dessas categorias não define sua qualidade. Segundo AMARAL FILHO (1989) eles podem apresentar características especiais tendo em vista sua classificação na cadeia orgânica e dentro delas por purificações possíveis. O autor exemplifica com relação a um lignosulfonato do qual foi extraído o açúcar, observando um aumento na sua eficiência em comparação a um lignosulfonato comum. Do mesmo modo, um naftaleno sulfonado pode conter excessos de radicais  $\text{SO}_3$  ou não, complementa.

Este tipo de aditivo pode ser encontrado no mercado tanto na forma de pó quanto em solução aquosa. Em geral, a escolha recai para soluções aquosas por serem mais fáceis de uso, ao contrário de sua forma em pó, que precisa ser diluída em água para melhor dispersar pela massa do concreto. Devido à sua grande eficiência de reduzir a quantidade de água de amassamento, com efeitos colaterais indesejáveis praticamente desprezíveis, os superplastificantes à base de melaminas sulfonadas ou naftalenos sulfonados apresentam maior disponibilidade no mercado em comparação aos outros aditivos superplastificantes (BUCHER e COLLEPARDI, apud DAL MOLIN, 1995).

#### **4.3.2 Formas de Atuação no Concreto**

Com relação à atuação deste material no concreto, vários autores consideram que a excepcional qualidade de reduzir a quantidade de água necessária à obtenção de

uma dada trabalhabilidade é resultante de três ações principais (ilustradas na Figuras 4.3 e 4.4):

a) *redução da tensão superficial da água* - os aditivos deste grupo são substâncias tensoativas cujas moléculas em solução aquosa ficam devidamente orientadas na interface ar/líquido, alterando as forças de natureza físico-química que atuam nessa região, diminuindo a tensão superficial da água, além de aumentar o seu poder de penetração;

b) *efeito lubrificante* - provocado pela adsorção do aditivo em camadas duplas nas partículas sólidas da mistura. Este efeito é resultante também devido à natureza tensoativa das moléculas do aditivo. Sua ação benéfica está na diminuição do atrito existente entre a fase líquida e os materiais sólidos em suspensão (inclusive as partículas finas);

c) *efeito dispersor* - considerado como principal, é resultante da adsorção em camada dupla das moléculas do aditivo pelas partículas sólidas, tornando-as negativamente carregadas. Como cargas iguais se repelem, este efeito promove a dispersão, principalmente das partículas de cimento, reduzindo ainda mais o atrito interno e expondo uma maior superfície específica deste material para a hidratação (maior velocidade de hidratação e conseqüente aceleração da formação do gel nas idades recentes), que poderia assim ser considerado mais ativo. O emprego do agente dispersor proporciona uma grande melhoria na trabalhabilidade do concreto.

Na Figura 4.3 são mostradas as micrografias de duas pastas de cimento portland de igual relação água/cimento, sem e com aditivo superplastificante. Observa-se que na pasta sem aditivo as partículas de cimento tendem a reagrupar-se formando grandes aglomerados, o que não acontece na pasta de cimento com aditivo, onde as partículas de cimento são dispersadas, ficando cada uma completamente envolvida pela água.

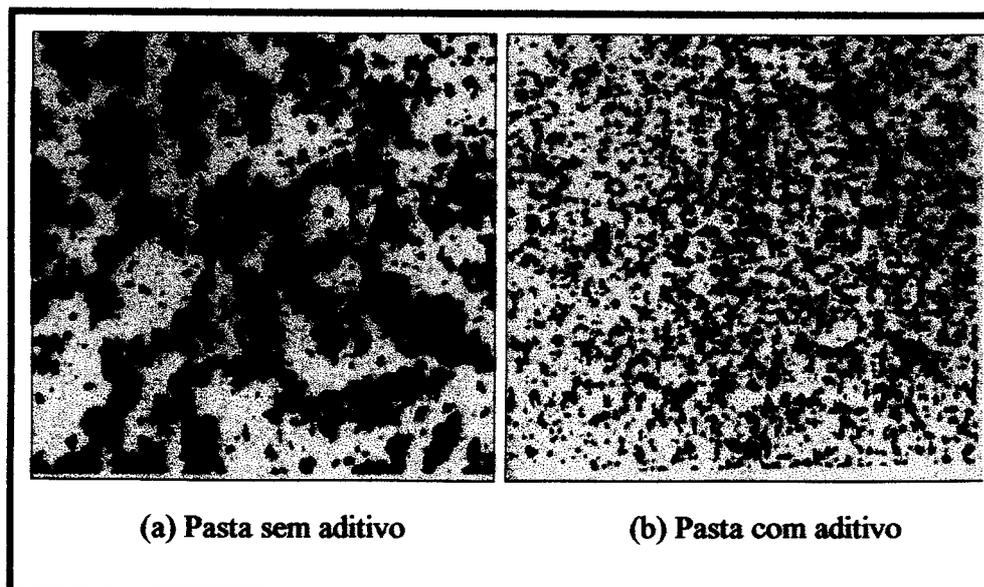


FIGURA 4.3 - EFEITO DE UM ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE SOBRE A PASTA DE CIMENTO (AGNESINI, 1988)

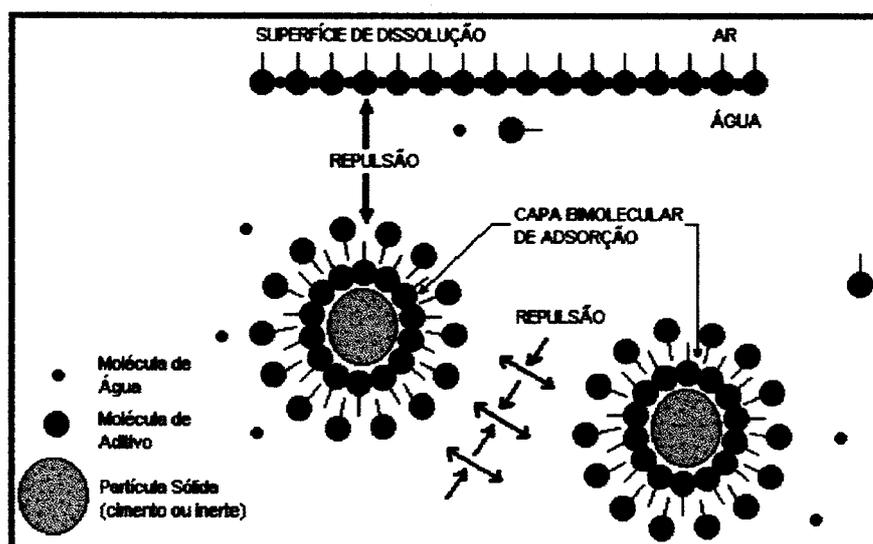


FIGURA 4.4 - MECANISMOS DE ATUAÇÃO DE ADITIVOS REDUTORES DE ÁGUA NO CONCRETO (ALMEIDA, 1990)

Outro efeito da dispersão do cimento é o aumento da coesão entre a pasta e os agregados, diminuindo o risco de segregação do concreto e da exsudação (AGNESINI, 1988). Este efeito se verifica quando o superplastificante é utilizado simplesmente como redutor de água. No entanto, quando o tempo de pega do concreto é retardado devido a baixas temperaturas ou altas dosagens de aditivos retardadores, a quantidade de água exsudada pode aumentar consideravelmente (YAMAMOTO e KOBAYASHI, apud DAL MOLIN, 1995).

### **4.3.3 Considerações sobre a Aplicação dos Superplastificantes no CAD**

Em concretos de alto desempenho é inevitável a atuação de aditivos superplastificantes em conjunto com adições minerais, pois, devido as adições serem em geral materiais ultra-finos (caso da sílica ativa e cinzas de casca de arroz), normalmente aumentam a quantidade de água necessária para o concreto atingir a trabalhabilidade adequada (assunto que será abordado no item 4.4), o que implica na elevação do fator água/(cimento+adição) e, conseqüente prejuízo na melhoria das resistências dos concretos. Segundo MALHOTRA et al. (apud DAL MOLIN, 1995), em concretos de alto desempenho com sílica ativa, a utilização de aditivos superplastificantes proporcionam uma dispersão mais eficiente da sílica ativa no concreto, evitam a maior demanda de água devido à extrema finura de suas partículas (superfície específica da ordem de 20.000 m<sup>2</sup>/kg) e colaboram para a utilização total do potencial físico-químico da adição pozolânica.

É importante salientar que os principais efeitos (químicos) dos aditivos redutores de água, como os superplastificantes, resultam no estado fresco do concreto, mais precisamente no estágio inicial da hidratação do cimento. No estado endurecido a ação dos aditivos redutores de água será devido especificamente ao

efeito físico da redução de água, ou seja, as propriedades do concreto endurecido independem da presença ou não de aditivos superplastificantes (UCEDA, GEBLER, SKALNY e ODLER, KHALIL e WARD, apud ALMEIDA, 1990).

Com relação à escolha do superplastificante e a sua dosagem, vários autores recomendam que estes parâmetros sejam definidos através de misturas experimentais, pois a escolha de um determinado produto pode gerar grandes variações de comportamento, principalmente com relação ao tipo de cimento e agregados utilizados nas obras. Quanto à dosagem, em se tratando de concreto de alto desempenho, em geral, a quantidade especificada pelos fabricantes não é suficiente.

A pesar de sua importância (já consagrada no meio técnico) para a produção de concretos de alto desempenho, segundo DAL MOLIN (1995), uma das principais limitações práticas à maior utilização dos superplastificantes está na perda da consistência inicial do concreto com o tempo, em comparação com os concretos de uso corrente, o que dificulta seu emprego na produção dos concretos em obra. De acordo com a autora, dependendo das condições, a consistência obtida pelos superplastificantes se mantém por um período aproximadamente de 30 a 60 minutos e a máxima trabalhabilidade alcançada permanece normalmente por 10 a 15 minutos.

Embora existam pesquisas que estão prestes a mudar esse quadro (COLLEPARDI et al., apud DAL MOLIN, 1995), é fundamental, tendo em vista a utilização de novos produtos que sem dúvida nenhuma melhoram sobremaneira as qualidades do material concreto, que haja uma programação mais rigorosa da concretagem. De acordo com ALMEIDA (1994) o engenheiro Epaminondas Melo do Amaral Filho “já teve a experiência de concretar de uma só vez, em um edifício de Brasília, lajes com cerca de 4 mil m<sup>2</sup> de área, com concreto de alto desempenho bombeado, sem nenhum problema”. No mesmo trabalho, Amaral faz o seguinte comentário: “Não é possível pensar na sofisticação tecnológica do concreto, se considerarmos como normal o comportamento de construtores que não acreditam ser possível implantar um planejamento e programação eficazes em suas ações”.

## 4.4 ADIÇÕES MINERAIS

As necessidades atuais de se obter estruturas mais resistentes e estáveis, com maior durabilidade e com garantias de baixa manutenção, têm posto à prova a versatilidade do principal material utilizado: *o concreto armado*.

Dentro das perspectivas de melhoramento do concreto armado apresentaram-se diversas tecnologias alternativas, e dentre as principais (se não a mais importante) está a incorporação de alguns compostos formados por partículas muito finas comumente chamados de *adições*. As adições são utilizadas para suplementar o cimento, ou como substituição, tomando lugar de parte do cimento.

Na literatura podem-se encontrar várias definições referentes às adições minerais. Segundo COUTINHO (1963) as adições minerais, que denomina como pozolanas, são “produtos naturais ou artificiais constituídos essencialmente por sílica e alumina que, apesar de não terem por si só propriedades aglomerantes e hidráulicas, contém constituintes que às temperaturas ordinárias se combinam, em presença da água, com o hidróxido de cálcio e com os diferentes componentes do cimento, originando compostos de grande estabilidade na água e com propriedades aglomerantes. São substâncias dotadas de grande reatividade para o hidróxido de cálcio mas insolúveis e inertes na água”.

De acordo com o mesmo autor os materiais pozolânicos podem ser subdivididos em:

- naturais: rochas lávicas alteradas por meteorização, podendo-se citar as pozolanas italianas, americanas, dos açores etc.
- artificiais: argila de qualquer tipo depois de sujeitas a temperaturas suficientes para a desidratação, todavia, inferiores ao início da fusão, podendo-se citar as diatonites, caulinites, a bauxite etc.
- subprodutos industriais, como por exemplo a sílica ativa e a cinza volante.

Os materiais pozolânicos além de melhorar as propriedades mecânicas, proporcionam ainda o emprego do concreto em obras com características compatíveis à agressividade do meio ambiente, tal como estruturas marítimas, melhorando consubstancialmente sua durabilidade.

Atualmente o maior número de pesquisas e aplicações com o concreto de alto desempenho está fundamentado, por ordem de aplicação, na sílica ativa, na cinza volante e nas pozolanas naturais. Isto se justifica por suas excelentes características, tais como: finura elevada, menor calor de hidratação, alta atividade pozolânica, crescimento da resistência com o tempo, compatibilidade com outros ingredientes da mistura e capacidade de suportar a ação de agentes agressivos.

#### 4.4.1 Sílica Ativa

A sílica ativa (como é conhecida no Brasil) é uma espécie de gás transformado em pó muito fino pela sua oxidação em contato com o ar. Tecnicamente é um subproduto da indústria siderúrgica, resultante do processo de obtenção do ferro-silício e silício-metálico em grandes fornos elétricos a arco (temperaturas de operação da ordem de 2000° C); ambos constituem matérias-primas necessárias para a fabricação de componentes eletrônicos, silicões e alumínio. Para os que preferem expressões norte-americanas, a sílica ativa pode ser chamada também de “sílica dust” (pó de sílica), “condensated sílica dust” (pó de sílica condensado) ou “sílica fume” (fumo ou fumaça de sílica).

O silício metálico e o ferro-silício são produzidos pela redução do quartzo com carvão natural, o que resulta na formação do monóxido de silício gasoso ( $\text{SiO}$ ). Parte desse gás oxida-se ao entrar em contato com o ar na região superior do forno, dando origem ao dióxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ), o qual se condensa em partículas muito pequenas e esféricas, diâmetro médio da ordem de 0,1 $\mu\text{m}$ . Estas partículas, por sua vez, são recolhidas em instalações de filtragem, dando origem a um subproduto no estado bruto que hoje denominamos de sílica ativa, Figura 4.5.

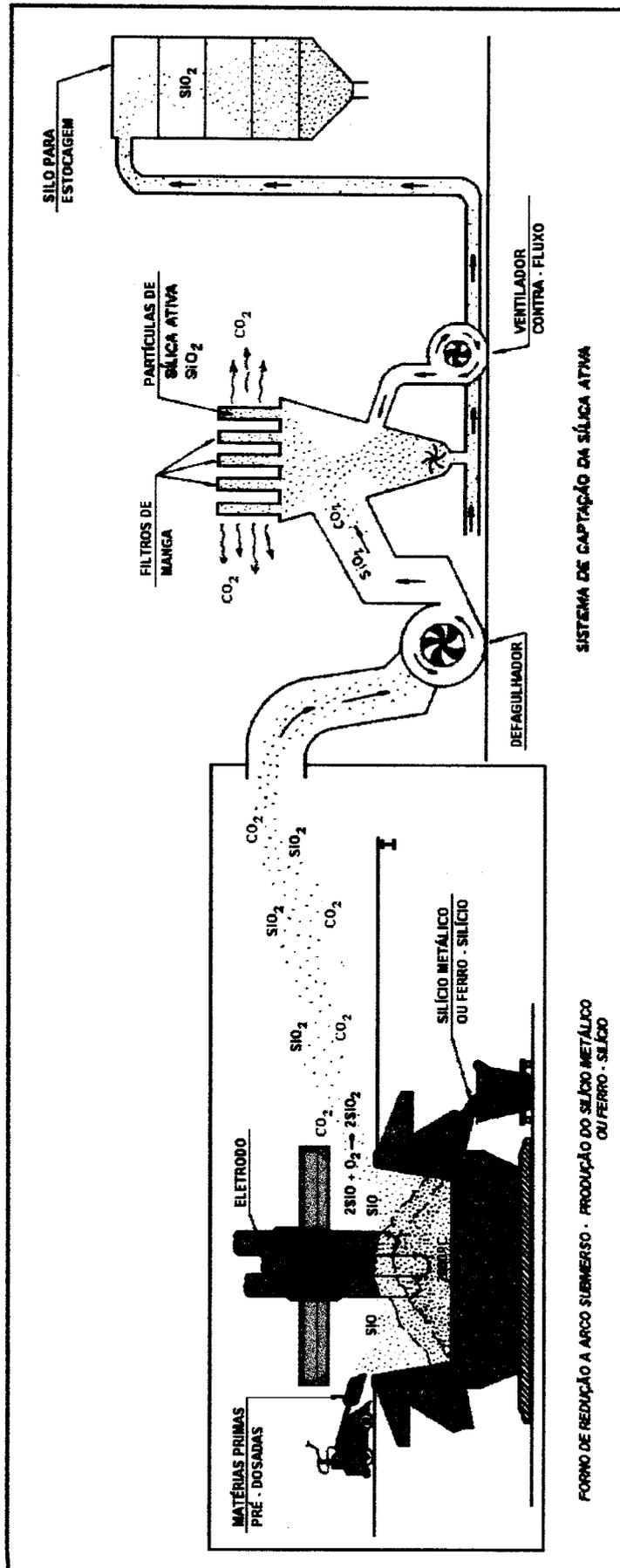


FIGURA 4.5 - PROCESSO DE PRODUÇÃO DE SILÍCIO E DE CAPTAÇÃO DA SÍLICA ATIVA (DAL MOLIN, 1995)

#### 4.4.1.1 Histórico e aplicação no Brasil

O grande problema do acúmulo, em verdadeiras montanhas, do material pulverulento retirado dos filtros nas fábricas de produção de silício-metálico e/ou ferro-silício, tornava-se cada vez maior, pois, devido ao baixo peso específico da sílica oxidada, a compactação destes materiais em aterros apresentava-se como uma solução impossível de ser executada. A necessidade de resolver tal problema fez com que estudos demonstrassem as verdadeiras qualidades desse material, o qual passou de refugo industrial a um importantíssimo material para a indústria de plásticos, refratários e cimento. Hoje um dos principais interesses de sua aplicação está na produção de concretos de alto desempenho (grande resistência, durabilidade etc).

As primeiras experiências de utilização da sílica ativa em concretos, segundo OLIVEIRA, da GAMA e AGUADO (1991), foram realizadas no Instituto Norueguês de Tecnologia (INT) em 1950. De acordo com os mesmos autores, a primeira aplicação deste material foi feita na construção do túnel *Blindtarmen* em Oslo. Na América do Norte provavelmente a primeira investigação do uso da sílica ativa deve-se a AITCIN (apud OLIVEIRA et al., 1991), sendo que na década de 80 é que as investigações realmente se intensificaram naquele continente, principalmente nos EUA. Atualmente é corrente o uso da sílica ativa em vários outros países. Em algumas cidades, por exemplo, já é possível pedir por telefone concretos com adição de sílica ativa (resistências características acima de 60 MPa), sem nenhum problema. Na Noruega o valor dado a este material é tanto, que em estruturas de concreto sujeitas a ambientes agressivos é obrigatório por lei o uso de sílica ativa.

No Brasil a sílica ativa é ainda um material pouco conhecido, chegando a ser até mesmo inesperada para aqueles profissionais que estão acostumados a manipular apenas com os tradicionais cimento, areia, brita ou seixo e algumas vezes aditivos. De acordo com DAL MOLIN (1995), o assunto referente à utilização da sílica ativa em nosso País teve início em 1984, no I SEMINÁRIO TECNOLÓGICO DA ELKEM MICROSSÍLICA, sendo amplamente discutido no 8º INTERNATIONAL

CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, em 1986. Há de se destacar que na reunião de 1988 do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), foi realizado um colóquio sobre “concretos de alta resistência”, e entre os trabalhos sobre concreto de alto desempenho com sílica ativa podem-se citar: STUCCHI, F.R.; GERTSENCHTEIN, M. **Comentários sobre o Dimensionamento de Peças de Concreto com Microsílica** - AMARAL, C.K. **Microsílica em Concretos e Argamassas de Alta Resistência** - CAMERATO, C.R.; HERMANN, E. **Estudos e Aplicações de Concreto de Alta Resistência com Microsílica no Brasil e AMARAL FILHO, E.M. O Concreto em Obras de Mar.**

Com relação à sua produção, até 1989 a quota mundial de captação de sílica ativa estava na faixa de 1,2 milhões de t/ano. Aproximadamente 1/3 deste total equivalia à produção dos Estados Unidos, Noruega e Japão (AMARAL FILHO, 1989). Hoje, no Brasil, existem apenas duas fabricas que usam filtros para captação da sílica ativa, uma situada no Pará (fábrica de silício-metálico em Tucuruí) e a outra em São Paulo (fábrica de ferro-silício em Maringá). De acordo com DAL MOLIN (1995) o potencial de captação da sílica ativa no Brasil pode estar em torno de 150.000 t/ano. Em termos de comercialização os dois únicos produtos no Brasil são a **MICROSSÍLICA** (marca registrada da representante da indústria norueguesa Elkem, responsável pela introdução e disseminação do produto a nível mundial) e a **SILMIX** (produto da Camargo Corrêa Metais).

#### **4.4.1.2 Características físicas e principais vantagens no concreto**

Vários fatores podem influenciar no tipo de sílica ativa no que diz respeito às suas propriedades físico-químicas. Entre os mais relevantes, podem-se citar: tipo de liga silícica produzida, tipo de forno e composição química e dosagem das matérias primas.

Em termos de finura a sílica ativa é um material cujas partículas são extremamente pequenas, seu formato é esférico e o diâmetro médio da ordem de  $0,1\mu\text{m}$  (um grão de cimento é aproximadamente 100 vezes maior que o de sílica ativa), o que proporciona um dos principais efeitos da sílica ativa no concreto, ou seja, o efeito de *microfiller*. Devido ao seu grau de finura, a sílica ativa apresenta uma enorme superfície específica, variando geralmente em torno de 6 a  $30\text{ m}^2/\text{g}$  (dados obtidos através do método de medição B.E.T por absorção de nitrogênio), podendo variar de acordo com o processo de medição utilizado (ALMEIDA, 1990). Outra característica física é a massa específica aparente que, por ser muito baixa (geralmente em torno de 192 a  $300\text{ kg/m}^3$ ) e em conjunto com sua extrema finura, dificulta muito seu manuseio e transporte (DAL MOLIN, 1995).

