

ET-85

F
691.32
P331f

ESTUDO TÉCNICO

*O Fenômeno Térmico
no Concreto*

85



ASSOCIAÇÃO
BRASILEIRA DE
CIMENTO PORTLAND

Associação Brasileira de Cimento Portland

O FENÔMENO TÉRMICO NO CONCRETO

por

Vladimir Antonio Paulon
Consultor Independente

São Paulo
junho de 1987

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND
BIBLIOTECA

F
691.32 Paulon, Vladimir Antonio São Paulo,
P331f O fenômeno térmico no concreto. ABCP, 1987.
48p. ilus. 30cm. (ET-85)

Concreto massa
Concreto - Fissura
Concreto - Retração
Série

Todos os direitos reservados à
Associação Brasileira de Cimento Portland
Avenida Torres de Oliveira, 76 - Jaguaré
CEP 05347 São Paulo/SP
Fone: 268.5111 - TELEX (011) 39185 ASSD BR

J
8229
691.32
P331f

*Agradecimentos aos engenheiros Quintiliano M. Guedes,
Selmo C. Kuperman, Walton Pacelli de Andrade e Miguel A. N.
Saad, pela colaboração prestada.*

LISTA DAS FIGURAS

nº	Título	p.
1	Elevação da temperatura adiabática de concretos (Cf. Ref. 1)	2
2	Coefficiente de dilatação térmica em função da relação água/cimento (Cf. Ref. 3)	6
3	Coefficiente de dilatação térmica de argamassa em função da idade e da relação água/cimento (Cf. Ref. 3)	8
4	Efeito do conteúdo de água na retração por secagem do concreto	11
5	Interação entre temperaturas, idades, características térmicas e propriedades visco-elásticas do concreto	15
6	Coefficiente de restrição, K_r (Cf. Ref. 9)	20
7	Diferencial de temperatura	23
8	Elevação da temperatura adiabática de concretos lançados com $7^{\circ}C$ e $21^{\circ}C$	23
9	Dissipação de calor no concreto	28
10	Elevações máximas de temperatura ($\Delta\theta_{m\acute{a}x}$) em função do intervalo de lançamento (IL) para $H =$ altura da camada constante (Cf. Ref. 11) - Concreto não refrigerado	30
11	Quedas máximas de temperatura ($Q_{m\acute{a}x}$) em função do intervalo de lançamento (IL) para $H =$ altura da camada constante (Cf. Ref. 11) - Concreto não refrigerado	30
12	Tensões máximas de tração ($ft_{m\acute{a}x}$) em função do intervalo de lançamento (IL) para $H =$ altura da camada constante (Cf. Ref. 11) - Concreto não refrigerado	31
13	Curva de elevação adiabática de concreto (Cf. Ref. 2)	35
14	Isotermas para $T_L = 14^{\circ}C$	37
15	Isotermas para $T_L = 18^{\circ}C$	37

SUMÁRIO

AGRADECIMENTO

LISTA DAS FIGURAS

1	GERAÇÃO DE CALOR	1
2	DISSIPAÇÃO DE CALOR	3
3	DEFORMAÇÕES VOLUMÉTRICAS	4
3.1	Deformação Térmica	5
3.2	Deformação Higrométrica	7
3.2.1	Influência do cimento	9
3.2.2	Influência do agregado	9
3.2.3	Influência do teor de água e da dosagem	10
3.2.4	Influência de aditivos	11
3.2.5	Influência da pozolana	12
3.2.6	Influência do tamanho da peça	12
3.2.7	Influência do meio ambiente	12
3.3	Deformação Autógena	12
3.4	Deformação por Reações Álcali-agregado	13
4	TENSÕES DE ORIGEM TÉRMICA	14
4.1	Introdução	14
4.2	Cálculo das Tensões Térmicas do Concreto	17
4.2.1	Resistência à tração do concreto	18
4.2.2	Coefficiente de restrição	18
4.2.3	Módulo de elasticidade do concreto	19
4.2.4	Coefficiente de dilatação térmica do concreto	21
4.2.5	Diferença de temperatura	22

4.2.5.1	Temperatura do concreto fresco	22
4.2.5.2	Elevação adiabática da temperatura do concreto	22
4.2.5.3	Temperatura de equilíbrio anual (temperatura de contorno)	26
4.2.6	Perdas de calor	26
4.2.6.1	Propriedades térmicas do concreto	26
4.2.6.2	Dissipação do calor através das superfícies	27
4.2.6.3	Fatores de projeto	28
5	FISSURAÇÃO	32
6	A PREVISÃO DO CAMPO DE TEMPERATURA	33
7	CONTROLE DA VARIAÇÃO DA TEMPERATURA	36
7.1	Pré-refrigeração do Concreto	36
7.1.1	Custos da pré-refrigeração	37
7.2	Resfriamento Através de Tubulação Embutida no Concreto (Pós-refrigeração)	39
7.3	Influências do Aglomerante	39
	<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	41