Devido a estas características a comercialização da sílica ativa geralmente é feita das seguintes formas (DAL MOLIN, 1995):

- densificada, por compactação a ar comprimido de suas partículas após a filtragem (reduz a dificuldade de transporte, todavia, com maior dificuldade de dispersão na mistura);
- sob a forma de lama, onde a sílica ativa antes de ser utilizada é misturada com a água (facilita o bombeamento e elimina o problema da formação de nuvem de pó; contudo, cuidados devem ser tomados com relação à variação da quantidade de água e da tolerância dos equipamentos utilizados para a sua incorporação à mistura);
- pré-misturada ao cimento; geralmente o percentual de sílica ativa em relação à massa de cimento varia de 6,5 a 8% (apresenta a grande vantagem de facilitar o controle da dosagem em obra);
- micropelotizada, semelhante à forma densificada; no entanto, para apresentar maiores aglomerações, é adicionada uma pequena quantidade de água (sua grande desvantagem é o fato das pelotas não se quebrarem com facilidade durante a mistura);
- combinação das formas apresentadas anteriormente com aditivos químicos, tais como: incorporadores de ar, retardadores, plastificantes, superplastificantes e/ou outros.

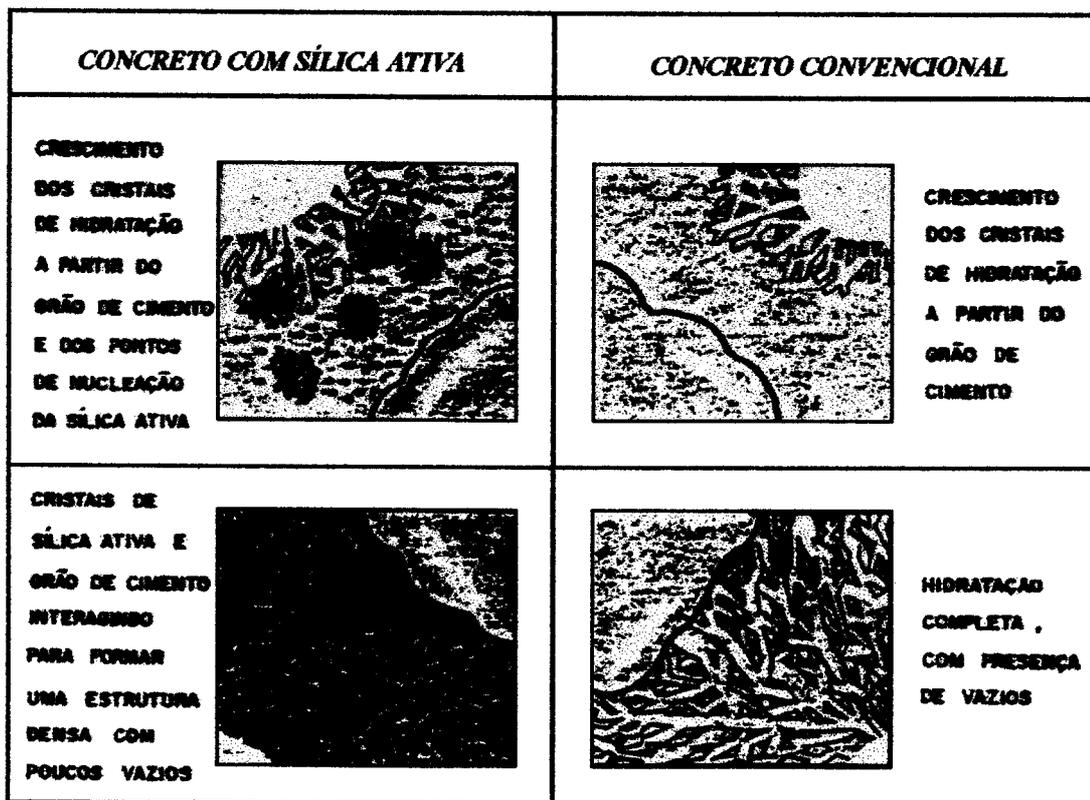
A sílica ativa atualmente tem grande valor como material industrial e de construção. De acordo com KIHARA et. al (apud ALMEIDA, 1990) a adição de sílica ativa no concreto ajuda a promover: aumento das resistências mecânicas, diminuição da permeabilidade, comportamento mais favorável na cura térmica, efeito pozolânico e maior durabilidade do concreto em meios agressivos. É utilizada com sucesso nos concretos de obras marítimas, de saneamento, concreto bombeado, concretagem subaquática, blocos de concreto de alta resistência mecânica, elementos pré-moldados e peças protendidas.

#### 4.4.1.3 Formas de atuação no concreto

A sílica ativa atua no concreto tanto como “*microfiller*” (densificando a microestrutura) quanto, principalmente, como material *pozolânico*, isto é, reage com o hidróxido de cálcio (C-H) liberado nas reações de hidratação do cimento.

O efeito *microfiller* (físico), como já foi mencionado anteriormente, é resultante do fato de ser a sílica ativa um material inerte muito fino, e sendo assim, com propriedades de aumentar a densidade da mistura pelo preenchimento de seus vazios. Como as partículas de sílica ativa são aproximadamente 100 vezes menores que as partículas de cimento portland, segundo alguns autores, é possível que exista uma quantidade de 50.000 a 400.000 partículas de sílica ativa para cada grão de cimento, capazes de se dispersarem entre e à volta destes grãos, o que resulta numa distribuição uniforme dos produtos de hidratação (estrutura mais densa) e, conseqüentemente, um concreto menos poroso ou com poros menores, diminuindo consideravelmente sua permeabilidade, além de ajudar a elevar a resistência mecânica. Por causa de seu tamanho, as partículas de sílica ativa atuam também como pontos de nucleação para os produtos de hidratação, ou seja, o crescimento dos cristais de hidratação ocorreram a partir do grão de cimento e dos pontos de nucleação da sílica

ativa, resultando em cristais de hidróxido de cálcio bem menores e mais dispersos pela massa do concreto, Figura 4.6 (DAL MOLIN, 1995).



**FIGURA 4.6 - EFEITO FÍSICO DE NUCLEAÇÃO DOS CRISTAIS DE C-H PROPORCIONADO PELA ADIÇÃO DE SÍLICA ATIVA (DAL MOLIN, 1995)**

A sílica ativa, devido ao seu alto conteúdo de sílica, podem incorporar ao concreto uma significativa atividade pozolânica de alta reatividade (ação puramente química), pois, ao entrar em contato com o hidróxido de cálcio (C-H), liberado durante a fase de hidratação do cimento, a sílica ativa reage rapidamente transformando-os em silicato de cálcio hidratado (C-S-H) adicional, ou seja, a sílica ativa tem a capacidade de converter a parte fraca (cristais de C-H) em um produto extremamente importante para a obtenção de pastas de cimento mais

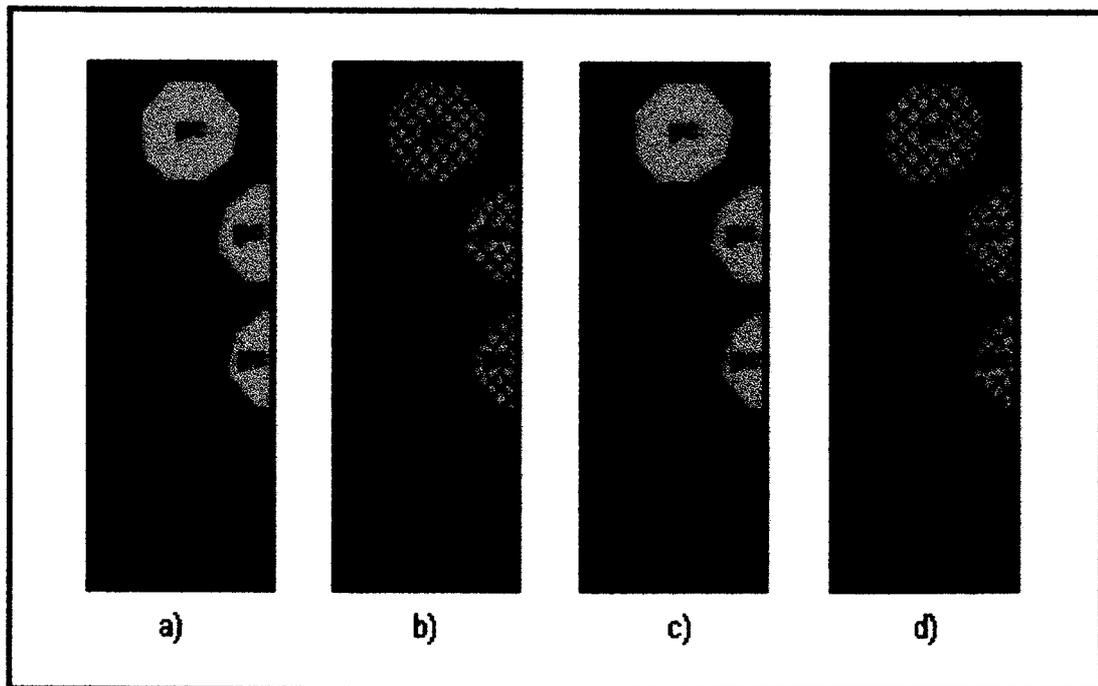
resistentes (C-S-H). Segundo alguns autores este efeito não altera significativamente a porosidade total do sistema. A formação de silicatos de cálcio hidratados adicionais nos poros capilares fará, no entanto, que ocorra uma modificação na distribuição e dimensão destes poros, o que resultará num novo sistema com poros bem menores e, conseqüentemente, mais denso.

A ação pozolânica pode ser verificada também na interface pasta-agregado, pois, como a concentração dos cristais de hidróxido de cálcio é maior na zona de transição, resulta inevitavelmente que os agregados estejam em contato direto com estes cristais. Ocorrendo a reação pozolânica, os agregados passarão a ter contato também com os hidróxidos de cálcio hidratados, proporcionando, dessa forma, um aumento da aderência entre a pasta e os agregados. A esquematização feita na Figura 4.7 (ALMEIDA, 1990) mostra com detalhes o efeito da reação pozolânica na interface pasta-agregado, ressaltando-se que num estágio maior de maturidade o concreto com sílica ativa apresenta a zona de transição menos porosa, fortalecendo ainda mais a resistência e aumentando sua durabilidade. A simbologia usada na figura 4.9 tem os seguintes significados: agg - agregado, pc - partícula de cimento, CH - hidróxido de cálcio, CSH - silicato de cálcio hidratado, ett - etringita e sa - sílica ativa.

Segundo DAL MOLIN (1995) a reação pozolânica da sílica ativa na transformação do hidróxido de cálcio em silicato de cálcio hidratado é rápida e pouco variável, ao contrário das cinzas volantes, pozolanas naturais e escórias, o que produziria uma estrutura mais resistente e menos permeável, com um período de cura menor.

Há de se destacar que é preciso ficar atento com relação às origens da sílica ativa, pois de acordo com uma ou outra fonte produtora, podem gerar efeitos distintos nas propriedades dos concretos, como por exemplo, na trabalhabilidade e na resistência.

Com relação à sua dosagem nos concretos de alto desempenho, em geral, é adicionada uma quantidade que varia entre 5 a 20% de sílica ativa com relação a massa total de cimento, com algumas restrições a valores superiores a 10 ou 15% (LARRARD e BOULEY et. al apud ALMEIDA, 1990).



- a) zona de transição em concreto sem sílica ativa, estado fresco
- b) zona de transição do mesmo sistema (a), em estado mais avançado
- c) zona de transição em concreto com sílica ativa, estado fresco
- d) zona de transição do mesmo sistema (c), em estado mais avançado

FIGURA 4.7 - COMPORTAMENTO DA ZONA DE TRANSIÇÃO  
EM CONCRETOS COM E SEM SÍLICA ATIVA  
(ALMEIDA, 1990)

#### 4.4.2 Cinzas Volantes e Pozolanas Naturais

Em razão de sua menor utilização, em comparação com a sílica ativa, procurou-se desenvolver neste trabalho um estudo conciso sobre as cinzas volantes e pozolanas naturais, dando maiores explicações sobre o modo como o qual são obtidas

e analisando de forma comparativa (com a sílica ativa) suas características físico-químicas, pozolanicidade, objetivos da aplicação no concreto, dosagem e normalização.

#### 4.4.2.1 Cinzas volantes

As cinzas volantes são subprodutos obtidos a partir da queima de carvão pulverizado nos fornos das centrais termoelétricas, cuja a temperatura normalmente varia entre 1500 a 2000°C. O processo de captação ocorre durante a combustão do carvão, através da filtragem (filtros mecânicos ou eletrostáticos) dos gases de exaustão. São resíduos de granulação muito fina e de fácil combustão.

Uma das principais razões de se adicionar cinzas volantes ao concreto está na diminuição de seu custo pela redução do consumo de cimento. vários autores consideram que com sua adição no concreto, obtém-se: o aumento da trabalhabilidade, diminuição do calor de hidratação, aumento da resistência mecânica em idades iniciais ou finais, ganho de maior durabilidade à ação de agentes agressivos e a obtenção de um maior índice na relação custo/desempenho. Sob o aspecto sanitário, a utilização deste material no concreto sem dúvida nenhuma contribui para a proteção ambiental, pois as cinzas volantes são materiais altamente poluentes da natureza. Sua ação no concreto se assemelha à da sílica ativa, tanto na pasta de cimento quanto na interface pasta agregado.

Os países que mais tem se destacado na investigação de concretos com teores de cinzas volantes são os Estados Unidos, Canadá, Grã-Bretanha e Austrália (ÁLVARES et. al, DUNSTAN e outros apud ISAIA, 1992).

#### **4.4.2.2 Pozolanas naturais**

As pozolanas naturais são materiais de origem vulcânica (obtidas com o resfriamento brusco das lavas) ou sedimentar. Apresentam por sua própria natureza características pozolânicas, não possuem poder aglomerante, contudo, em presença de água e quando finamente divididas, reagem com o hidróxido de cálcio (C-H), na temperatura ambiente, dando origem a compostos com propriedades aglomerantes.

Existem duas maneiras de se introduzir as pozolanas nos concretos. A primeira, adicionando-a ao cimento durante a sua fabricação (cimentos portland pozolânicos - CP IV). A segunda, introduzindo-a diretamente, como adição, na betoneira.

A utilização de pozolanas naturais nos concretos deve-se principalmente à sua ação pozolânica e ao fato de estar ligada à conservação de energia, tendo em vista o altíssimo gasto de energia durante a fabricação do cimento, o que é minimizado pela sua adição.

Na Tabela 4.5 apresentam-se de forma comparativa as diversas características das três adições analisadas.

TABELA 4.5 - ADIÇÕES MINERAIS E SUAS CARACTERÍSTICAS

ADIÇÕES MINERAIS				
		SÍLICA ATIVA	CINZAS VOLANTES	POZOLANAS
Propriedades Físicas	Finura	Partículas esféricas: $d_m = 0,10$ a $0,20 \mu m$ (100 vezes menos que o grão de cimento)	partículas vítreas, de baixa densidade: $d_m = 2$ a $60 \mu m$	material muito fino
	Superfície Específica	Variação em torno de $6$ a $30 m^2/g$	variação ideal: de $0,6$ a $1 m^2/g$	ideal: 2 a 3 vezes superior a do cimento
	Cor	pó geralmente acinzentado	pó normalmente negro acinzentado	-----
Propriedades Químicas		quase sílica pura (83 % mín a 98 % máx)	sílica, alumina, cal e ferro	maior concentração de sílica (43% mín a 89,22% máx)
Pozolanicidade		Dependendo da natureza do material e do processo de determinação: altamente pozolânico, ou de média e baixa pozolanicidade	de acordo com a norma ASTM C311 (ensaios mecânicos em pasta de cimento) → índices relativamente elevados	COUTINHO: através de ensaio químico em pozolana natural de Cabo Verde, obteve resultados positivos de pozolanicidade (% de substituição de cimento superiores a 10 % e a 20 %)
Objetivos da Aplicação no Concreto		<ul style="list-style-type: none"> <li>- reduzir o consumo de cimento;</li> <li>- produzir concretos com alta resistência mecânica;</li> <li>- aumentar a durabilidade do concreto: reação álcali-agregados, carbonatação, penetração de agentes agressivos, etc.</li> <li>- elevar as resistências iniciais;</li> <li>- aprimorar a qualidade do concreto à vista;</li> <li>- aprimorar a coesão do concreto no estado fresco (segregação).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- reduzir o consumo de energia envolvido na sua produção;</li> <li>- reduzir o seu custo;</li> <li>- reduzir a liberação de calor de hidratação (concretagens de grande massa);</li> <li>- produzir concretos com altas resistências (idades mais avançadas);</li> <li>- aumentar a durabilidade: reação álcali-agregados e ataques de sulfatos e cloretos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- aumentar a durabilidade: reação álcali-agregados e a exposição do concreto a agentes agressivos como, a água do mar, os sulfatos e os cloretos;</li> <li>- reduzir o custo;</li> <li>- reduzir o consumo de energia;</li> <li>- diminuir o calor de hidratação.</li> </ul>
Dosagem		5 a 20 % da massa total do cimento	em geral de 10 % da massa de materiais cimentícios	-----
Normalização		Norueguesa:----- Americana: ASTM C311-77/ASTM C618-80	Americana: ASTM C618-87/ASTM C311-87 Britânica: BS 3892	Americana: ASTM C618-87 Britânica: BS 4550: part 2: 1970

## 4.5 ÁGUA

Como foi comentado anteriormente, é bastante limitado na literatura técnica o assunto referente a influência da água na resistência dos concretos.

Sabe-se, no entanto, que a água utilizada no amassamento dos concretos de alta resistência deve ser fresca e isenta de matérias orgânicas e de teores prejudiciais de substâncias estranhas e nocivas, assim como nos concretos ditos normais.

Usualmente, a água destinada ao abastecimento público (potável) é adequada.

## **5 PROPRIEDADES MECÂNICAS**

Apesar de apresentarem diversas semelhanças como material em relação aos concretos usuais (CBD), os concretos de alto desempenho se comportam de forma diferente quando submetidos às solicitações do meio exterior. Assim sendo, a grande maioria dos autores concordam na afirmação de que não se deve utilizar para o CAD os conceitos já consagrados para os concretos convencionais.

O sucesso das futuras aplicações práticas do concreto de alto desempenho depende do conhecimento das suas propriedades e do seu desempenho nos elementos estruturais (FERNANDES, 1992).

Segundo o ACI 363R-92 algumas propriedades do CAD como a relação tensão-deformação, módulo de deformação, resistência à tração e resistência de ligação ou aderência são freqüentemente definidas em função da resistência à compressão uniaxial medida em corpos de prova cilíndricos de 152 x 305 mm. Em geral as expressões desse código são baseadas em dados experimentais obtidos com concretos de resistência à compressão menor que 41 MPa.

Nos itens a seguir procurou-se relacionar as principais propriedades do concreto de alto desempenho, assim como a aplicabilidade das expressões propostas para proceder a adequada utilização desse material.

## 5.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (RELAÇÃO $\sigma \times \epsilon$ )

A resistência à compressão uniaxial é o parâmetro mais comum utilizado para caracterizar o concreto. Segundo a FIP/CEB (1990) a expressão “resistência à compressão” não deve ser relacionada unicamente ao material ou às características de seus componentes (vastamente comentada nos capítulos anteriores), isto é, tal propriedade é sensivelmente influenciada por vários outros parâmetros, tais como: geometria e tamanho dos corpos de prova, idade do material, condições de cura etc.

A resistência à compressão é medida em laboratório através do ensaio de corpos de prova cilíndricos ou cúbicos de diferentes tamanhos. A escolha do espécime adequado varia para cada país. Na Noruega, por exemplo, a resistência característica à compressão é medida através do ensaio de corpos de prova cúbicos com dimensões de 10 x 10 x 10 cm ou cilíndricos de dimensões iguais a 10 x 20 cm ou 15 x 30 cm. No entanto, as classes de concreto regulamentadas pelo Código Norueguês (NS 3473 E, 1992) são baseadas no ensaio de espécimes cúbicos. Na França é habitual o uso de cilindros com dimensões de 16 x 32 cm. Na Alemanha são utilizados cubos de 20 e 15 cm de arestas, sendo os de 15 cm utilizados com maior frequência. Nos EUA é normal o uso de cilindros com dimensões de 15,2 x 30,5 cm ou 10 x 20 cm. No Brasil, por sua vez, é adotada a forma cilíndrica com dimensões de 15 x 30 cm.

De acordo com a FIP/CEB (1990) a tradicional discussão, a favor ou contra o uso de cubos ou cilindros, aplica-se também para concretos de alto desempenho. Todavia, ao citar a construção da plataforma de petróleo “Gulfaks C” (240.000 m<sup>3</sup> de concreto - com resistências médias em torno de 79 MPa obtidas em corpos de prova cúbicos de 10 cm de aresta) e de dois edifícios altos em Seattle (20.000 m<sup>3</sup> de concreto - resistências médias de 115 MPa - corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm), demonstra que com um rigoroso controle de qualidade, é possível obter uma variação de resistência menor do que 5% durante toda a produção. Esta excelente baixa variação reflete tanto em pequenas quantidades de teste quanto para altos graus de reprodutibilidade, para ambos os resultados do cubo e do cilindro.

Como já foi citado, a geometria e a dimensão dos corpos de prova influenciam o valor da resistência à compressão obtido nos ensaios. Para comparação da resistência à compressão entre cubos e cilindros (relação diâmetro/altura = 1/2), o fator de conversão normalmente aplicado em concretos convencionais é de 0,80 sobre a resistência do cubo. Para concretos de alto desempenho este fator se altera de forma constante, dependendo da norma pode variar de 10 a 15 MPa. No Código Norueguês NS 3473E (1992), por exemplo, o fator de conversão de 0,80 pode ser aplicado em concretos com resistências até 50 MPa (em cilindro); acima deste valor é aplicada uma variação constante igual a 11 MPa, Tabela 5.1.

**TABELA 5.1 - FATORES DE CONVERSÃO PROPOSTOS PELA  
NORMA NORUEGUESA (NS 3473E, 1992)**

Resistências Características (MPa)	Classes de Concreto									
	LC15	C25 LC25	C35 LC35	C45 LC45	C55 LC55	C65 LC65	C75 LC75	C85 LC85	C95	C105
Resistência à Compressão no Cubo - $f_{ck}$	15	25	35	45	55	65	75	85		
Resistência à Compressão no Cilindro- $f_{cek}$	12	20	28	36	44	54	64	74	84	94

LC - Classes de Concreto com Agregados Leves

Há de se destacar que, em se tratando de diferentes espécimes e resistências de concreto, não existe um fator de conversão universal que possa se aplicado. Tal afirmação pode ser verificada nos estudos realizados por SMEPLASS (apud FIP/CEB, 1990), Tabela 5.2.

TABELA 5.2 - FATORES DE CONVERSÃO ENTRE A RESISTÊNCIA NO CILINDRO / RESISTÊNCIA NO CUBO PARA DIFERENTES RESISTÊNCIAS E TAMANHOS DE CILINDROS

CUBOS DE 10 CM $f_{ck}$ (MPa)	CILINDROS DE 10x20 cm CILINDRO/CUBO	CILINDROS DE 15x30 cm CILINDRO/CUBO
66,30	0,73	0,75
79,70	0,73	-
97,00	0,77	0,77
115,40	0,82	0,83

Definido um critério para determinação da resistência à compressão nos concretos de alto desempenho, percebe-se através do diagrama mostrado na Figura 5.1 que a curva tensão-deformação tem uma forma dependente da resistência. Para concretos de alto desempenho o aspecto da parte ascendente da curva é mais linear e íngreme, onde a deformação correspondente a tensão máxima é relativamente alta. Segundo a grande maioria dos autores, esta deformação para concretos de desempenho usual é da ordem de 2 ‰ e para concretos de alto desempenho é de 3 ‰.

A deformação correspondente à ruptura é bem menor no CAD que no concreto de baixo desempenho. Nos concretos de alto desempenho em geral não ultrapassa o 3,2 ‰, podendo excepcionalmente ir até 4 ‰. Já nos concretos usuais esse valor vai até 5 ‰, quase como uma regra geral (AMARAL FILHO, 1989).

O declive da parte descendente torna-se acentuado para os CAD, o que para alguns é um indicativo do aumento de sua fragilidade.

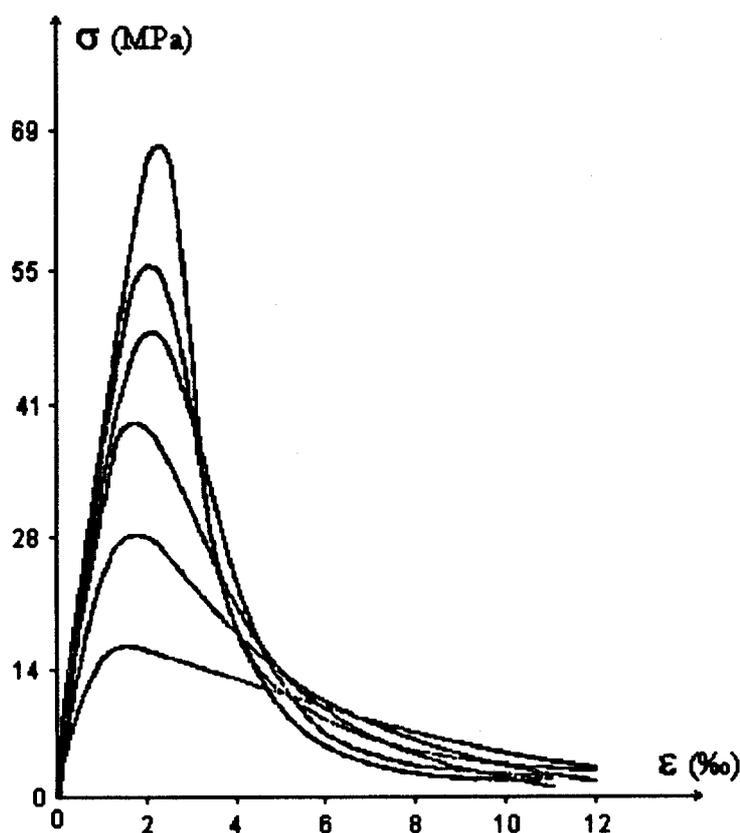


FIGURA 5.1 - CURVAS TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA RESISTÊNCIA NORMAL, MÉDIA E ALTA (ACI 363R - 92)

Com relação à ductilidade, a falta de orientação para o projeto de estruturas com CAD realmente tem proporcionado alguns obstáculos para o uso crescente deste material. Contudo, segundo SHEHATA et al. (1993) “a ductilidade de uma estrutura depende não só da ductilidade do material ou materiais de que é constituída, mas também de vários outros fatores. Não é correto assumir que ao se utilizar em uma estrutura um concreto de alto desempenho, que tem comportamento mais frágil que um concreto de baixo desempenho, ter-se-á necessariamente uma estrutura com comportamento mais frágil”.

Vários autores sustentam a afirmação de que nada tem a ver a ruptura frágil do material concreto com a ductilidade da estrutura com ele feita. Dentre eles podem

ser citados: NILSON, SELLEVOLD, LARRARD, NIELSEN, HOLLAND e HELLAND, apud AMARAL FILHO, 1990).

É preciso saber que um concreto frágil não significa necessariamente uma construção frágil; tudo depende do projeto estrutural e da armadura. Isto é brilhantemente colocado pelo conceituado pesquisador norueguês STEINAR HELLAND: “Este comportamento frágil do CAD não armado, freqüentemente espanta os projetistas que temem um modo semelhante de ruptura em suas construções. Isto não é correto. A questão da fragilidade é fundamentalmente uma questão de *sub ou superarmação das seções*, da mesma maneira que para o concreto armado ordinário”.

Em se tratando do diagrama tensão-deformação utilizado para o cálculo de peças no estado limite último, somente um número limitado de normas ou códigos internacionais apresentam documentos com especificações para concretos de resistência característica à compressão acima de 60 MPa, podendo-se destacar:

a) FIP/CEB Código Modelo MC90

O diagrama tensão-deformação é assumido de ter a forma mostrada esquematicamente na Figura 5.2.

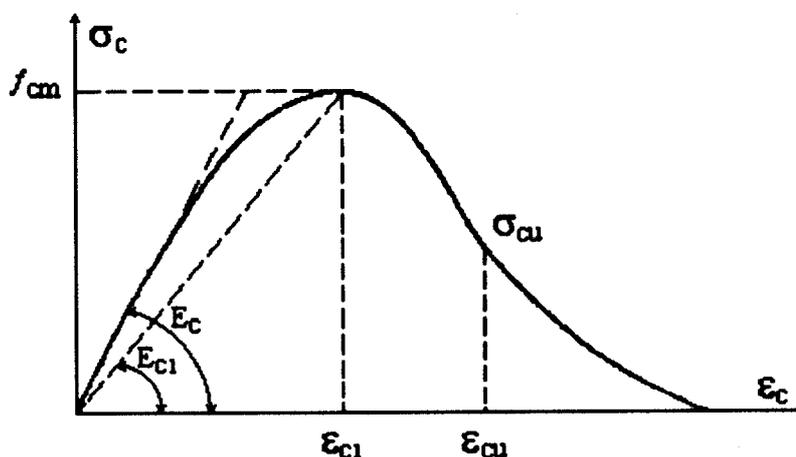


FIGURA 5.2 - DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO PARA  
COMPRESSÃO UNIAXIAL (FIP / CEB - 1990)

Os valores para o módulo de deformação longitudinal do concreto<sup>1</sup> ( $E_c$ ), aos 28 dias, e do módulo secante ( $E_{c1}$ ), originados a partir da tensão máxima referente ao valor médio da resistência à compressão no cilindro ( $f_{cm}$ ), assim como da deformação última ( $\epsilon_{cu}$ ) são dados na Tabela 5.3, enquanto que a deformação correspondente a tensão máxima ( $\epsilon_{c1}$ ) é fixada para  $\epsilon_{c1} = - 2,2 \text{ ‰}$ .

TABELA 5.3 - VALORES DE  $E_c$ ,  $E_{c1}$  e  $\epsilon_{c1}$  PARA VÁRIAS CLASSES DE CONCRETO

CLASSES DE CONCRETO	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
$E_c (10^3 \text{ MPa})$	27,0	30,5	33,5	36,5	38,5	41,0	42,5	44,5
$E_{c1} (10^3 \text{ MPa})$	9,0	12,5	17,5	22,0	26,5	31,0	35,5	40,5
$\epsilon_{cu} (\text{‰})$	-5,0	-4,3	-3,6	-3,3	-3,0	-2,8	-2,6	-2,4

b) Código Norueguês NS 3473E, 1992

O tradicional diagrama parábola-retângulo pode ser usado para concretos de densidade normal com resistência no cubo  $f_{ck} \leq 55 \text{ MPa}$  (resistência no cilindro  $f_{cck} = 44 \text{ MPa}$ ), enquanto o diagrama bilinear é usado para concretos com agregados leves LC15 - LC45.

O diagrama tensão-deformação para concretos de alto desempenho, de densidade normal ou leve, é mostrado esquematicamente na Figura 5.3. Para

<sup>1</sup> Assuntos referentes ao estudo do Módulo de Deformação Longitudinal, para qualquer norma, serão vistos detalhadamente no item 5.3.

concretos com resistência no cubo  $f_{ck} \leq 85$  MPa, as seguintes recomendações para determinação de  $E_{cn}$ <sup>2</sup> e  $\epsilon_{co}$  são efetuadas:

$$E_{cn} = 10000 \cdot (f_{cn})^{0,3} \quad (\text{MPa}) \quad (5.1)$$

$$\epsilon_{cn} = -f_{cn} / E_{cn} \quad (5.2)$$

$$\epsilon_{co} = - (1,9 + 0,004 \cdot f_{cn}) \cdot 10^{-3} \quad (5.3)$$

$$\epsilon_{cu} = (2,5 \cdot m - 1,5) \cdot \epsilon_{cn} \quad m = \epsilon_{co} / \epsilon_{cn} \quad (5.4)$$

sendo:

$f_{cn}$  = resistência à compressão do concreto na estrutura.

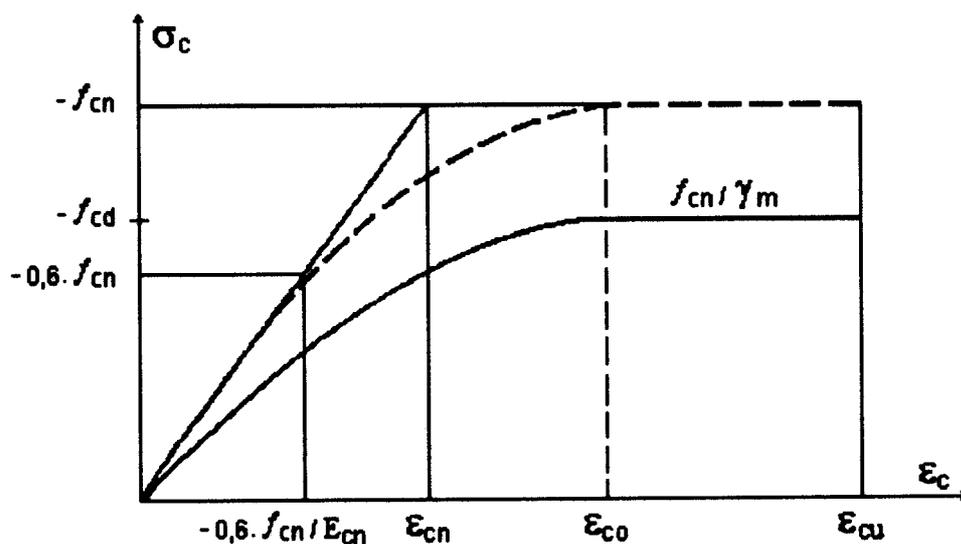


FIGURA 5.3 - DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO SEGUNDO A NS 3473E / 1992

<sup>2</sup> idem 1

Para concretos de densidade normal com resistência  $f_{ck} > 85$  MPa e todos os concretos leves, os valores correspondentes para  $E_{ca}$  e  $\epsilon_{co}$  devem ser determinados por teste.

## 5.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Em geral, apesar da resistência à tração ser negligenciada para o cálculo das armaduras de estruturas de concreto, ela é uma importante propriedade no desenvolvimento da fissuração e, portanto, para previsão de deformação e durabilidade do concreto. Outras características, como aderência, comprimento de ancoragem da armadura e contribuição do concreto para maior capacidade de torção e cisalhamento, estão relacionadas à resistência à tração do concreto.

Nos projetos estruturais geralmente são utilizadas duas variantes da resistência à tração, com valores obtidos em ensaios de corpos de prova comprimidos diametralmente (segundo a NBR 7222 (1982) tal ensaio consiste na compressão da geratriz do cilindro de concreto, podendo o mesmo ser utilizado para corpos de prova cúbicos) ou com valores obtidos pelo ensaio de vigas de concreto simples em flexão simples (segundo as recomendações da Norma Brasileira NBR 12142 (1994), este ensaio consiste em aplicar uma carga concentrada em uma viga padronizada de concreto. A carga pode ser aplicada no centro do vão ou nos terços médios).

Assim como no ensaio à compressão do concreto, os valores obtidos pelos diferentes ensaios à tração também dependem, evidentemente, do tamanho e forma dos corpos de prova.

A resistência à tração em geral aumenta com o incremento da resistência à compressão, todavia, este aumento não é diretamente proporcional a resistência à compressão. De acordo com DAL MOLIN (1995) a resistência à compressão do CAD apresenta uma taxa de crescimento alta para idades iniciais, se comparada à do

concreto ordinário, verificando-se esta mesma tendência para a resistência à tração.

Na ausência de resultados experimentais, podem ser usadas expressões empíricas relacionando a resistência à tração com a resistência à compressão, apresentadas por diversos autores e normas.

a) Código Norueguês NS 3473 - 89

A resistência à tração direta é usada no lugar da resistência à tração por fendilhamento (compressão diametral) como uma base para a propriedade do concreto à tração, podendo a mesma ser calculada como 2/3 da resistência à tração por fendilhamento. A expressão mais aproximada usada para o cálculo da resistência à tração direta é dada como:

$$f_{tk} = 0,3 \cdot f_{ck}^{0,6} \quad (\text{MPa}) \quad (5.5)$$

sendo:

$f_{ck}$  = valor característico da resistência à compressão referida a cubos de 10 x 10 x 10 cm, aos 28 dias;

$f_{tk}$  = valor característico da resistência à tração direta, válida para  $25 \leq f_{ck} \leq 85$  MPa.

Os valores da resistência característica  $f_{tk}$  obtidas em (5.5) são assumidos para incrementar continuamente com a classe do concreto ( $f_{ck}$ ) e são usadas para determinação da armadura mínima. Os valores das resistências à tração, referentes às classes de concreto especificados pela NS 3473/89 (1989), são dados na tabela 5.4.

TABELA 5.4 - PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO  
(NS 3473, 1989)

Resistências Características (MPa)	Classes de Concreto									
	LC15	C25 LC25	C35 LC35	C45 LC45	C55 LC55	C65 LC65	C75 LC75	C85 LC85	C95	C105
Resistência à Compressão no Cubo - $f_{ck}$	15	25	35	45	55	65	75	85		
Resistência à Compressão no Cilindro - $f_{cck}$	12	20	28	36	44	54	64	74	84	94
Resistência à Compressão na Estrutura <sup>3</sup> - $f_{cm}$	11,2	16,8	22,4	28,0	33,6	39,2	44,8	50,4	56,0	61,6
Resistência à Tração - $f_{tk}$	1,55	2,10	2,55	2,95	3,30	3,65	4,00	4,30	4,60	4,90
Resistência à Tração na Estrutura - $f_{tm}$	1,00	1,40	1,70	2,00	2,25	2,50	2,60	2,70	2,70	2,70

Pelo código norueguês a expressão para  $f_{td}$ , utilizada para verificação do cisalhamento e aderência, é baseada na chamada “resistência nominal à tração do concreto na estrutura”, ou simplesmente, resistência à tração in loco.

$$f_{td} = \frac{f_{tm}}{\gamma_m} \quad (\text{MPa}) \quad (5.6)$$

sendo:

$f_{tm}$  = resistência à tração in loco;

<sup>3</sup> O estudo referente à resistência à compressão na estrutura ( $f_{cm}$ ) será abordado no capítulo 6, que trata das aplicações.

$\gamma_m$  = coeficiente de minoração da resistência do material  
( $\gamma_m = 1,40$ );

$f_{td}$  = resistência de projeto do concreto à tração.

A resistência à tração  $f_{tm}$  não é incrementada para resistências à compressão no cubo maiores que 85 MPa.

b) FIP/CEB Código Modelo MC90

A resistência à tração, determinada de acordo com a RILEM CPC7, é relacionada ao valor médio da resistência à tração axial, apresentada da seguinte forma:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ (MPa)} \quad (5.7)$$

onde:

$f_{ck}$  = valor característico da resistência à compressão referida a corpos de prova cilíndricos de 15 x 30 cm;

$f_{ctm}$  = valor médio da resistência à tração axial, que pode ser calculada também a partir da resistência média à tração por compressão diametral ( $f_{ctm, D}$ ), segundo a expressão:

$$f_{ctm} = 0,90 \cdot f_{ctm, D}$$

Na Tabela 5.5 são mostrados os valores de  $f_{ctm}$  para várias classes de concreto, assim como os valores inferior e superior da resistência característica à tração.

**TABELA 5.5 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARA VÁRIAS CLASSES DE CONCRETO DE DENSIDADE NORMAL (MPa)**

<b>CLASSES DE CONCRETO</b>	<b>C12</b>	<b>C20</b>	<b>C30</b>	<b>C40</b>	<b>C50</b>	<b>C60</b>	<b>C70</b>	<b>C80</b>
$f_{ck}$	12	20	30	40	50	60	70	80
$f_{ctm}$	1,6	2,2	2,9	3,5	4,1	4,6	5,1	5,6
$f_{ctk} (0,05)$	1,1	1,5	2,0	2,5	2,9	3,2	3,6	3,9
$f_{ctk} (0,95)$	2,0	2,9	3,8	4,6	5,3	6,0	6,6	7,3

c) ACI 363R - 92

Estudos realizados por DEWAR (1964), referidos pelo ACI Committee 363R (1992), mostram que para concretos de resistência à compressão baixa, a resistência à tração por compressão diametral pode ser alta, em torno de 10 % da resistência à compressão, mas para resistências elevadas, a resistência à tração é reduzida para valores em torno de 5 % de  $f_{ck}$  (estudo realizado para concretos com resistência à compressão até 83,79 MPa, aos 28 dias)

No mesmo código são reportados também os estudos realizados por CARRASQUILLO, NILSON e SLATE (1981), cujos resultados mostram que a resistência à tração indireta (compressão diametral), medida em corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm, não apresenta variação substancial em relação aos limites usuais, embora, com o aumento da resistência à compressão, estes valores tendam a cair, comprovando os resultados obtidos por DEWAR (1964) e outros.

A expressão aproximada para prognosticar a resistência à tração por compressão diametral de concretos de densidade normal, válida para  $21 \leq f_{ck} \leq 83$  MPa, é recomendada como sendo:

$$f_{ct,D} = 0,54 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{MPa}) \quad (5.8)$$

onde:

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão referida a corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm.

d) Norma Brasileira NBR 6118

A Norma Brasileira NBR 6118 (1982), que ainda não foi ajustada para incorporar concretos de alto desempenho, propõe a seguinte expressão para concretos com resistências superiores a 18 MPa:

$$f_{tk} = 0,06 \cdot f_{ck} + 0,7 \quad (\text{MPa}) \quad (5.9)$$

### 5.3 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL

Segundo a FIP/CEB (1990) o módulo de deformação longitudinal dos concretos está intimamente ligado às propriedades da pasta de cimento, à rigidez dos agregados selecionados e ao método utilizado para a sua determinação.

Para ALMEIDA (1990) o módulo de deformação longitudinal dos concretos é afetado pelos mesmos fatores que influenciam a resistência à compressão. Segundo o autor, baseado nos resultados de várias pesquisas, algumas características são assumidas de ter importância superior, tais como:

- quanto maior o volume, a máxima dimensão e o módulo de deformação do agregado graúdo, maior o módulo de deformação longitudinal do concreto com ele fabricado;

- quanto maior a porosidade e a relação água/cimento do concreto, menor o seu módulo de deformação longitudinal;
- a aderência pasta-agregado exerce um papel importante na grandeza do módulo de deformação longitudinal dos concretos;
- o módulo de deformação longitudinal varia proporcionalmente com a resistência à compressão dos concretos.

Tendo em vista os fatores anteriormente apresentados, é evidente que em virtude da maior rigidez tanto da pasta de cimento como da interface pasta-agregado, e ainda, do retardamento da microfissuração interna nos concretos de alto desempenho, o seu módulo de deformação apresenta valores superiores ao do concreto ordinário. Entretanto, segundo vários autores, este aumento não se dá com a mesma intensidade de elevação da resistência à compressão.

Segundo a Normalização Brasileira, o módulo de deformação longitudinal é obtido através do diagrama tensão-deformação do concreto, sob carregamento estático, à compressão simples, em corpos de prova cilíndricos. A partir da curva tensão-deformação são definidos os módulos tangente e secante. O módulo tangente corresponde ao coeficiente angular da reta tangente à curva na sua origem, tomando como válida a expressão  $\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c$  (lei de Hooke). O módulo secante equivale ao coeficiente angular da reta secante à curva na sua origem, passando pelo ponto correspondente à tensão  $\sigma_c = 0,4 \cdot f_c$ .

Há de se destacar que, obtido o diagrama tensão-deformação, a determinação do módulo de deformação não obedece uma regra geral, isto é, seu estudo depende da definição específica de cada normalização. A FIP/CEB (1990), por exemplo, define o módulo de deformação secante como o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação do concreto, para compressão uniaxial, passando pelos pontos correspondentes à origem do diagrama e ao que define a resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ), como pode ser verificado na Figura 5.2 (anteriormente apresentada).

Na falta de resultados experimentais, a maioria das normas para projeto de estruturas de concreto relacionam o módulo de deformação longitudinal com a resistência à compressão, cuja validade tem sido comprovada para concretos convencionais. Todavia, ao se elevar a resistência à compressão para valores superiores a 50 MPa, a grande maioria dos pesquisadores concordam que o uso dessas expressões fornecerá valores um tanto distantes dos reais, ou seja, com tendência a superestimar os valores calculados de módulo de deformação (CARRAQUILLO et al., GUTIÉRREZ, ACI 363, FIP/CEB, e outros, apud DAL MOLIM, 1995).