1 GERAÇÃO DE CALOR

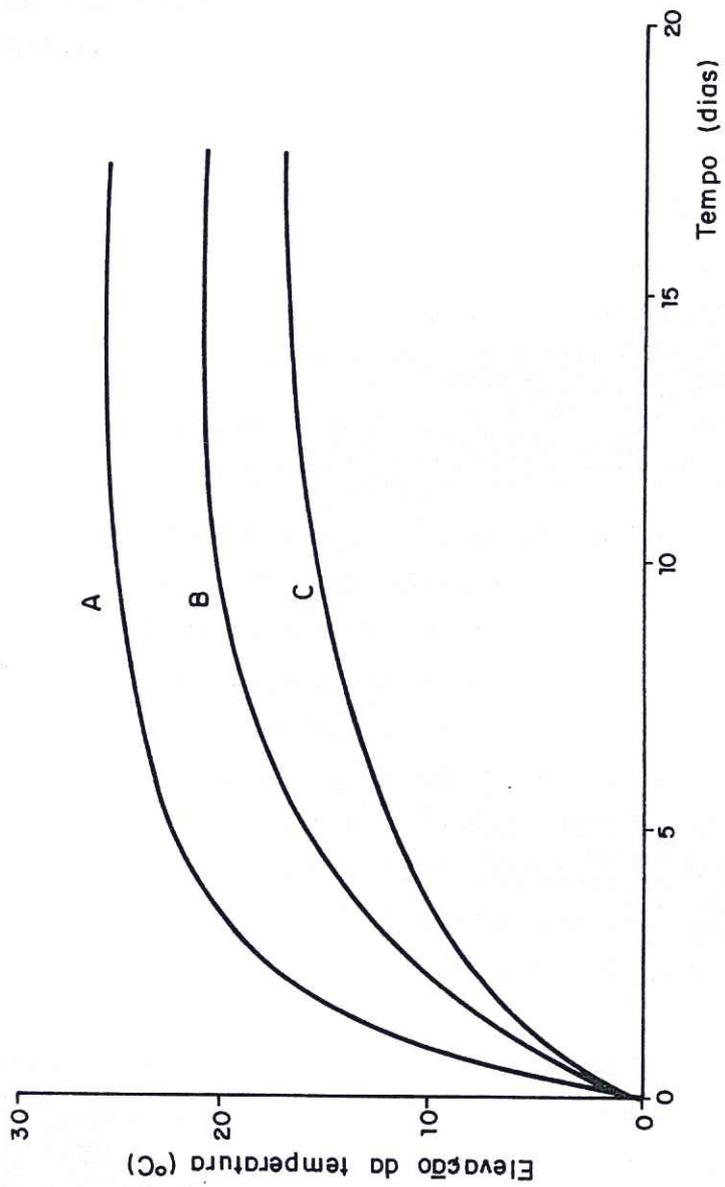
As reações de hidratação do cimento portland, sendo exotérmicas, dão origem a elevações consideráveis de temperatura no concreto massa. O problema térmico do concreto massa pode ser interpretado da seguinte forma: o concreto gera calor após o início da hidratação do cimento, o qual é conduzido através de sua massa; recebe, emite e reflete calor através de suas faces e, ao fim de certo tempo, dependendo de vários fatores, atinge a temperatura de equilíbrio. Esta temperatura de equilíbrio só pode ser atingida depois de dissipado o calor de hidratação do cimento e a estrutura ficar sujeita apenas às variações ambientais de temperatura, ou seja, quando o calor absorvido pelo concreto durante as épocas quentes do ano for igual ao calor perdido durante as épocas frias. Nessa fase, a temperatura de cada ponto do interior da massa, embora sofrendo variações, mantém um valor médio ao longo do tempo que é a temperatura de equilíbrio.

Tanto a velocidade de aumento como a elevação total da temperatura dependem da temperatura do concreto fresco, tipo e consumo do aglomerante e da temperatura de contorno.

No Brasil, geralmente, é utilizado o cimento portland comum ou de moderado calor de hidratação.