Inúmeras fórmulas foram propostas para calcular o módulo de deformação longitudinal. Segundo as normalizações atuais, o seu valor pode ser estimado da seguinte forma:

a) Código Norueguês NS 3473E, 1992

Segundo o código norueguês, cálculos no estado limite de utilização devem ser executados usando o módulo característico de deformação longitudinal ( $E_{ck}$ ) para cargas de curto-prazo, cuja expressão, definida a seguir, é válida para  $25 \leq f_{ck} \leq 85$  MPa (em cubos) ou  $20 \leq f_{ck} \leq 94$  MPa (em cilindros):

$$E_{ck} = 9500 \cdot (f_{ck})^{0,3} \quad (\text{MPa}) \quad (5.10)$$

onde:

$f_{ck}$  = valor característico da resistência à compressão referida a cilindros, aos 28 dias.

Para os cálculos efetuados no estado limite último, deve ser usado o módulo de deformação do concreto ( $E_{cn}$ ), já visto no item 5.1, letra b.

**b) FIP/CEB Código Modelo MC90**

A expressão utilizada para estimar os valores do módulo de deformação longitudinal (concretos de densidade normal), válida para  $12 \leq f_{ck} \leq 80$  MPa medido em corpos de prova cilíndricos de 15 x 30 cm, é fornecida da seguinte forma:

$$E_c = 10^4 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad (5.11)$$

onde:

$f_{ck}$  = valor característico da resistência à compressão, aos 28 dias.

Para análise elástica de estruturas de concreto deve ser usado o módulo de deformação secante ( $E_{cs}$ ). De maneira aproximada é considerado igual a 85 % de  $E_c$ , ou seja:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_c = 8500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad (5.12)$$

**c) ACI 318 - 89**

A expressão proposta pelo ACI 318 para concretos de densidade normal, dada a seguir, superestima o módulo de deformação longitudinal para resistências à compressão acima de 41 MPa, sendo:

$$E_c = 4730 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{MPa}) \quad (5.13)$$

CARRASQUILLO, NILSON e SLATE (1981), baseados na expressão proposta pelo ACI e nos valores obtidos para o módulo de deformação do concreto em corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm, testados à compressão uniaxial na Universidade de Cornell (EUA) apresentam como adequada para os concretos com  $21 \leq f_c \leq 83$  MPa a expressão:

$$E_c = 3320.\sqrt{f_{ct}} + 6900 \text{ (MPa)} \quad (5.14)$$

d) Norma Brasileira NBR 6118

A Norma Brasileira NBR 6118 (1982) que, como já foi dito anteriormente, ainda não foi ajustada para incorporar concretos de alto desempenho, sugere as seguintes expressões para previsão dos módulos de deformação tangente e secante:

- módulo de deformação tangente na origem

$$E_c = 6600.\sqrt{f_{ct} + 3,5} \text{ (MPa)} \quad (5.15)$$

- módulo de deformação longitudinal secante, para análise elástico-linear, no caso de ações de curta duração

$$E_{cs} = 0,9.E_c = 5940.\sqrt{f_{ct} + 3,5} \text{ (MPa)} \quad (5.16)$$

Na Tabela 5.6 são apresentados os valores do módulo de deformação longitudinal do concreto obtidos com as diferentes expressões propostas. Há de se destacar que a variação de resistência à compressão escolhida (30 a 80 MPa), satisfaz

os limites de validade estabelecidos pelos códigos de acordo com suas expressões, sendo os valores de  $f_{ck}$  referidos a cilindros.

TABELA 5.6 - VALORES COMPARATIVOS DOS MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL DO CONCRETO

$f_{ck}$ (MPa)	NBR - 6118 (1982)		NS 3473E (1992)	FIP/CEB MC90 (1990)		ACI 318 (1989)	CARRASQUILLO (1981)
	$E_c$ 10 <sup>3</sup> MPa	$E_{cs}$ 10 <sup>3</sup> Mpa	$E_c$ 10 <sup>3</sup> MPa	$E_c$ 10 <sup>3</sup> MPa	$E_{cs}$ 10 <sup>3</sup> Mpa	$E_c$ 10 <sup>3</sup> MPa	$E_c$ 10 <sup>3</sup> MPa
30	38,2	34,4	25,9	33,6	28,6	25,9	25,1
40	43,5	39,2	28,0	36,3	30,9	29,9	27,9
50	48,3	43,5	29,7	38,7	32,9	33,4	30,4
60	52,6	47,3	30,8	40,8	34,7	36,6	32,6
70	56,6	50,9	32,0	42,7	36,3	39,6	34,7
80	60,3	54,3	33,0	44,5	37,8	42,3	36,6

Analisando os dados da Tabela 5.6, verifica-se que nos concretos de alto desempenho (resistência à compressão acima de 41 MPa) os menores valores para o módulo de deformação longitudinal do concreto são obtidos nas expressões propostas pelo Código Norueguês NS 3473E (1992).

As expressões que mais superestimam o valor do módulo de deformação são aquelas propostas pelas normas FIP/CEB MC90 e ACI 318-89. Evidentemente que os resultados apresentados pela NBR-6118 não podem ser considerados para efeito de

comparação, pois a mesma precisa ser ajustada para incorporar concretos de elevadas resistências.

O gráfico da Figura 5.4 mostra de maneira ilustrada os resultados apresentados na Tabela 5.6.

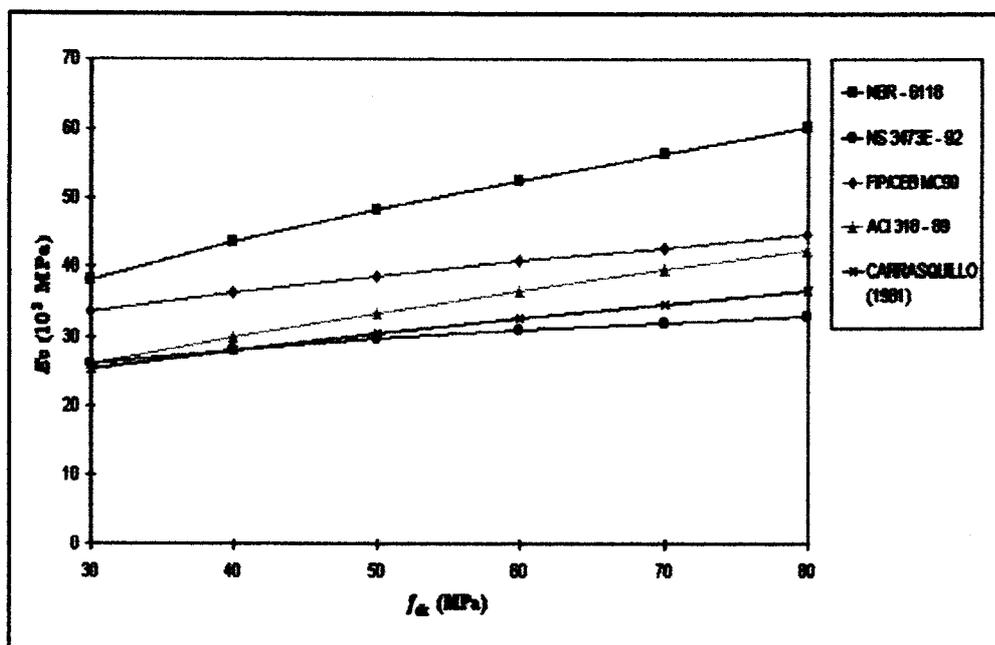


FIGURA 5.4 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL X RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

## 5.4 COEFICIENTE DE POISSON

O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), que relaciona as deformações transversais com as longitudinais, para os concretos de baixo desempenho, varia geralmente entre 0,15 e 0,23, embora se conheça mal a influência das propriedades do concreto nesta

variação (MEHTA, JERATH e YAMANE, NEVILLE e BROOKS, MINDESS, apud ALMEIDA, 1990).

Segundo MEHTA e MONTEIRO (1993) não há evidências suficientes que possam relacionar o coeficiente de Poisson a algumas características do concreto, como por exemplo: a relação água/cimento, idade do material e composição dos agregados.

Dados experimentais mostram que para concretos de alto desempenho os valores do coeficiente de Poisson são geralmente menores que os obtidos em concretos usuais, todavia, esta questão ainda é bastante controversa no meio técnico. As investigações com dados experimentais sobre o assunto são muito limitadas.

CARRASQUILLO et al. (1981) apresenta valores para o coeficiente de Poisson de concretos de alto desempenho com agregados leves, tendo resistência à compressão até 73 MPa (aos 28 dias), em torno de 0,20, independente da resistência à compressão, idade e teor de umidade da mistura.

Em contrapartida, PERENCHIO e KLIEGER (apud ACI 363R, 1992) citam valores para o coeficiente de Poisson em concretos de alto desempenho (densidade normal e com resistência à compressão variando entre 55 a 80 MPa), em torno de 0,20 a 0,28. Em suas conclusões está o fato de que o coeficiente de Poisson tende a decrescer com o incremento da relação água/cimento (o que não é sustentado por outros autores).

Investigações feitas por AHMAD et al. (apud FIP/CEB, 1990) conduzem a conclusões de que, no regime elástico, o coeficiente de Poisson para concretos de alto desempenho parece ser comparável ao limite esperado para valores obtidos nos concretos de baixo desempenho. No regime inelástico, o incremento relativo da deformação lateral é menor para os CAD, devido a menor microfissuração da pasta de cimento hidratada e da zona de transição, ocasionando a redução do valor de  $\nu$ .

## 5.5 FLUÊNCIA

A fluência ou deformação lenta dos concretos, dependendo da situação, pode apresentar resultados bons ou maléficos à estrutura. Quando prevista corretamente e adequadamente avaliada em um projeto, a fluência poderá permitir uma melhor distribuição de tensões nas estruturas de concreto armado, aprimorando sua qualidade global. Em contrapartida, em elementos protendidos, quando as deformações e flechas causadas pela fluência ultrapassam determinados limites, o resultado poderá ser a necessidade de reparos (geralmente caros) devido à maior fissuração e às perdas significativas de protensão (COLLINS, NEVILLE e BROOKS, NGAB et al., apud ALMEIDA, 1990).

Vários experimentos têm indicado um coeficiente de fluência menor para concretos de alto desempenho. Segundo AMARAL FILHO (1989) inúmeras causas podem estar relacionadas, tais como: melhor qualidade da argamassa, melhor seleção dos agregados, reduzida ou quase nula microfissuração, influência dos aditivos, baixo fator água/cimento (em consequência menos água intersticial), menos poros capilares e, talvez, outras causas mais. Para o citado autor esta propriedade é preciosa em estruturas de concreto de alto desempenho protendidas, pois diminui a perda por deformação lenta.

Ensaio de fluência realizados pela SINTEF FCB (apud FIP/CEB, 1990) mostram resultados de coeficiente de fluência 25 % menores em concretos de alto desempenho ( $f_c = 80$  MPa) quando comparados a concretos de baixo desempenho. As relações coeficiente de fluência versus tempo para esses ensaios são mostradas no gráfico da Figura 5.5. Há de se destacar que a carga permanente aplicada nos ensaios apresentava valores de 30 a 50 % da carga última.

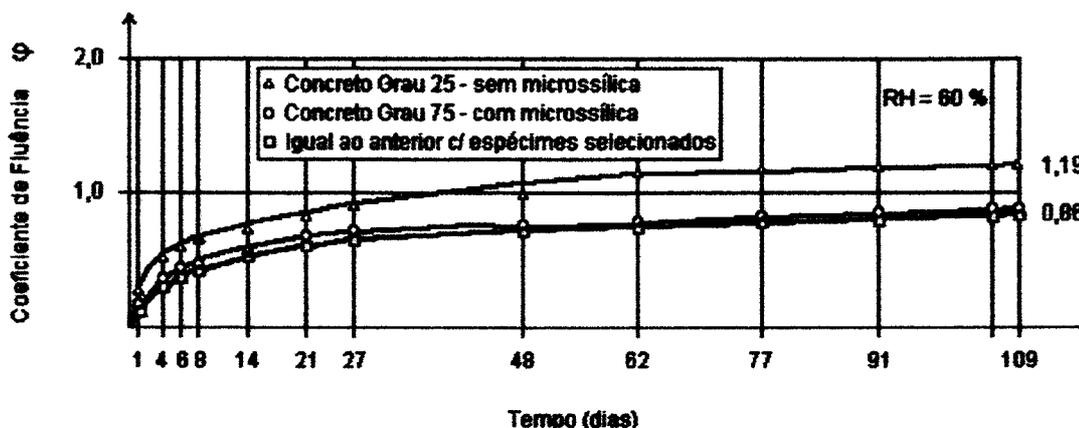


FIGURA 5.5 - COEFICIENTES DE FLUÊNCIA PARA CONCRETOS DE ALTO E BAIXO DESEMPENHO (FIP/CEB, 1990)

NGAB et al. (apud ALMEIDA, 1990) ao analisarem o comportamento de concretos com resistências à compressão variando entre 30 e 70 MPa, submetidos a carregamento permanente, observaram que, após 60 dias de carga, o coeficiente de fluência dos concretos de alto desempenho apresentava valores em torno de 20 a 25 % da dos concretos usuais.

Para ALMEIDA (1990) um dos mecanismos que parece influenciar mais a fluência dos CAD que dos concretos correntes é o grau de hidratação do cimento. Segundo esse autor, a fluência parece estar também relacionada com a contração, pois, em geral, os concretos que apresentam grandes contrações são também os que exibem maiores fluências, embora ambas estejam relacionadas a mecanismos diferentes.

De acordo com a NS 3473E (1992) as propriedades de fluência e contração do concreto dependem da umidade relativa e temperatura do ar circundante, das dimensões do elemento estrutural e da composição do concreto. A fluência é, além disso, dependente do nível de tensão, do período de carregamento e da maturidade do concreto quando a carga é aplicada.

Para efeitos de cálculo a referida norma introduz o coeficiente de fluência  $\varphi(t, t_0)$  como uma medida do acréscimo de deformação devido ao carregamento ao longo do tempo, sendo a deformação de fluência ( $\epsilon_{cc}(t)$ ) definida como:

$$\epsilon_{cc}(t) = \frac{\sigma_c}{E_{ct}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (5.17)$$

onde:

$\sigma_c$  = tensão constante no concreto agindo na época  $t_0$ ;

$E_{ct}$  = módulo característico de deformação longitudinal do concreto, correspondente à resistência de 28 dias.

## 5.6 EFEITO RÜSCH

Segundo AMARAL FILHO (1989), provavelmente devido ao fenômeno das microfissuras diferentes, o efeito Rüsç é bem mais favorável nos CAD.

A menor microfissuração e, como consequência, a menor fluência, permitem que peças de concreto de alto desempenho rompam, sob carga de longa duração, com tensões de 85 a 90 % da tensão de ruptura no ensaio de curta duração, o que pode ser verificado nos gráficos obtidos por NILSON (apud AMARAL FILHO, 1989) na Universidade de Cornell (EUA), Figura 5.6.

O favorecimento do efeito Rüsç nos concretos de alto desempenho pode ser de grande importância para a segurança de estruturas com predominância expressiva de carregamento permanente (AGOSTINI, 1992), sendo também de grande importância para projetos de estruturas protendidas.

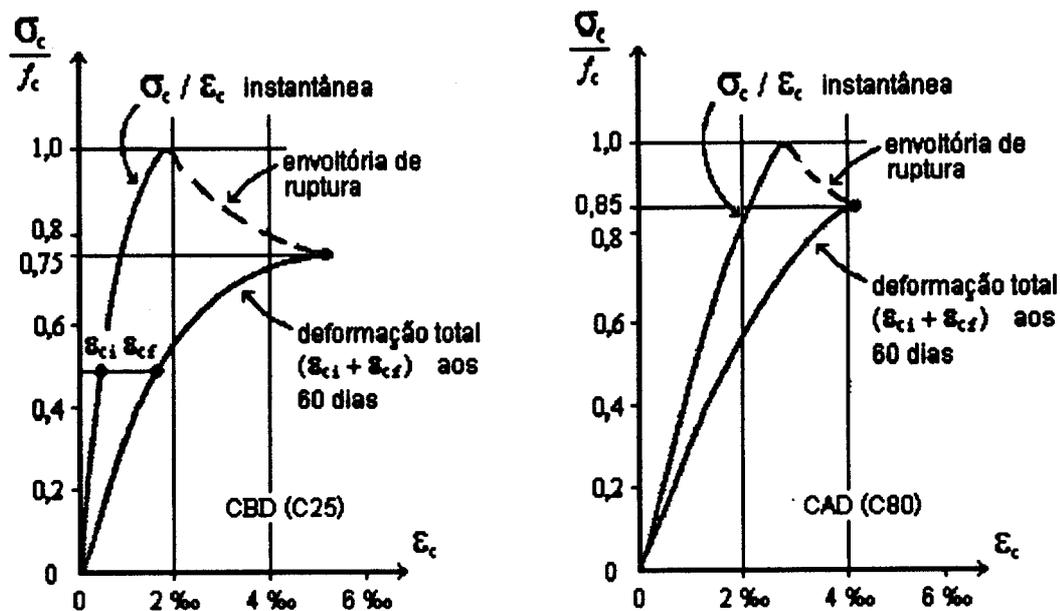


FIGURA 5.6 - RESISTÊNCIA SOB CARGA PERMANENTE  
DE CBD E CAD (AMARAL FILHO, 1989)

## 6 APLICAÇÃO NUMÉRICA

Tendo em vista a complementação dos objetivos propostos, o presente capítulo tratará do dimensionamento de uma viga de uma mesma estrutura, executada tanto com concreto de baixo como de alto desempenho, com resistências de 18 MPa e de 54 MPa, respectivamente.

Para proceder uma realística comparação técnico-econômica em relação à utilização dos dois concretos, a viga utilizada foi escolhida da forma do pavimento-tipo do Edifício Residencial Vitória Régia (PRADO, 1995), construído na cidade de São Carlos (SP), cujo projeto estrutural foi elaborado pelo ESCRITÓRIO TÉCNICO JOSÉ ROBERTO L. ANDRADE S/C LTDA.

Cabe salientar que em geral as normas de cálculo hoje existentes, salvo por exemplo a norma norueguesa, não fazem menção às características próprias do concreto de alto desempenho e muito menos aos casos em que as recomendações de cálculo não se aplicam ao CAD. Assim sendo, de acordo com a classe do concreto, foram utilizadas as seguintes normas de cálculo para o dimensionamento das vigas:

- CBD (18 MPa): ABNT/1982 NBR-6118, 1982.
- CAD (54 MPa-resistência no cilindro): Norma Norueguesa NS 3473E, 1992.

Para ambas as normas a verificação dos esforços será baseada no estado limite último (de ruína), sendo a capacidade dos materiais avaliada por cálculo baseado nas propriedades de deformação e resistência de projeto.

O projeto para o estado limite último incluirá os cálculos de flexão, cisalhamento e ancoragem (de maior ocorrência em vigas de edifícios).

## 6.1 DESCRIÇÃO DO ELEMENTO ESTRUTURAL UTILIZADO COMO EXEMPLO

Refere-se à viga de dois vãos VT09, localizada na planta de forma do pavimento tipo do Edifício Residencial Vitória Régia (PRADO, 1995), Figura 6.1.

É preciso salientar que algumas modificações foram realizadas em relação às seções de algumas vigas do projeto original, de modo a reduzir tais seções, tendo em vista as mesmas passarem com relativa folga no dimensionamento prescrito pela NBR 6118 (1982).

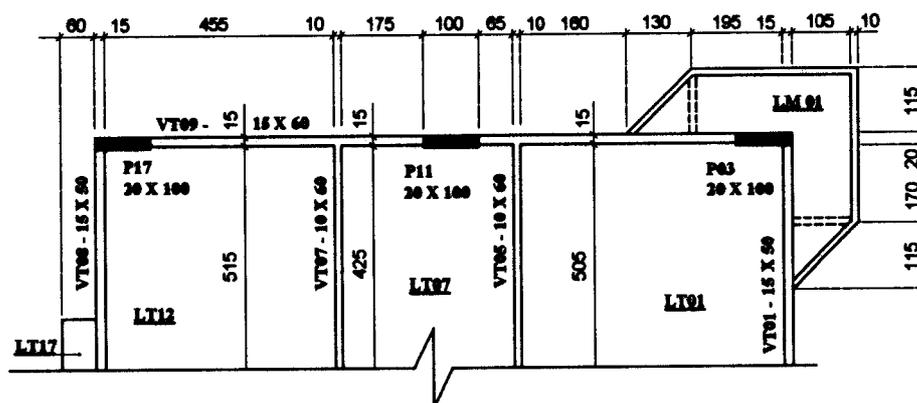


FIGURA 6.1 - FORMA DO PAVIMENTO-TIPO (PRADO, 1995)

Dimensões em centímetros

## **6.2 MODELO UTILIZADO PARA DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS**

Há de se destacar que foi admitido comportamento elástico linear para os materiais (linearidade física) e estrutura equilibrada na posição indeformada (linearidade geométrica), comumente chamado de modelo linear, o que corresponde ao cálculo dos esforços solicitantes sem a consideração da fissuração. Segundo PRADO (1995) essa condição não prejudica a segurança à ruína, ou seja, há uma capacidade de acomodação da estrutura, o que resulta numa redistribuição de esforços, de modo a compensar a diferença em relação aos esforços solicitantes mais próximos dos reais, calculados com a consideração da fissuração.

Existem vários modelos utilizados para a determinação dos esforços solicitantes em vigas (elementos lineares onde a flexão é preponderante). Dentre os mais utilizados está o permitido pela NBR 6118 (1982), que trata as vigas isoladamente (modelo de viga contínua), adotado neste trabalho.

Segundo a NBR 6118 (1982) pode-se considerar as vigas contínuas de edifícios sem ligações rígidas com os apoios, entretanto, há de se levar em conta o engastamento parcial nos pilares das extremidades (quando houver) e outros itens pertinentes da NBR 6118 (1982), os quais serão devidamente descritos ao passo que os cálculos forem efetuados.

## **6.3 CÁLCULO PARA CONCRETO C18**

Neste item serão mostrados de forma clara e sucinta os passos efetuados para o dimensionamento da viga de acordo com as prescrições da NBR 6118. Os

resultados obtidos de consumo de concreto, armadura e fôrmas serão apresentados no item 6.5, referente ao consumo de material.

### 6.3.1 Ações Consideradas

As ações verticais de serviço ( $g + q$ ), excluindo o peso-próprio, foram obtidas a partir do estudo realizado por PRADO (1995) para o Edifício Residencial Vitória Régia.

O cálculo do peso-próprio leva em consideração o peso específico do concreto ( $\delta_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ) e seção transversal da viga (conforme mostrado na Figura 6.1), sendo obtido pela expressão:

$$g_P = \delta_c \cdot h \cdot b_w \text{ (kN/m)} \quad (6.1)$$

Dessa forma, o carregamento total nas vigas será:

$$p = g_P + (g + q) \quad (6.2)$$

Para simplificar a determinação das envoltórias de cálculo para os momentos fletores, basta geralmente considerar o carregamento de projeto, que é dado por:

$$p_d = \gamma \cdot p \quad (6.3)$$

sendo:

$$\gamma_f = \text{coeficiente de segurança } (\gamma_f = 1,4).$$

Na Figura 6.2 é mostrado o esquema estático com os carregamentos de projeto da viga em estudo. Pode-se observar que a viga recebe ação concentrada de outras vigas perpendiculares a ela (VT05 e VT07).

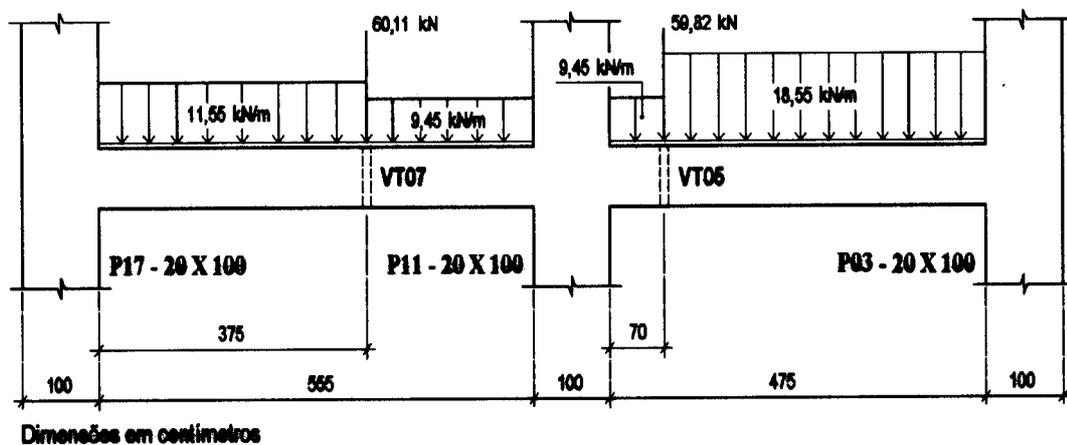


FIGURA 6.2 - REPRESENTAÇÃO DA VIGA VT09 - 15 X 60 (C18)

### 6.3.2 Determinação dos Esforços Solicitantes de Projeto e Reações de Apoio

O dimensionamento feito para o estado limite último requer a determinação das envoltórias de cálculo para os momentos fletores, ou seja, considerando-se a

superposição dos efeitos mais desfavoráveis (valores de cálculo obtidos com coeficientes  $\gamma$  iguais a 1,4 ou 0,9). Contudo, segundo SANTOS (1984), em edifícios residenciais ou comerciais, é aceitável determinar os valores de  $M_d$  através do carregamento único  $p_d = 1,4 \cdot p_k$ .

O resultado do cálculo estático da viga é apresentado na Tabela 6.1. Os passos efetuados para realização destes cálculos, na ordem, foram:

a) determinação dos momentos negativos atuantes nos nós. Foi utilizado um programa para microcomputador, baseado no método das deformações, que trata as vigas contínuas de acordo com o item 3.2.2.3 da NBR 6118 (1982);

b) as reações de apoio foram obtidas com os vãos da viga isolados um a um e, em seguida, aplicado em cada um deles o carregamento atuante e os momentos nas extremidades (a). Com isso pôde-se calcular os esforços cortantes que, somados, conduziram às reações de apoio finais. A Figura 6.3 mostra, esquematicamente, um exemplo para uma viga de dois vãos.

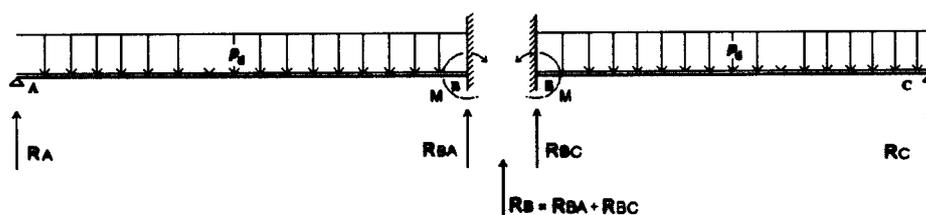


FIGURA 6.3 - CARREGAMENTO ATUANTE E REAÇÕES DE APOIO

c) o esquema mostrado na Figura 6.3 deu margem também para o cálculo dos momentos positivos. Cada barra foi analisada a partir do tipo de carregamento, ou seja, as equações necessárias para a determinação dos momentos foram desenvolvidas para cada trecho limitado por descontinuidade de carga distribuída ou presença de força concentrada.

Cabe salientar que, ao se utilizar um esquema simplificado para o cálculo dos esforços solicitantes, o projetista de estruturas deve levar em consideração (prever) todas as possíveis situações de comportamento do elemento em estudo. Dessa forma, os momentos máximos obtidos com a utilização do modelo de viga contínua podem não ser os definitivos. É preciso observar, de acordo com o item 3.2.2.3, alínea A, parágrafos a), b) e c) da NBR 6118 (1982), a situação de um possível engastamento parcial nos pilares de extremidade <sup>1</sup> e a intensidade dos momentos fletores positivos e negativos, calculados, respectivamente, nos vãos e apoios intermediários.

Os resultados obtidos de acordo com essas verificações estão também incluídos na Tabela 6.1.

TABELA 6.1 - VIGA: REAÇÕES DE APOIO E MOMENTOS DE CÁLCULO MÁXIMOS

VIGA	REAÇÕES DE APOIO (kN)			MOMENTOS DE CÁLCULO MÁXIMOS (kN.m)				VALOR DE $M_{VIG}$ (kN.m)	
				BARRA AB		BARRA BC		APOIOS DE EXTREMIDADE	
	$R_A$	$R_B$	$R_C$	$M^+$	$M^-_B$	$M^-_B$	$M^+$	$M_{ESQ}$	$M_{DIR}$
VT09	38,62	205,4	42,50	64,56	132,1 <sup>(2)</sup>	132,1 <sup>(2)</sup>	50,79 <sup>(1)</sup>	69,44	59,83

(1) Valores corrigidos conforme o item 3.2.2.3, alínea A, parágrafo a) da NBR 6118 (1982)

(2) Valores corrigidos conforme o item 3.2.2.3, alínea A, parágrafo b) da NBR 6118 (1982)

Os diagramas de momento fletor e esforço cortante, Figuras 6.4 e 6.5 respectivamente, complementam os resultados mostrados na Tabela 6.1. Pode-se observar no diagrama de esforço cortante que os momentos fletores

<sup>1</sup> Simulação de engastamento elástico nos apoios de extremidade de viga contínua através de um momento fletor concentrado de valor  $M_{vig}$ .

$M_{VIG}$ , para efeito de segurança, foram considerados para determinar os valores de  $V_{d,max}$  necessários para o cálculo da armadura transversal nas extremidades da viga.

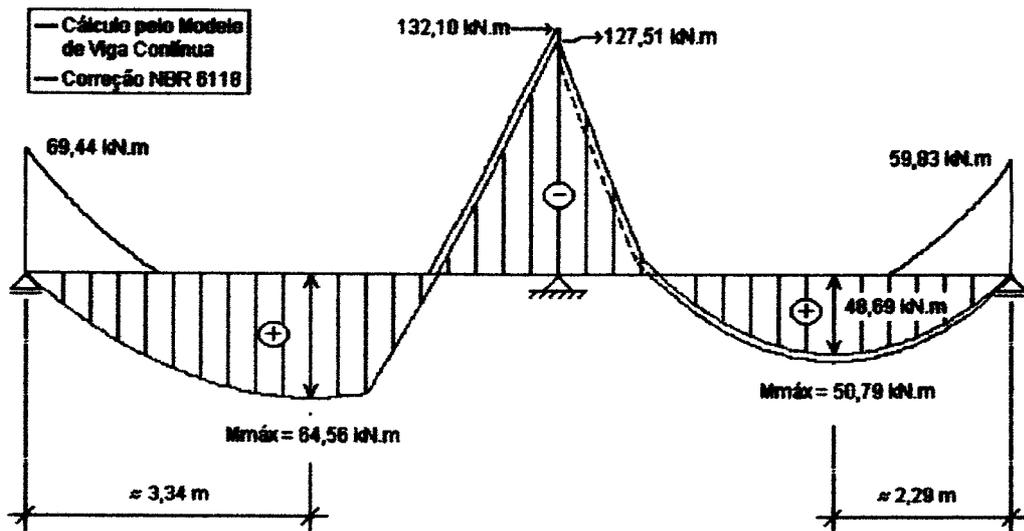


FIGURA 6.4 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR  
VALORES DE PROJETO (C18)

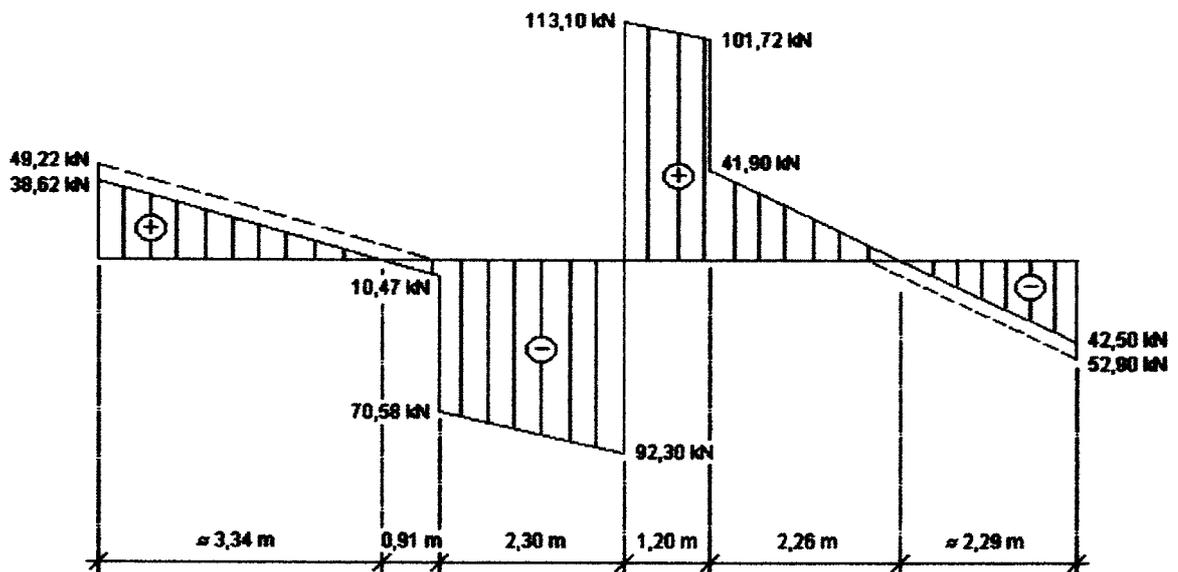


FIGURA 6.5 - DIAGRAMA DE ESFORÇO CORTANTE  
VALORES DE PROJETO (C18)

### 6.3.3 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal será calculada fazendo-se uso das conhecidas fórmulas da flexão simples (equações de equilíbrio), considerando-se concreto C18 e aço CA - 50A.

Na Tabela 6.2 são apresentadas as seções de armadura respectivas aos momentos máximos calculados.

TABELA 6.2 - VIGA: ARMADURA SIMPLES

VIGA	ARMADURA SIMPLES (cm <sup>2</sup> )					
	BARRA AB		BARRA BC		M <sub>VIG</sub>	
	M <sup>+</sup>	M <sup>-</sup> <sub>B</sub>	M <sup>-</sup> <sub>B</sub>	M <sup>+</sup>	M <sup>-</sup> <sub>ESQ</sub>	M <sup>-</sup> <sub>DIR</sub>
VT09	2,83	6,11	6,11	2,20	3,07	2,62

$$A_{s, \min} = 1,35 \text{ cm}^2$$

### 6.3.4 Deslocamento do Momento de Cálculo

(Translação  $a_l$ )

Na teoria da flexão de vigas, a resultante de tração  $R_s$  na armadura longitudinal é dada por:

$$R_s = \frac{M_d}{z} \quad (6.4)$$

Como o braço de alavanca  $z$  não varia significativamente ao longo da viga, a resultante de tração pode ser considerada proporcional ao momento de cálculo. Portanto, a menos de escala, o diagrama de  $M_d$  tracejado, Figura 6.6, é também o diagrama de  $R_s$  (SANTOS, 1984).

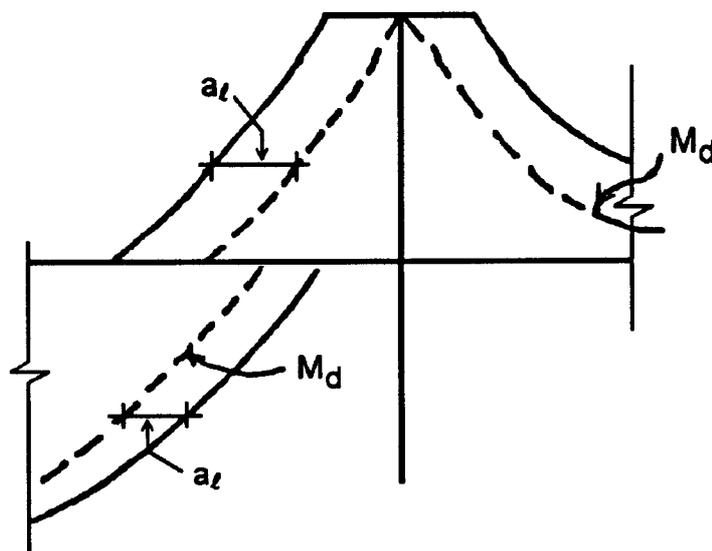


FIGURA 6.6 - TRANSLAÇÃO DO DIAGRAMA DE  $M_d$

Quando se utiliza a analogia de treliça para dimensionamento, verifica-se, ao se estudar a resultante no banzo tracionado, que  $R_s$  varia agora por degraus, cobrindo o diagrama mostrado na Figura 6.6. As forças  $R_s$  são maiores que as obtidas por (6.4). Para um dado momento de cálculo, a armadura longitudinal precisa estender-se um pouco mais; é a translação  $a_t$  que, para efeitos práticos, pode ser feita diretamente no diagrama do momento de cálculo, muito embora esteja referida à resultante de tração na armadura longitudinal.

A NBR 6118 (1982), item 4.1.1.2, utiliza para cálculo desta translação a seguinte aproximação:

$$a_t = (1,5 - 1,2 \cdot \eta) \cdot d \geq 0,5 \cdot d \quad (6.5)$$

sendo que o coeficiente  $\eta$  representa a taxa de cobertura, ou seja, é quociente da área da armadura transversal efetiva pela área calculada com tensão  $1,15 \tau_{wd}$  e é dado por:

$$\eta = 1 - \frac{\tau_c}{\tau_{od}} = 1 - \frac{\tau_c}{1,15 \cdot \tau_{wd}} \quad (6.6)$$

Na prática, em vigas, costuma-se utilizar 75% da altura útil da peça como fator para a translação. A Figura 6.7 apresenta um exemplo esquemático de distribuição utilizado para as armaduras longitudinais.

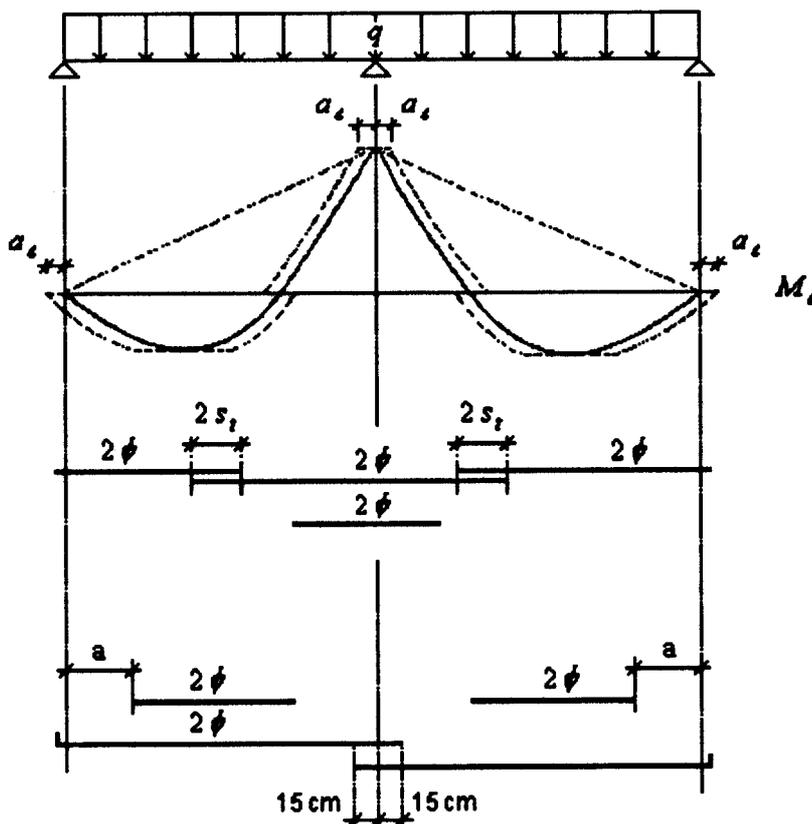


FIGURA 6.7 - EXEMPLO DE DISTRIBUIÇÃO PARA BARRAS LONGITUDINAIS

Há de se destacar que os mesmos procedimentos estudados neste subitem foram aplicados no cálculo da viga com concreto C54.

### 6.3.5 Ancoragem

O comprimento de ancoragem por aderência de uma barra é o comprimento mínimo necessário para que se transfira ao concreto a força de tração que a solicita, sem que as tensões médias de aderência sejam superiores à tensão última (HELBIG, 1994).

Sabendo-se as características geométricas da barra longitudinal, a sua resistência de escoamento, bem como o valor de tensão última de aderência, calculada em função da resistência característica à compressão do concreto e do coeficiente de rugosidade da barra, pode-se calcular o valor do comprimento de ancoragem, oriundo da análise do equilíbrio, no estado limite último, da barra submetida ao esforço  $R_s$  e da reação do concreto que a envolve:

$$l_{b1} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bu}} \quad (6.7)$$

Na Tabela 6.3 são mostrados o diâmetro das barras (utilizado para compor a armadura da viga) e os respectivos comprimentos de ancoragem reta, considerando as zonas de boa ou má aderência, calculados conforme a NBR 6118 (1982).

TABELA 6.3 - COMPRIMENTOS DE ANCORAGEM RETA

$\phi$ (mm)	BOA ADERÊNCIA <sup>(1)</sup>	MÁ ADERÊNCIA <sup>(2)</sup>
	$l_{b1}$ (cm)	$l_{b1}$ (cm)
10.0	47,0	71,0
12.5	59,0	88,0

$$(1) l_{b1} = 47,0 \cdot \phi$$

$$(2) l_{b1} = 70,5 \cdot \phi$$

### 6.3.5.1 Barras prolongadas até o apoio

As ancoragens das barras da armadura longitudinal de tração, nos apoios, diferem quanto ao tipo de vinculação adotada para a ligação da viga com o apoio. Neste trabalho limitou-se ao caso de vigas apoiadas sobre os pilares, ou seja, apoio direto.

### 6.3.5.2 Força de ancoragem no apoio

O esquema de treliça dá margem a diversas questões, para as quais a teoria da flexão é cega; a força a ancorar no apoio é um dos exemplos disso. Pela teoria da flexão, a força a ancorar no apoio não seria um problema, pois que, no apoio, sendo

$M_d = 0$ , também  $R_{st} = 0$ . O esquema da treliça mostra que  $R_{st} \neq 0$  no apoio, isto é, há uma força a ancorar. De acordo com SANTOS (1984) o projetista de estruturas deve olhar para três pontos da questão:

1) o número de barras a prolongar até o apoio deve ser tal que satisfaça à seguinte igualdade:

$$R_{st} = V_d \cdot \frac{a_t}{d} \geq 0,5 V_d \quad (6.8)$$

2) tal número de barras deve corresponder a um  $A_s$ , no mínimo igual a um terço do  $A_{s, \max}$  (para  $M_{\max}$ ), no caso de viga apoiada, e um quarto de  $A_{s, \max}$ , no caso de viga contínua;

3) tal número deve ser  $\geq 2$  (porta-estribo).

### 6.3.5.3 Ancoragem da armadura transversal

A ancoragem dos estribos das vigas deve ser garantida por meio da utilização de ganchos nas extremidades e devem ser detalhados de modo a terem, nas suas quinas, barras longitudinais de diâmetros adequados.

### 6.3.6 Composição das Barras Longitudinais

Na Tabela 6.4 são apresentados detalhadamente o diâmetro, o número e o comprimento das barras relativos às áreas de aço nas seções de momento máximo, necessários para uma adequada armação da viga.

TABELA 6.4 – BARRAS LONGITUDINAIS – DIMENSÕES FINAIS

VIGA	BARRA AB	BARRA BC	APOIO B	$M_{vig}$	
	$(M_{max}^+)$	$(M_{max}^+)$	$(M_{max}^-)$	$M_{ESQ}^-$	$M_{DIR}^-$
VT09	2 $\phi$ 10.0 $\ell$ = 742 (gancho = 12)	2 $\phi$ 10.0 $\ell$ = 662 (gancho = 12)	1 $\phi$ 12.5 $\ell$ = 506	4 $\phi$ 10.0 $\ell$ = 217 (gancho = 12)	4 $\phi$ 10.0 $\ell$ = 217 (gancho = 12)
	1 $\phi$ 10.0 $\ell$ = 520	1 $\phi$ 10.0 $\ell$ = 380	1 $\phi$ 12.5 $\ell$ = 450		
	1 $\phi$ 10.0 $\ell$ = 400		1 $\phi$ 12.5 $\ell$ = 400		
			1 $\phi$ 12.5 $\ell$ = 350		
			1 $\phi$ 12.5 $\ell$ = 295		

$\phi$  (mm)       $\ell$  e gancho (cm)

### 6.3.7 Armadura Transversal

O modelo de cálculo é o baseado no estudo da treliça de Morsch (analogia da treliça clássica), considerando as bielas com inclinação de 45 graus e com as seguintes generalizações:

- a) banzos paralelos, treliça isostática;

- b) banzo comprimido inclinado nos apoios;
- c)  $A_{sw}$  com inclinação  $\alpha$  entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$ .

### 6.3.7.1 Analogia da treliça generalizada

Ensaio posteriores a MÖRSCH (alguns relativamente recentes) mostram que:

- 1) nas regiões mais solicitadas por  $V$ , as fissuras (e, portanto, as bielas) têm inclinação  $\theta$  menor que  $45^\circ$ ;
- 2) o banzo comprimido só é horizontal na parte central da viga, inclinando-se na região dos apoios;
- 3) as tensões na armadura transversal são menores que as obtidas com o esquema de treliça clássica;
- 4) as tensões nas bielas comprimidas são um pouco maiores.

A Figura 6.8 mostra a tensão  $\sigma_{sw}$  nos estribos em função de  $\tau_c$ . A treliça clássica acusa sempre um valor  $\sigma_{sw}$  superior ao real.

Dever-se-ia usar, então, o esquema da treliça generalizada. É equivalente, porém, a continuar com a treliça clássica, com o seguinte artifício: sabendo que o valor majorado  $\tau_{od}$  deve corresponder realmente à tensão  $f_{ywd}$ , calcula-se com a reta de MÖRSCH, mas com uma tensão reduzida  $\tau_d = \tau_{od} - \tau_c$ .

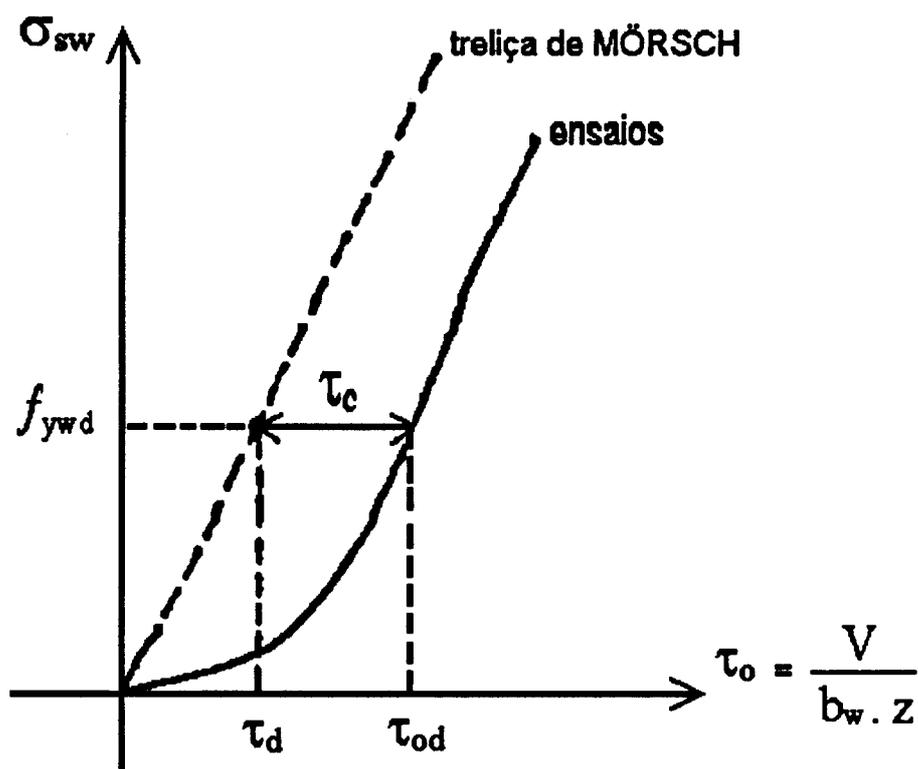


FIGURA 6.8 - TRELIÇA GENERALIZADA

### 6.3.7.2 Dimensionamento da armadura transversal

A seguir são descritos os passos realizados para o dimensionamento dos estribos:

a) verificação das bielas de concreto

Para que não haja o perigo de esmagamento das bielas de concreto, é necessário verificar se o parâmetro  $\tau_{wd}$  não ultrapassa um valor limite  $\tau_{wu}$  ;

b) cálculo da armadura transversal mínima ( $A_{sw, min}$ ), sendo:

$$\rho_{w, min} = 0,14 \% \text{ (para barras de alta aderência);}$$

c) redução de  $V_d$ 

Quando as cargas aplicadas estão próximas do apoio, as bielas dirigem-se diretamente para ele, sem necessidade de estribos para “levantar as forças”. Devido a isto, a NBR 6118 permite, para fins de cálculo da armadura transversal, a redução de  $V_d$  nos dois casos seguintes:

- carga distribuída: a força cortante oriunda de carga distribuída poderá ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada á distância  $h/2$  da face do apoio, constante e igual á desta seção;

- carga concentrada: a força cortante devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância  $a \leq 2h$  do centro do apoio poderá, nesse trecho de comprimento  $a$ , ser reduzida multiplicando-se por  $a/2h$ .

d) dimensionamento dos estribos ( $\alpha = 90^\circ$ )

Em um determinado trecho horizontal  $s$  de uma viga, a resultante  $R_H$  das tensões tangenciais máximas  $\tau_o$ , aplicadas no plano horizontal das seções transversais ao longo de  $s$ , pode ser decomposta em duas forças:  $R_{cw}$ , de compressão, a  $45^\circ$ , resistida pelo concreto e  $R_{sw}$ , de tração, resistida por estribos verticais; isto implica que  $R_{sw} = R_H$ . A resultante  $R_H$  é determinada através da seguinte expressão:

$$R_H = \frac{V_d}{z} \cdot s \quad (6.9)$$

sendo:

$V_d$  = força cortante de cálculo responsável pelo surgimento das tensões tangenciais máximas  $\tau_o$ ;

$z$  = braço de alavanca.

Considerando-se  $A_{sw}$  a soma das áreas das seções transversais dos ramos dos estribos e sabendo-se que  $R_{sw} = R_H$ , tem-se:

$$R_{sw} = A_{sw} \cdot f_{ywd} = R_H$$

Aplicando-se na igualdade acima a expressão 6.9 e levando-se em consideração que  $z \cong d / 1,15$ , obtém-se:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1,15 \cdot V_d}{f_{ywd} \cdot d} \quad (6.10)$$

Sendo a taxa de armadura transversal calculada pela expressão:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \quad (6.11)$$

dividindo-se ambos os membros de (6.10) por  $b_w$ , resultará:

$$\rho_w = \frac{1,15 \cdot V_d}{f_{ywd} \cdot b_w \cdot d}$$

sabendo-se que  $\tau_{wd} = V_d / (b_w \cdot d)$ , a nova expressão para  $\rho_w$  será:

$$\rho_w = \frac{1,15 \cdot \tau_{wd}}{f_{ywd}} \quad (6.12)$$

Todavia, ao se considerarem os resultados apresentados com a analogia de treliça generalizada, subitem 6.3.7.1, ou seja, utilizando-se a teoria clássica de MÖRSCH com a consideração de uma tensão reduzida  $\tau_d = \tau_{od} - \tau_c$ , ter-se-á para o cálculo de  $\rho_w$ :

$$\rho_w = \frac{\tau_{od} - \tau_c}{f_{ywd}} \quad (6.13)$$

onde:

$\tau_c$  = tensão de redução referente à contribuição do concreto (flexão simples).

Finalmente, como  $\tau_{od} = 1,15 \cdot \tau_{wd}$ , resultará a seguinte expressão para o cálculo da taxa de armadura transversal:

$$\rho_w = \frac{1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c}{f_{ywd}} \quad (6.14)$$

De acordo com o diagrama mostrado na Figura 6.8 e em virtude da tensão de redução corresponder ao estado limite último, a seguinte expressão pode ser utilizada para a sua determinação:

$$\tau_c = \frac{\gamma_f \cdot V_c}{b_w \cdot z} = \frac{1,15 \cdot \gamma_f \cdot V_c}{b_w \cdot d} \quad (6.15)$$

Substituindo-se (6.15) na expressão (6.14), tem-se:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{1,15 \cdot \tau_{wd} - \frac{1,15 \cdot \gamma_f \cdot V_c}{b_w \cdot d}}{f_{ywd}}$$

Sendo:

$$\tau_{wd} = \frac{\gamma_f \cdot V}{b_w \cdot d}$$

tem-se:

$$\frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{\frac{1,15 \cdot \gamma_f \cdot V}{b_w \cdot d} - \frac{1,15 \cdot \gamma_f \cdot V_c}{b_w \cdot d}}{f_{ywd}}$$

Logo, para o cálculo da armadura transversal, sendo  $\gamma_f = 1,4$ , resulta a seguinte expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1,61(V - V_c)}{f_{ywd} \cdot d} \quad (cm^2/m) \quad (6.16)$$

sendo:

$V$  e  $V_c$  = valores característicos (em kN);

$d =$  altura útil (em metros);

$$f_{ywd} \leq 43,48 \text{ kN/cm}^2.$$

Na Tabela 6.5 são apresentados os valores correspondentes ao cálculo da armadura transversal da viga VT09, assim como as especificações de estribos necessários à armação da viga.

TABELA 6.5 - VT09: ARMADURA TRANSVERSAL

VIGA	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)				DIMENSÃO DOS ESTRIBOS (cm)
	$A_{sw, A}$	$A_{sw, B}$		$A_{sw, C}$	
		$A_{sw, ESQ}$	$A_{sw, DIR}$		
VT09	2,10	3,39	4,76	2,10	12 x 57 <sup>(1)</sup>
ESPECIFICAÇÃO	ϕ 5,0 c19	ϕ 5,0 c11	ϕ 6,3 c13	ϕ 5,0 c19	-

(1) Largura =  $b_w - 3$  cm      Altura =  $h - 3$  cm

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = 2,10 \cdot \text{cm}^2 / \text{m}$$

## 6.4 CÁLCULO PARA CONCRETO C54

Com base na proposta de análise técnico-econômica da viga em estudo, este item tratará do seu dimensionamento de acordo com as prescrições estabelecidas pelo Código Norueguês (NS 3473E: 1992).

## 6.4.1 Estados Limites

Para a totalidade de uma estrutura ou parte dela atingir o seu estado limite, é preciso que, de forma efetiva ou convencional, se torne inutilizável ou, então, deixe de satisfazer às condições previstas para a sua utilização (HELBIG, 1994).

Segundo a NS 3473E (1992), item 10.2, os projetos de estruturas de concreto devem satisfazer às prescrições para os seguintes estados limites:

a) estado limite último

Corresponde à ruína ou inutilização da estrutura.

b) estado limite acidental

c) estado limite de fadiga

d) estado limite de utilização

Nos estados limites último e acidental a capacidade é verificada por ensaios ou por cálculo baseado nas propriedades de deformação e resistências de projeto dos materiais. O projeto deve abordar, quando necessário, os seguintes assuntos:

- momento de flexão;
- força axial;
- momento de torção;
- força de cisalhamento;
- ancoragem da armadura e
- áreas parcialmente carregadas.

No estado limite de fadiga deve ser demonstrado que a estrutura pode suportar os ciclos de carga esperados.

O projeto para o estado limite de utilização deve demonstrar que a estrutura, durante sua vida útil, irá satisfazer às exigências relacionadas ao seu uso e finalidade,

devendo assegurar também a durabilidade da estrutura. No projeto devem constar, quando necessário, os seguintes assuntos:

- fissuras;
- resistência contra vazamentos de fluídos;
- deformações;
- deslocamentos e
- efeitos dinâmicos.

Há de se destacar que no código norueguês o estado limite acidental corresponde a ações extraordinárias, do tipo: explosões, impactos ou fogo. Sua verificação, da mesma forma que o estado limite de fadiga, é desnecessária para os objetivos deste trabalho.

## **6.4.2 Flexão Simples na Ruína**

### **6.4.2.1 Hipóteses gerais**

De acordo com a NS 3473E (1992), item 12.1, a capacidade para momento de flexão e força axial pode ser determinada assumindo-se que seções transversais planas permanecem planas após deformação (Lei de BERNOULLI), e que as propriedades de tensão e deformação do concreto são como as dadas no item 11.3, apresentadas a seguir:

a) Concretos de densidade normal e concretos com agregados de peso leve podem ser assumidos de ter uma relação tensão-deformação como a apresentada na Figura 5.3, Capítulo 5, sendo seus valores determinados através das seguintes expressões:

$$\sigma_{cn} = - f_{cn} \quad (6.17)$$

$$\text{se } \varepsilon_{cu} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co}$$

$$\sigma_{cn} = E_{cn} \cdot \varepsilon_c + (m-1) \cdot f_{cn} \cdot \left[ \frac{E_{cn} \cdot \varepsilon_c + 0,6 \cdot f_{cn}}{(0,6-m) \cdot f_{cn}} \right]^{m-0,6} \quad (6.18)$$

$$\text{se } \varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq -0,6 \cdot \frac{f_{cn}}{E_{cn}}$$

$$\sigma_{cn} = E_{cn} \cdot \varepsilon_c \quad (6.19)$$

$$\text{se } -0,6 \cdot \frac{f_{cn}}{E_{cn}} \leq \varepsilon_c < 0$$

sendo:

$$f_{cn} = 0,56 \cdot f_{ct} + 2,8$$

onde  $f_{cn}$  = a “resistência à compressão do concreto na estrutura”, definida em função da resistência à compressão medida em corpos de prova cúbicos de 10 x 10 x 10 cm, aos 28 dias.

$$\epsilon_{cu} = (2,5 \cdot m - 1,5) \cdot \epsilon_{cn}$$

$$\epsilon_{cn} = -f_{cn} / E_{cn}$$

$$m = \epsilon_{co} / \epsilon_{cn}$$

$E_{cn}$  = calculado de acordo com a letra b), item 5.1, do Capítulo 5.

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} \text{ (MPa)}$$

$\gamma_c$  = coeficiente de minoração da resistência do concreto ( $\gamma_c = 1,4$ );

$f_{cd}$  = resistência de projeto do concreto à compressão.

b) Para concretos de densidade normal de classes C25 a C55 (resistência em cubo), a tensão de compressão do concreto pode ser assumida de variar parabolicamente de 0 a  $-f_{cd}$ , com a deformação  $\epsilon_c$  variando de 0 a  $-2,0$  ‰. Para deformações entre  $\epsilon_{co} = -2,0$  ‰ e o limite de deformação  $\epsilon_{cu} = -3,5$  ‰, a tensão de compressão do concreto pode ser assumida de ser constante e igual a  $-f_{cd}$ . Figura 6.9.

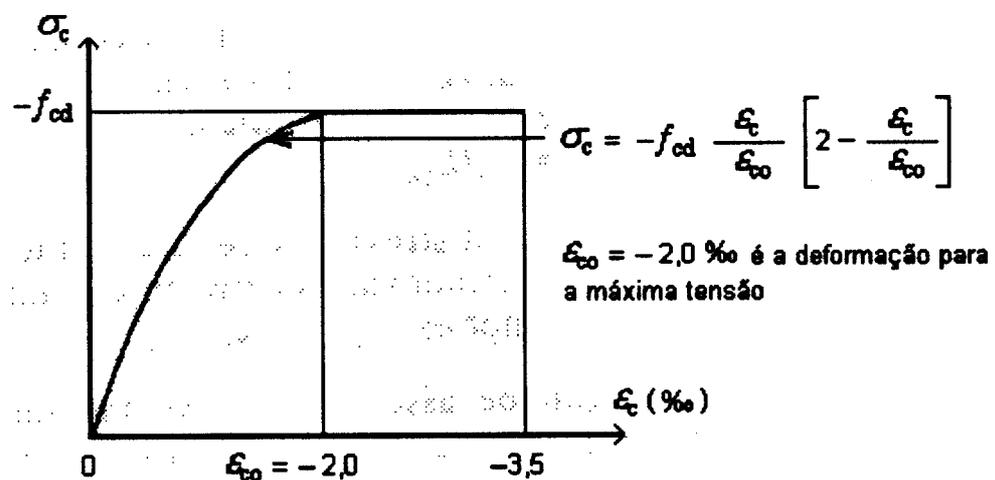


FIGURA 6.9 - DIAGRAMA TENSÃOxDEFORMAÇÃO SIMPLIFICADO PARA CONCRETOS DE CLASSES C25 A C55 (NS 3473E, 1992)

Com relação ao alongamento último da armadura, será admitido o que está prescrito na NBR 6118 (1982), pois, todos os cálculos realizados neste trabalho estarão de acordo com as prescrições referentes aos aços fabricados no Brasil. Sendo assim, como valor convencional, será considerado que o alongamento específico último da armadura tracionada, no caso de peças de concreto armado, seja igual a 10‰.

Quanto à solidariedade, a maioria dos códigos para concretos usuais admite a existência de uma perfeita solidariedade entre as barras da armadura e o concreto que as envolve. Em estruturas de concreto de alto desempenho esta consideração é reforçada ainda mais. A aderência entre estes materiais é promovida pelos mesmos fatores já estudados na ligação pasta-agregado. Dessa forma, será considerado que a deformação específica de uma barra da armadura é igual à deformação específica do concreto que lhe é adjacente.

Para simplificação dos cálculos, segundo o anexo A, subitem A.11.3.4, para concretos de classes C25 a C85, o diagrama retangular de tensões de compressão ( $\sigma_c$ ) pode ser utilizado, desde que a linha neutra esteja localizada dentro da seção transversal. Na Tabela 6.6 são fornecidos os valores necessários para a determinação dos diagramas.

**TABELA 6.6 - VALORES USADOS NA DETERMINAÇÃO DO DIAGRAMA RETANGULAR DE TENSÕES  $\sigma_c$**

VALORES	CLASSES DE CONCRETO (RESISTÊNCIA EM CUBO)						
	C25	C35	C45	C55	C65	C75	C85
DEFORMAÇÃO DA FIBRA MAIS EXTERNA (‰)	3,50	3,50	3,50	3,50	3,20	3,05	2,90
ALTURA DO BLOCO DE COMPRESSÃO EM % DA ALTURA DA ZONA DE COMPRESSÃO	80	80	80	80	80	78	76
TENSÃO DE COMPRESSÃO EM % DE $f_{cd}$	100	100	100	100	97	96	95

Por sua vez, como a maioria dos códigos, a NS 3473E (1992) também não considera a resistência à tração do concreto para o cálculo das armaduras longitudinais de vigas.

### 6.4.2.2 Equações de equilíbrio

Pelo que foi exposto e, tendo em vista a proposta de se utilizar neste trabalho concreto de alto desempenho de classe C54 (cilindro), pode-se apresentar os diagramas de tensão e deformação a serem utilizados quando da determinação das equações de equilíbrio que, por sua vez, são necessárias para o cálculo da viga, Figura 6.10.

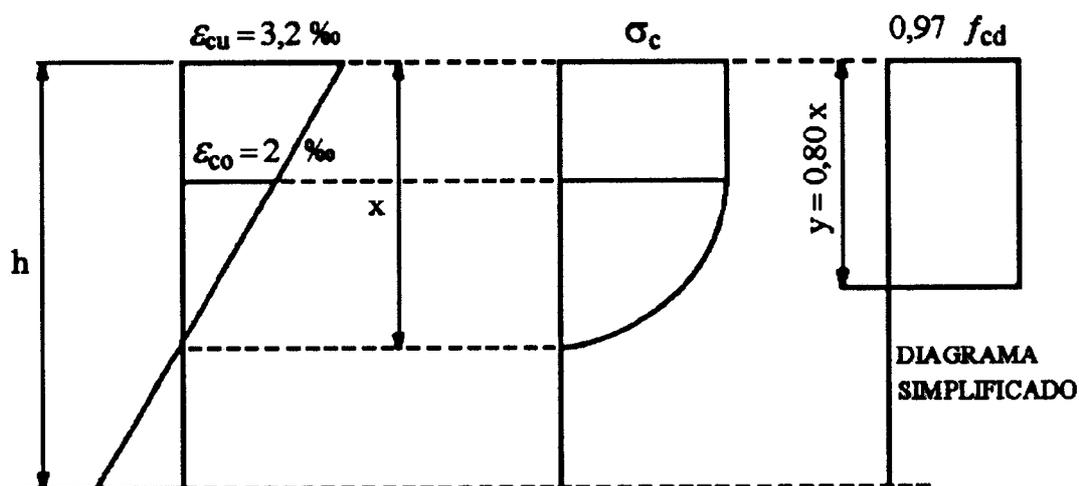


FIGURA 6.10 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES NO CAD PARA CLASSE C54

Cabe ressaltar que os valores apresentados para as deformações  $\epsilon_{cu}$  e  $\epsilon_{co}$  foram obtidos a partir das expressões propostas na letra a), do subitem 6.4.2.1, as quais estão de acordo com os valores propostos na Tabela 6.6. O diagrama também está de acordo com as características do domínio 3, que considera como formas de ruína a ruptura do concreto com aço no patamar de escoamento, ou seja, seção subarmada.

São duas as equações de equilíbrio (ver Figura 6.11), as quais exprimem que os esforços resistentes formam um binário oposto ao momento solicitante:

- a) equilíbrio de forças  
b) equilíbrio de momentos

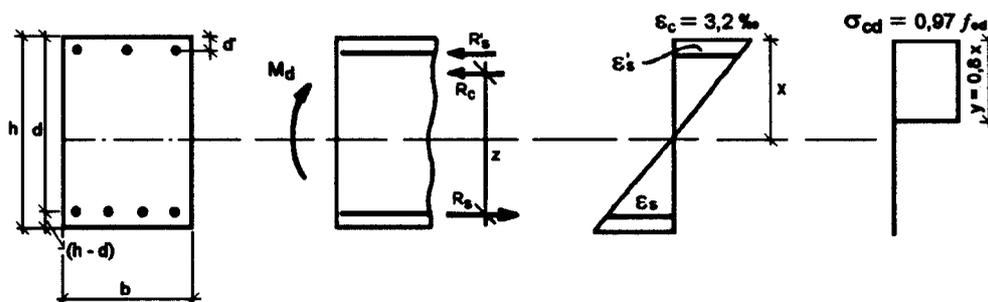


FIGURA 6.11 - FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR

Do equilíbrio de forças e de momentos tem-se, respectivamente:

$$R_c + R'_s - R_s = 0 \quad (6.20)$$

$$M_d = R_c \cdot \left( d - \frac{y}{2} \right) + R'_s \cdot (d - d') \quad (6.21)$$

Pela expressão de compatibilidade de deformações, tem-se:

$$\beta_x = \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (6.22)$$

Fazendo-se as devidas substituições nas expressões 6.20 e 6.21, tem-se para armadura simples:

$$0,776 \cdot b_w \cdot d \cdot \beta_x \cdot f_{cd} - A_s \cdot \sigma_s = 0 \quad (6.23)$$

$$M_d = 0,776 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \beta_x \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,40 \cdot \beta_x) \quad (6.24)$$

sendo:

$\beta_x = 0,607$  (considerando-se concreto C54 - resistência em cilindro e aço CA - 50A).

### 6.4.3 Determinação dos Esforços Solicitantes de Projeto

Primeiramente será realizado o pré-dimensionamento da nova seção da viga VT09, conforme a NS 3473E/92 (1992). Segundo a referida norma, item 18.3.1, a altura mínima ( $h_{min}$ ) deverá ter a seguinte limitação:

$$h \geq L_i / 35 \quad (6.25)$$

sendo:

$L_i$  = a distância entre pontos de contraflexão, isto é, pontos de momento nulo (para vigas em balanço  $L_i = 2 \cdot \ell$ ).

Dessa forma, considerando para  $L_i$  o comprimento referente ao maior vão teórico da viga (a favor da segurança), tem-se:

$$h > 655 / 35 \cong 19 \text{ cm} \quad (6.26)$$

Sendo a viga VT09 um elemento estrutural importante para a rigidez global da edificação e levando-se em consideração aspectos como o tipo e disposição das ações (presença ou não de força concentrada e sua intensidade) e a taxa da armadura longitudinal principal, optou-se em pré-dimensionar a nova seção da viga com as dimensões de 10 x 50 cm.

Segundo SHEHATA et al. (1993), na seção transversal de uma viga de concreto armado submetida à flexão, quando a quantidade de aço é pequena, a capacidade resistente da seção é governada pelo aço. Logo, aumentando-se a quantidade de aço, chega-se a um valor a partir do qual o concreto passará a controlar a capacidade resistente, podendo-se concluir que quanto menor a quantidade de aço (material muito mais dútil do que o concreto) mais dútil será o comportamento a nível de seção transversal e, conseqüentemente, a nível do elemento estrutural.

Sendo assim, conhecendo-se a nova seção da viga, parte-se para a determinação do novo peso-próprio e, por conseguinte, do novo carregamento total da mesma:

$$g_p = h \cdot b_w \cdot \delta_c = 0,50 \cdot 0,10 \cdot 25 = 1,25 \text{ kN/m} \quad (6.27)$$

O novo esquema estático da viga VT09 é apresentado na Figura 6.12. Pode-se observar que as seções dos pilares também foram reduzidas, porém, como o dimensionamento destes elementos não faz parte dos objetivos deste trabalho, optou-se por uma redução aproximada em torno de 40% em relação a seção bruta apresentada na Figura 6.1. Cabe ressaltar que esta redução foi baseada nos resultados obtidos por diversos estudos realizados para o dimensionamento de pilares com concreto de alto desempenho.

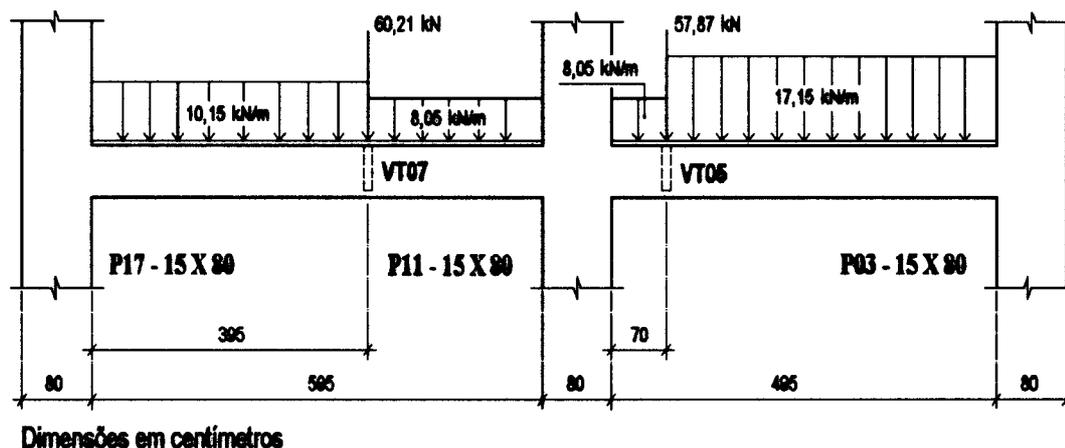


FIGURA 6.12 - REPRESENTAÇÃO DA VIGA VT09 - 10 X 50 (C54)

O resultado do cálculo estático da viga é mostrado nos diagramas de momento fletor e esforço cortante, Figuras 6.13 e 6.14. Os passos efetuados para a realização destes cálculos foram os mesmos descritos no subitem 6.3.2.

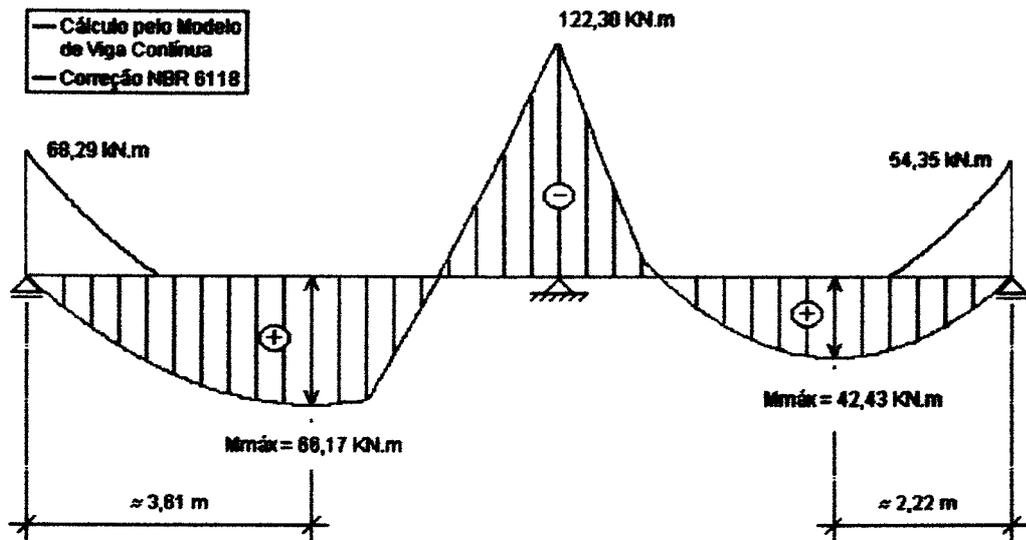


FIGURA 6.13 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR  
VALORES DE PROJETO (C54)

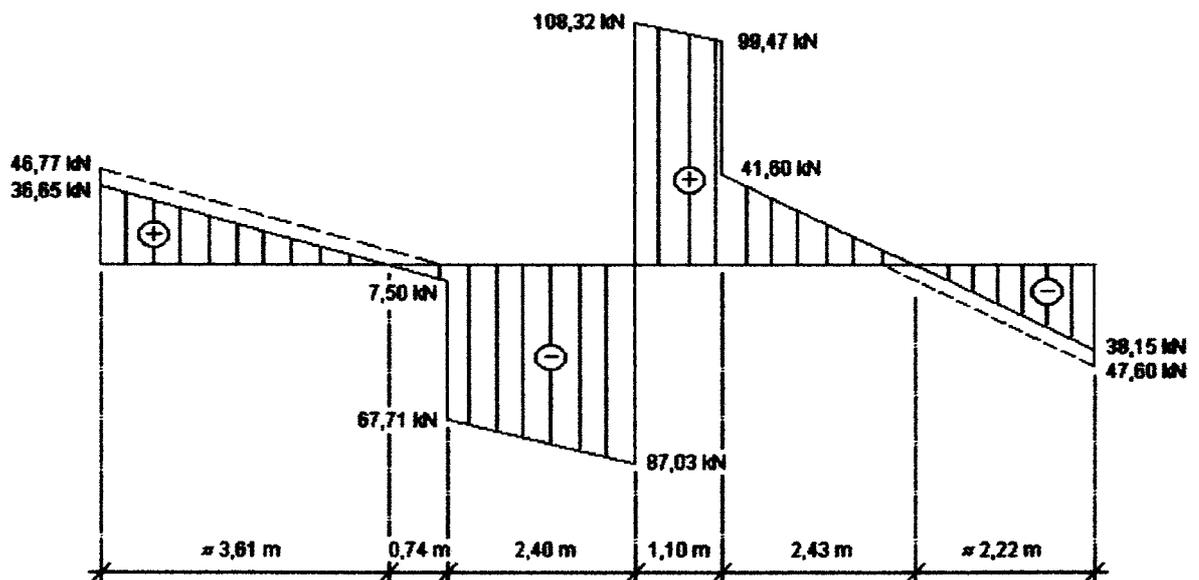


FIGURA 6.14 - DIAGRAMA DE ESFORÇO CORTANTE  
VALORES DE PROJETO (C54)

Cabe destacar que a verificação referente aos momentos máximos seguirá o proposto pela NBR 6118 (1982).

Os resultados obtidos de acordo com essa verificação estão apresentados na Tabela 6.7. Com relação aos momentos máximos calculados (ver diagrama da Figura 6.13), nota-se que os parágrafos a) e b) surtem efeito, porém, como as diferenças são muito pequenas, possivelmente absorvidas pela armadura efetiva ( $A_{se}$ ) calculada na seção em questão, como no caso da viga calculada para C18, os diagramas de momento fletor e esforço cortante não serão alterados, a não ser com relação aos momentos e cortantes dos apoios de extremidade.

TABELA 6.7 - LIMITES ESTABELECIDOS PELA NBR 6118

MOMENTOS MÁXIMOS (kN.m)				
M <sup>+</sup>		M <sup>-</sup>		
VÃO AB	VÃO BC	APOIO A	APOIO B	APOIO C
61,96	46,13	68,29	130,29	54,35

#### 6.4.4 Verificação da Altura Útil Mínima

Em função do momento máximo atuante, poder-se-á fazer a verificação da altura útil mínima, tendo em vista a adoção de armadura simples, através de:

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{0,776 \cdot b_w \cdot \beta_x \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,40 \cdot \beta_x)}} \quad (6.28)$$

Quando  $d \geq d_{\min}$  ter-se-á armadura simples, caso contrário será necessário armadura dupla.

Para o momento fletor máximo, situado no apoio B, tem-se:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{12230,0}{0,776 \cdot 10,0 \cdot 607 \cdot 2,80 \cdot (1 - 0,40 \cdot 0,607)}} = 35 \text{ cm}$$

Como  $d_{\min} < d = 46 \text{ cm}$  tem-se armadura simples.

### 6.4.5 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal será calculada de acordo com as expressões 6.23 e 6.24, considerando-se concreto C54 e aço CA-50A.

Na Tabela 6.8 são apresentadas as seções de armadura respectivas aos momentos máximos calculados.

TABELA 6.8 - VIGA: ARMADURA SIMPLES (C54)

VIGA	ARMADURA SIMPLES (cm <sup>2</sup> )					
	BARRA AB		BARRA BC		M <sub>VIG</sub>	
	M <sup>+</sup>	M <sub>B</sub> <sup>-</sup>	M <sub>B</sub> <sup>-</sup>	M <sup>+</sup>	M <sub>ESQ</sub> <sup>-</sup>	M <sub>DIR</sub> <sup>-</sup>
VT09	3,52	6,96	6,96	2,41	3,65	2,86

### 6.4.5.1 Armadura longitudinal mínima ( $A_{s, \min}$ )

De acordo com o item 18.3.2 (NS 3473E), vigas retangulares devem normalmente ter uma armadura, em face a tensão de tração, não menor que:

$$A_s = 0,35 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{st}} \quad (6.29)$$

onde:

$$k_w = 1,5 - h/h_1 \geq 1,0$$

$h$  = altura da seção transversal (m)

$$h_1 = 1,0 \text{ m}$$

$f_{st}$  (NS 3473E) equivalente a  $f_{yk}$  (NBR 6118)

$f_{tk}$  = valor característico da resistência à tração axial do concreto, calculado de acordo com a expressão 5.5, Capítulo 5.

Para a viga em estudo, tem-se:

$$A_{s, \min} = 0,35 \cdot 1,0 \cdot 10 \cdot 50 \cdot \frac{0,365}{50} = 1,28 \text{ cm}^2$$

## 6.4.6 Ancoragem

Segundo o item 12.8 (NS 3473E), as barras da armadura longitudinal devem ter um comprimento de ancoragem reta não menor que:

$$\ell_b \geq \frac{0,25 \cdot \phi \cdot \sigma_s}{f_{bd}} + t \quad (6.30)$$

sendo:

$\phi$  = diâmetro da barra da armadura;

$\sigma_s$  = tensão na armadura no estado limite último, na seção em questão ( $\sigma_s = f_{yd}$ );

$t$  = é a tolerância longitudinal especificada para a ponta da barra;

$f_{bd}$  = resistência de ligação de projeto.

Para barras com nervuras,  $f_{bd}$  pode ser calculada como:

$$f_{bd} = f_{bc} + f_{bs} \leq 2 \cdot k_1 \cdot f_{td}$$

sendo:

$$f_{bc} = k_1 \cdot k_2 \cdot f_{td} \cdot (1/3 + 2c/3\phi)$$

└─ resistência relacionada ao concreto

$$f_{br} = k_3 \cdot \frac{A_{st}}{s_t \cdot \phi} \leq 1,50 MPa$$

└─ contribuição da armadura transversal

$k_1$  = fator que depende do tipo de aço (para barras com nervura  $k_1 = 1,40$ );

$c$  = a menor das dimensões  $c_1$ ,  $c_2$  e  $(s_1 - \phi)/2$  dadas na Figura 6.15;

$\phi$  = é o diâmetro da barra ancorada;

$k_3$  = é um fator dependente da armadura transversal e sua posição, como dado na Figura 6.16;

$A_{st}$  = é a área da armadura transversal não utilizada para outras forças de tração e tendo um espaçamento não maior do que 12 vezes o diâmetro da barra ancorada ( $12\phi$ ). Se a armadura transversal é parcialmente utilizada, a área deve ser proporcionalmente reduzida;

$s_t$  = espaçamento da armadura transversal;

$k_2$  = tem o valor de 1,6 se o espaçamento  $s$  entre as barras ancoradas excede o menor valor de  $9\phi$  e  $(6c + \phi)$ . Terá o valor de 1,0 se  $s$  for menor do que o maior valor de  $5\phi$  e  $(3c + \phi)$ . Para valores intermediários, interpolar linearmente;

$f_{cd}$  = resistência de projeto do concreto à tração.

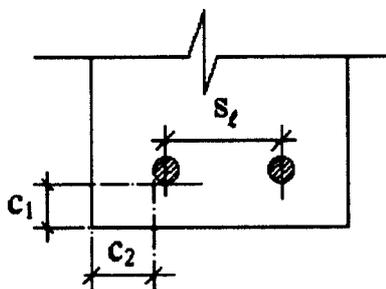


FIGURA 6.15 – VALORES DO COBRIMENTO DA ARMADURA E ESPAÇAMENTO DAS BARRAS (NS 3473E, 1992)

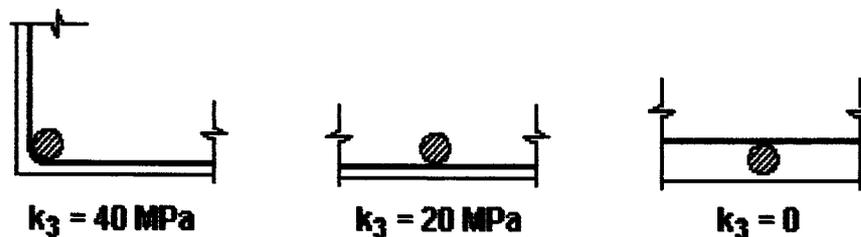


FIGURA 6.16 – VALORES DE  $k_3$ : DEPENDENTES DA ARMADURA TRANSVERSAL E DE SUA POSIÇÃO (NS 3473E, 1992)

#### 6.4.6.1 Zona de boa e má aderência

Quando se calcula a ancoragem da barra, que durante a concretagem tem um ângulo menor que  $20^\circ$  em relação ao plano horizontal, a seguinte redução da porção  $f_{bc}$  da resistência de ligação de projeto  $f_{bd}$ , deve ser feita:

a) se a profundidade de concreto abaixo da armadura excede 250 mm, a redução para barras com nervura é de 30% e para outros tipos de barras é 50%, ou seja:

- barras com nervura usar 70% de  $f_{bc}$
- outras usar 50% de  $f_{bc}$

b) se a profundidade de concretagem é 100 mm ou menor, nenhuma redução é feita. Para valores intermediários, fazer interpolação linear.

### 6.4.6.2 Ancoragem no apoio

Numa extremidade com apoio simples o comprimento de ancoragem determinado de acordo com 12.81 até 12.84 (NS 3473E, 1992) pode ser reduzido acima do apoio, se a reação do apoio é aplicada como compressão direta contra a face tracionada.

Quando se calcula o comprimento de ancoragem, o valor de  $f_{bc}$  pode ser acrescido em 50 %, mas  $f_{bd}$  não deve ter um valor maior do que aquele que corresponde ao valor máximo de acordo com 12.8.5.

A armadura que é calculada no apoio teórico deve normalmente ser estendida ao menos 100 mm além dele. A posição da armadura deve ser dada nos desenhos, com limites de tolerância.

### 6.4.6.3 Cálculo do comprimento de ancoragem

De acordo com as prescrições estabelecidas pelo Código Norueguês para ancoragem da armadura longitudinal, apresentadas nos subitens anteriores, na Tabela 6.9 são mostrados os comprimentos de ancoragem calculados para as barras longitudinais da viga em estudo.

TABELA 6.9 - COMPRIMENTOS DE ANCORAGEM RETA (C54)

$\phi_t$ - CAMADA	COMPRIMENTO DE ANCORAGEM - $l_b$ (cm)		
	$\phi$ 5,0 c11	$\phi$ 5,0 c16	$\phi$ 5,0 c25
16 mm - 1ª CAM	-	-	-
	85	91	97
16 mm - 2ª CAM	-	-	-
	95	100	-
8 mm - 2ª CAM	-	-	18
	-	-	-

• Linha superior = boa aderência • Linha inferior = má aderência

## 6.4.7 Armadura Transversal

Segundo o item 12.3.1.2 (NS 3473E) a capacidade com respeito à ruína por tração ( $V_{cd} + V_{sd}$ ) e ruína por compressão ( $V_{ccd}$ ) deve ser checada. O cálculo pode ser executado de acordo com os seguintes métodos:

- a) método simplificado (adotado no trabalho);
- b) método do modelo de treliça;
- c) método geral.

### 6.4.7.1 Método simplificado

A capacidade dos elementos estruturais com armadura transversal (armadura de cisalhamento), distribuída ao longo da sua direção longitudinal, pode ser assumida

igual à soma das parcelas  $V_{cd}$  (resistida pelo concreto) e  $V_{sd}$  (resistida pela armadura transversal). A porção  $V_{cd}$  é dada pela seguinte expressão:

$$V_{cd} = 0,33 \cdot \left( f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \leq 0,66 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \quad (6.31)$$

onde:

$$k_v = 1,0;$$

$$k_A = 100 \text{ MPa};$$

$A_s$  = área da seção transversal da armadura longitudinal apropriadamente ancorada.

A parcela  $V_{sd}$  é determinada pela componente de força na direção da força de cisalhamento, a partir da armadura transversal cruzando uma assumida fissura inclinada de  $45^\circ$  com o eixo longitudinal do elemento estrutural, dentro de uma profundidade igual a  $z$  a partir da armadura de tração:

$$V_{sd} = \sum (f_{sd} \cdot A_{sw} \cdot \text{sen } \alpha) \quad (6.32)$$

Para armadura transversal consistindo de unidades com espaçamento  $s$  medido ao longo do eixo longitudinal, a expressão 6. 32 se torna:

$$V_{sd} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{s} \cdot z \cdot (1 + \cot g \alpha) \cdot \text{sen } \alpha \quad (6.33)$$

Se a seção transversal apresentar zona de compressão,  $z$  poderá ser tomado igual a  $0,90 d$ . Com a consideração também de estribos verticais ( $\alpha = 90^\circ$ ), da expressão 6.33 resultará:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1,11V_{sd}}{f_{ywd} \cdot d} \quad (\text{cm}^2/\text{m}) \quad (6.34)$$

com:

$d$  em metros;

$V_{sd}$  em kN e

$f_{ywd} \leq 43,48 \text{ kN/cm}^2$ .

A capacidade da alma à compressão deve ser tomada como:

$$V_{ccd} = 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot g\alpha) \leq 0,45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \quad (6.35)$$

Para  $z = 0,9 \cdot d$  e  $\alpha = 90^\circ$ , tem-se:

$$V_{ccd} = 0,225 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (6.36)$$

sendo a verificação do concreto feita da seguinte forma:

$$V_{d,\max} \leq V_{ccd}$$

### 6.4.7.2 Armadura mínima

Normalmente estribos devem ser distribuídos ao longo da extensão inteira de uma viga, independente da magnitude das forças de cisalhamento. A armação de estribos deve ter área da seção transversal correspondendo à seguinte limitação:

$$A_{sw} \geq \frac{0,2 \cdot A_c \cdot f_{tk} \cdot \text{sen } \alpha}{f_{st}} \quad (6.37)$$

onde:

$A_c$  = área de concreto da seção longitudinal da alma da viga;

$f_{tk}$  = resistência à tração do concreto, não devendo apresentar valor menor que 2,55 MPa.

Aplicando-se os dados necessários na expressão 6.37, para o caso em questão, tem-se:

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = 1,46 \text{ cm}^2 / m$$

### 6.4.8 Armação da Viga

Na Figura 6.17 é apresentado o detalhamento das armaduras longitudinal e transversal da viga VT09, concreto C54.

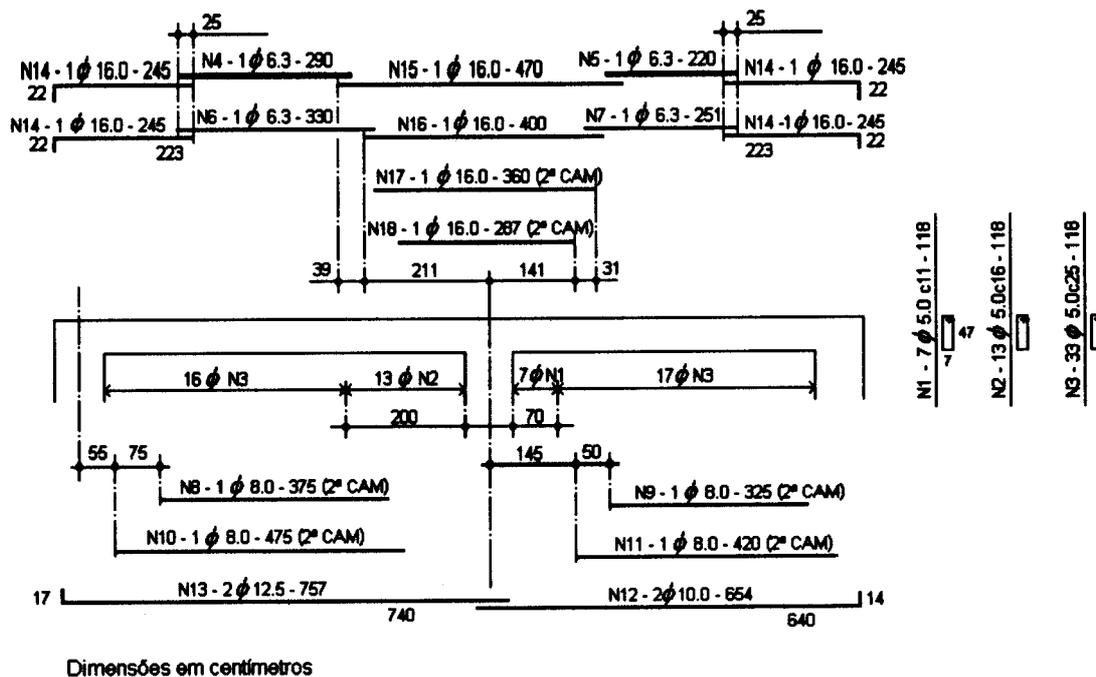


FIGURA 6.17 – DETALHAMENTO DA VIGA VT09 (C54)

## 6.5 CONSUMO DE MATERIAL

As características dos materiais considerados para efeito de cálculo são as seguintes:

### a) Concretos

Dados obtidos através de um software destinado ao cálculo de dosagem de concretos de alto desempenho, PRÓ CAD 1.0, desenvolvido no Departamento de Engenharia da Universidade de Brasília pelo engenheiro PAULO HENRIQUE VASCONCELOS.

- $f_{ck}$  18 MPa  
 traço - 1 : 2,64 : 3,49 -  $a/c = 0,59$   
 $c = 330 \text{ kg/m}^3$   
 areia lavada e agregado graúdo carbonítico  
 concreto bombeado  
 custo estimado: R\$ 66,50/m<sup>3</sup>
- $f_{ck}$  54 MPa  
 traço - 1 : 1,77 : 2,66 -  $a/(c+sa) = 0,37$   
 adição de 8% de sílica ativa sobre o peso de cimento  
 aditivo/cimento = 0,015 (aditivo superplastificante SIKAMENT 300)  
 cimento CII - F40  
 areia lavada com módulo de finura = 2,6  
 agregado graúdo carbonítico  $D_{max} = 19,0 \text{ mm}$  (tipo brita 1)  
 teor de argamassa 51%  
 resistência à compressão medida em espécimes cilíndricos de 10 x 20 cm  
 concreto tipo bombeado  
 custo estimado: R\$ 133,55/m<sup>3</sup>

**b) Armaduras**

Aço CA-50A, disponível no mercado.

**c) Fôrmas**

Convencionais plastificadas

Os resultados obtidos de consumo de material e custo para a execução da viga com os dois tipos de concreto são mostrados, respectivamente, nas Tabelas 6.10 e 6.11.

TABELA 6.10 - CONSUMO DE MATERIAIS PARA EXECUÇÃO DA VIGA VT09 COM CONCRETO DE 18 E 54 MPa

	CONCRETO (m <sup>3</sup> )			ARMADURA (kg)			FÔRMAS (m <sup>2</sup> )		
	$f_{ck}$ 18	$f_{ck}$ 54	%	$f_{ck}$ 18	$f_{ck}$ 54	%	$f_{ck}$ 18	$f_{ck}$ 54	%
VT09	0,93	0,55	- 41	75,90	82,45	8	12,09	10,07	- 17

TABELA 6.11 - CUSTO COMPARATIVO DA VIGA EXECUTADA COM CONCRETO C18 E C54 (VALORES EM R\$)

	CUSTO							
	CONCRETO		ARMADURA		FÔRMAS		TOTAL <sup>(1)</sup>	
	$f_{ck}$ 18	$f_{ck}$ 54	$f_{ck}$ 18	$f_{ck}$ 54	$f_{ck}$ 18	$f_{ck}$ 54	$f_{ck}$ 18	$f_{ck}$ 54
VT09	61,85	73,45	47,65	50,53	58,76	48,94	168,26	172,92

(1) sem reaproveitamento de fôrmas

O gráfico da Figura 6.18 mostra de forma ilustrada os resultados apresentados na Tabela 6.11.

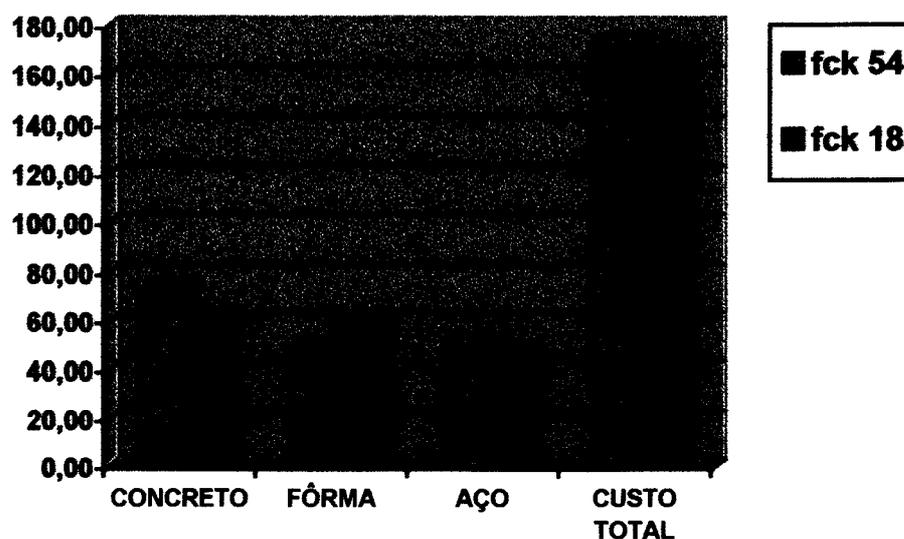


FIGURA 6.18 – CUSTO DOS MATERIAIS (INDIVIDUAL E TOTAL)  
PARA EXECUÇÃO DA VIGA COM CONCRETO  
C18 E C54, EM R\$ POR PAVIMENTO

Como o edifício Vitória Régia apresenta 14 pavimentos-tipo, é apresentado na Tabela 6.12 um levantamento de custo total por pavimento de acordo com o número de reaproveitamento de fôrmas.

TABELA 6.12 – CUSTO TOTAL (EM R\$) DA EXECUÇÃO DA VIGA VT09,  
POR PAVIMENTO, COM REAPROVEITAMENTO DAS  
FÔRMAS

VT09	NÚMERO DE REAPROVEITAMENTO DAS FÔRMAS				
	1	3	6	10	14
$f_{ck\ 18}$	168,26	129,09	119,29	115,38	113,70
$f_{ck\ 54}$	172,92	140,29	132,14	128,87	127,48
%	2,80	8,70	10,80	11,70	12,10

A Figura 6.19 complementa graficamente os resultados obtidos na Tabela 6.12.

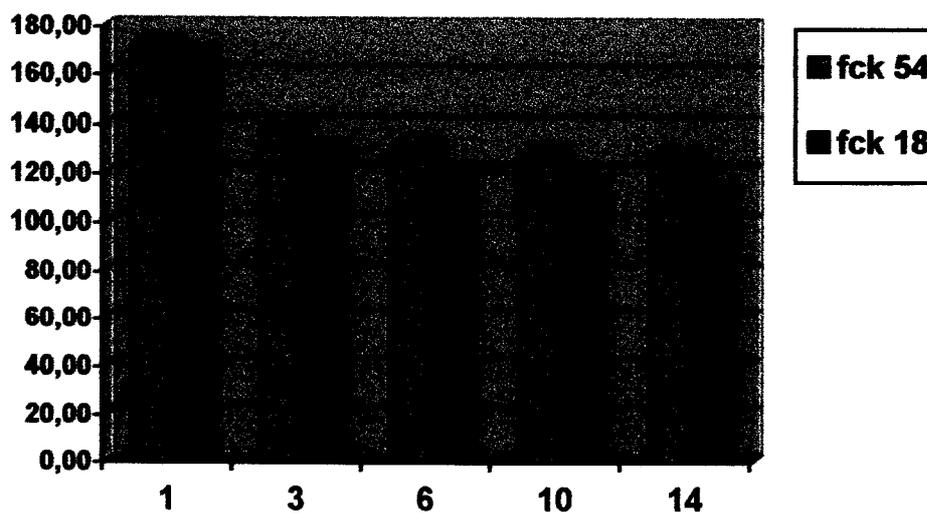


FIGURA 6.19 – CUSTO TOTAL (EM R\$) POR PAVIMENTO COM REAPROVEITAMENTO DAS FÔRMAS

## **7 CONCLUSÕES**

O estudo apresentado neste trabalho sobre CAD mostrou que existe uma grande divergência de opiniões entre vários autores, no que diz respeito à influência de determinadas características, de certos componentes, na obtenção de concretos de alto desempenho. Como por exemplo, os agregados, na escolha de sua resistência e máxima dimensão.

Para a obtenção de concretos de alto desempenho é fundamental o conhecimento de sua estrutura interna: fase pasta de cimento, fase inerte e interface pasta-agregado. É necessário conhecer a ação de cada material componente no comportamento dessas fases e, por conseguinte, identificar suas influências (positivas ou negativas) no desempenho final do CAD.

Pôde-se perceber que o fator água/cimento tem uma influência extremamente significativa na qualidade da pasta de cimento, assim como, na aderência pasta-agregado. A necessidade de obtenção de uma mistura onde a relação entre a quantidade de água de amassamento e a dosagem de cimento seja adequadamente baixa, constitui um fator primordial para a obtenção de concretos de alto desempenho. Quanto aos agregados (fase inerte), verificou-se que a variação de algumas de suas características pode influenciar diretamente nas principais propriedades do concreto. Com disso, para a definição de um processo específico de execução do CAD, será necessário um levantamento das origens e das propriedades dos materiais que compõem efetivamente a mistura na obra.

Em relação ao estudo de suas características mecânicas, pôde-se observar que poucas normas tratam com maior profundidade o estudo dessas características, isto é, dados que forneçam um melhor entendimento do comportamento desse novo material. Um exemplo é a norma Norueguesa, que regulamenta o cálculo e execução de estruturas até concreto C94 (resistência medida em cilindro). No Brasil, em virtude da escassez de trabalhos realizados sobre CAD, ou seja, total falta de dados disponíveis, talvez a recente revisão da NB-1 ainda não apresente incorporado em seu texto base o assunto Concreto de Alto Desempenho.

Em se tratando da análise técnico-econômica (direcionada à execução de vigas de edifícios), pôde-se tirar as seguintes conclusões:

a) a redução do consumo de concreto foi significativa (- 41%), mesmo não aproveitando ao máximo as possibilidades de redução da seção;

b) a redução do consumo de concreto em vigas é melhor caracterizado naquelas que apresentam valores elevados de tensões de compressão e cisalhamento;

c) verificou-se um pequeno aumento na quantidade da armadura longitudinal, o que se explica pela redução da seção. Os resultados mostraram também um ganho sensível no consumo de fôrmas, em torno de 17% de economia (não sendo considerado nenhum tipo de reaproveitamento);

d) o resultado final, em termos de custo de execução de uma mesma viga (sem reaproveitamento de fôrmas) executada com concretos de resistência C18 e C54, mostrou um custo final superior da viga executada com concreto C54 de apenas 2,80% em relação a viga de concreto C18. Todavia, o levantamento de custo total com a consideração do reaproveitamento das fôrmas, evidentemente em função da maior seção transversal da viga calculada com concreto C18, mostrou que à medida que ocorre a reutilização das fôrmas, o custo final de execução da viga de concreto C54 (em comparação a viga de concreto C18) aumenta gradativamente, porém, sem ultrapassar valores que não possam ser perfeitamente absorvidos se forem computados dados referentes aos serviços de mão-de-obra e escoramento das vigas. Dessa forma, existem vantagens, tanto técnicas como econômicas, em se utilizar concreto de alto desempenho também em vigas de edifícios.

Em resumo, com base nos resultados obtidos ao final do trabalho, as seguintes considerações finais podem ser feitas:

a) O concreto de alto desempenho é o principal componente no custo final das vigas analisadas, dificultando, dessa forma, sua aplicação em larga escala em vigas convencionais (seções retangulares). Contudo, com um maior emprego do CAD e conseqüente aumento de consumo da sílica ativa e superplastificantes <sup>1</sup>, pode ocorrer a diminuição dos custos destes materiais e, por conseguinte, a redução do custo de produção do concreto de alto desempenho;

b) Sendo as vigas elementos lineares onde a flexão é preponderante, para um melhor aproveitamento das elevadas resistências do CAD, torna-se relevante para estes elementos o estudo de novas concepções estruturais que, sem proporcionar dificuldades construtivas, viabilizem efetivamente, tanto técnica quanto economicamente, sua aplicação também em vigas de edifícios.

É preciso salientar que, através da utilização de apenas um exemplo, os resultados apresentados neste trabalho não podem ser tomados como conclusivos, pois o objetivo principal, além do estudo abrangente do material concreto de alto desempenho, é de se apresentar resultados que mostrem que existem possibilidades viáveis da aplicação do CAD em vigas. Portanto, novos trabalhos devem ser desenvolvidos neste sentido, não só para um exemplo de viga, mas para todo um pavimento-tipo ou mesmo todos os pavimentos de um edifício.

---

<sup>1</sup> De acordo com informações de profissionais da área de tecnologia os superplastificantes, por serem produtos importados, são os materiais que mais encarecem a produção do CAD.

## **BIBLIOGRAFIA**

**ABRAMS, D. A. (1918). Design of concrete mixtures. Chicago, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute. (Bulletin n. 1).**

**AGNESINI, M. V. C. (1988). Concretos com ar incorporado: efeitos produzidos pela incorporação de ar sobre as propriedades dos concretos dosados com os agregados usualmente empregados na região de São Carlos. São Carlos, EESC. 161p.**

**AGOSTINI, L. R. S. (1992). Pilares de concreto de alta resistência. São Paulo. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.**

**ALMEIDA, I. R. (1990). Betões de alta resistência e durabilidade: composição e características. Lisboa. Tese (Doutorado) - Universidade Técnica de Lisboa.**

**ALMEIDA, R. (1994). Fumo de sílica e concreto: uma união resistente. Revista IBRACON, v.4, n.11, dezembro.**

**AMARAL FILHO, E. M. (1989). Concreto de alta resistência. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1., São Paulo, 22-24 ago. 1989. Anais. São Paulo, EPUSP. v.2, p.705-780.**

**AMARAL FILHO, E. M. (1990). Recuperação e aplicação em estruturas de concreto de alto desempenho. Outubro.**

**AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1992). ACI 363R - State of-the-art report on high-strength concrete. Detroit, ACI.**

**AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). ACI 318 - Building code requirements for reinforced concrete. Detroit, ACI.**

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (1993). Cimentos Portland: atuais especificações e suas aplicações. Revista IBRACON, v.3, n.7, p.59-60, jan./mar.**

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). NBR-6118/82 - Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro.**

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). NBR-7222/82 - Argamassas e concretos - determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. São Paulo.**

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). NBR-12142/94 - Concreto - determinação de resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos. Rio de Janeiro.**

**BRITISH STANDARD INSTITUTION (1980). BS 3148 - Methods of test for water for making concrete (including notes on the sulfability of the water). London, BSI.**

**CARRASQUILLO, R. L.; SLATE, F. O.; NILSON, A. H. (1981). Properties of high strength concrete subjected to short-term loading. ACI Journal, May-June.**

**CARDOSO, J. L. (1992). Aditivos superplastificantes: a nova geração em tecnologia de concreto. Revista IBRACON, v.2, n.3, jan./mar.**

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1990). High strength concrete: state of the art report. **Bulletin d'Information**, n.197, August.

COUTINHO, A. S. (1963). **La puzolana y sus propiedades**. Lisboa, LNEC. Memória, n.211. 35p.

COUTINHO, A. S. (1973). **Fabrico e propriedades do betão**. Lisboa, LNEC. v.1.

DAL MOLIN, D. C. C. (1995). **Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com e sem adições de microssílica**. São Paulo. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

De LARRARD, F. (1991). Mechanical properties. In: **HIGH-STRENGTH CONCRETE**. Report of RILEM Committee TC 115-HSC./em preparação/

DEWAR, J. D. (1964). **The indirect tensile strength of concretes of high compressive strength**. Wexham Springs, Cement and Concrete Association. 12p. (Technical Report, n.42.377)

FERNANDES, G. B. (1992). **Cisalhamento de vigas de concreto de alta resistência**. São Paulo. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

FERRAZ, J. C. F. (1988). O concreto de alta resistência e a estrutura do Museu de Arte de São Paulo Assis Chateaubriand. In: **REUNIÃO ANUAL DO IBRACON**, 30., Rio de Janeiro, 8-12 ago. 1988. Anais. São Paulo, IBRACON.

GJORV, O. E. (1992). High-strength concrete. In: **ADVANCES IN CONCRETE TECHNOLOGY**, Athens, 1992. Proceedings. Montreal, CANMET. p.21-77.

- HELBIG, D. (1994). **Cálculo na ruína de seções submetidas a solicitações normais**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- HELLAND, S. (1988). The use of high strenght concrete. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 30., Rio de Janeiro, 8-12 ago. 1988. **Anais**. São Paulo, IBRACON.
- ISAIA, G. C. (1992). Desempenho econômico de concreto de alta resistência com cinzas volantes. **Revista IBRACON**, v.2, n.3, jan./mar.
- JOHNSTON, C. D. (1975). Fifty year developments in high strenght concrete. **Journal of the Construction Division, ASCE**, v.101, n.C04, Dec., p.801-818.
- MEHTA, P. K.; AITCIN, P. C. (1990). Principles underlying production of high-performance concrete. **Cement, Concrete and Aggregates, Philadelphia**, v.12, n.2, p.70-78, Winter.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (1993). **Concrete: structure, properties and materials**. Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall.
- MEHTA, P. K. (1986). **Concrete, structure, properties and materials**. Englewood Cliffs, NJ, Prentice Hall, 450p.
- MEYER, A. Experiences in the use of superplasticizers in Germany. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Superplasticizers in concrete**. (ACI SP-62).
- MINDESS, S. (1983). Mechanical performance of cementitious systems. In: BARNES, P., ed. **Structure and performance of cements**. Essex, Applied Science. cap.7, p. 319-363.

- MONTEIRO, P. J. M.; MEHTA, P. K. (1986). Improvement of the aggregate: cement past transition zone by grain refinement of hydration products. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DE QUÍMICA DO CIMENTO, 8., **Communications Theme 2**. Rio de Janeiro, Sep., vol.3, p.433-437.
- MONTEIRO, P. J. M. (1985). **Microstructure of concrete and its influence on the mechanical properties**. Berkeley, CA. Tese (Doutorado) - University of California.
- NILSON, A. H. (1988). Concreto de alta resistência: desempenho como material e comportamento estrutural. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 30., Rio de Janeiro, 8-12 ago. 1988. **Anais**. São Paulo, IBRACON.
- NORWEGIAN CODE FOR CONCRETE STRUCTURES (1989). **Norsk standard NS 3473**.
- NORWEGIAN COUNCIL FOR BUILDING STANDARDIZATION (1992). **NS 3473E - Concrete structures: design rules**. 4 ed., Oslo, NSF.
- OLIVEIRA, M. O. F.; GAMA, J. L. C. N.; AGUADO, A. (1991). Influencias de variabilidad de las características de las microsílces brasileñas en las resistencias a traccion y compresion del hormigon de altas prestaciones. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 25., Porto Alegre, 11-15 nov. 1991. **Anais**. Porto Alegre, UFRGS-CPGEC. v.4, p.117-128.
- OWENS, P. L. (1989). Water and its role in concrete. **Concrete International**. part 1, ACI, p.68-74, nov.
- PENTTALA, V. (1986). **Compatibility of binder and superplasticizer in high strength concrete**. Oslo, Nordic Concrete Federation. p.117-128. (Nordic Concrete Research Publication, n. 5)

- PINHEIRO, L. M.; GIONGO, J. S. (1986). Concreto armado: propriedades dos materiais. São Carlos, EESC-USP. 79p.**
- PINTO, A. D.; ROCHLITZ, R. C. (1966). O concreto de alta resistência no edifício Trianon. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 11., São Paulo.**
- PRADO, J. F. M. A. (1995). Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações verticais e horizontais. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.**
- SANTOS, L. M. (1984). Edifício de concreto armado: notas de aula. São Paulo, FDTE/EPUSP/IPT.**
- SHEHATA, I. A. E. M.; SHEHATA, L. C. D.; MENDES, H. O.; RIBEIRO, P. P. T. (1993). Considerações sobre a ductilidade de vigas de concreto de alta resistência. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 26., Montevideo, Uruguay, 15-19 nov. 1993. Memórias. Montevideo, CLAES/ASAIE. v.2, p.147-161.**
- SMADI, M. M.; SLATE, F. O. (1989). Microcracking of high and normal strength concretes under short and long term loadings. ACI Materials Journal, p.117-127, Mar./Apr.**