A substituição de parte do cimento por material pozolânico modifica consideravelmente as curvas de elevação adiabática, tanto na velocidade de crescimento como no valor total. A *Figura 1*¹ apresenta a evolução adiabática da temperatura de concretos com diâmetro máximo do agregado de 152 mm, onde a substituição de 0%, 30% e 50% de cimento por pozolana de argila calcinada resultou em temperaturas máximas adiabáticas de 23,2°C, 19,1°C e 16,0°C, respectivamente. A variação de temperatura do concreto depende muito da composição do material pozolânico, de sua finura e também da composição do cimento utilizado na combinação.

A prática tem ensinado que o material pozolânico adequado produz, aproximadamente, 50% do calor que geraria igual massa do cimento ao qual ele substitui.



MISTURA	% POZOLANA	ELEVAÇÃO DA TEMPERATURA °C
A	0	23,2
B	30	19,1
C	50	16,0

FIGURA 1 - Elevação da temperatura adiabática de concretos (Cf. Ref. 1)

A temperatura de lançamento do concreto tem certa influência no desenvolvimento da elevação da temperatura do concreto, principalmente nas primeiras idades, mas não há suficientes informações para definir até que ponto essa temperatura poderá causar uma alteração na temperatura final.

Os aditivos retardadores de pega diminuem a velocidade de geração de calor durante as primeiras horas, mas seu efeito pode ser desprezado por se tornar insignificante para o cálculo das tensões térmicas.

2 DISSIPACÃO DE CALOR

Quanto mais elevado o valor da difusibilidade, mais rapidamente o calor se propagará através do concreto. O valor da difusibilidade é muito afetado pelo tipo de agregado usado no concreto. O *Quadro 1* apresenta os valores de difusibilidade térmica de concretos com diâmetro máximo de 38 mm e agregados graúdos de diferentes procedências.

QUADRO 1 - Valores de difusibilidade térmica em função do tipo de agregado²

Tipo de agregado graúdo e procedência	Difusibilidade térmica (m ² /dia)
Cascalho (quartzo) - Balsas Mineiro	0,192
Quartzito - Estreito	0,187
Cascalho (quartzo) - São Felix	0,168
Cascalho (sílex) - Ilha Grande	0,150
Calcário - Itaberá	0,130
Gnaisse - Boa Esperança	0,123
Gnaisse - Angra	0,096
Metagrauvaque - Tucuruí	0,095
Basalto - Tucuruí	0,078
Basalto - Ilha Grande	0,076
Basalto - Itaipú	0,066
Basalto - Itumbiara	0,062

O tamanho do agregado graúdo, ante sua influência no volume unitário do concreto, também exerce certa influência sobre a difusibilidade.

O Quadro 2 apresenta a difusibilidade de concretos com diferentes diâmetros máximos de agregados.

QUADRO 2 - Valores de difusibilidade do concreto, em função do diâmetro máximo do agregado

Diâmetro máximo (mm)	Difusibilidade (m ² /dia)
152	0,071
76	0,069
38	0,067
19	0,071
4,8	0,032

3 DEFORMAÇÕES VOLUMÉTRICAS

As variações volumétricas referem-se a contrações plásticas e a expansões e contrações do concreto endurecido. Molhagem, secagem, variações de temperatura e reações químicas no próprio concreto são as causas principais dessas variações volumétricas, embora, em alguns casos, possam ainda ser causadas por reações entre minerais reativos e os álcalis do cimento, ou outras reações químicas.

Se ao concreto fosse permitido deformar-se livremente, as variações de volume teriam importância mínima; entretanto, o concreto sofre restrições à movimentação, pela fundação onde se apóia, ou por outras partes da estrutura, ou pela armadura. A combinação das variações de volume e das restrições desenvolve tensões de tração e, eventualmente, de compressão. Quando tais tensões superam a resistência à tração ou à compressão do concreto, ele fissa.

3.1 Deformação Térmica

O concreto endurecido expande-se quando a temperatura sobe e contrai-se quando a temperatura cai. A relação entre a variação volumétrica de uma massa de concreto e a correspondente variação de temperatura é o coeficiente de dilatação térmica do concreto.

O coeficiente de dilatação térmica do concreto varia principalmente com tipo de agregado, consumo de cimento, relação água/cimento e umidade relativa, sendo que o fator de maior influência é o tipo de agregado.

O valor médio do coeficiente de dilatação térmica do concreto pode ser considerado como $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, flutuando numa faixa de 6 a $14 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, dependendo dos fatores de influência citados. Nas argamassas, o valor médio varia de 8 a $13 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ e nas pastas de cimento de 10 a $16 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

O Quadro 3 indica a influência da quantidade de agregado sobre o coeficiente de dilatação térmica.

QUADRO 3 - Influência do volume de agregado no coeficiente de dilatação térmica

Relação cimento/agregado	coeficiente de dilatação térmica após 2 anos ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
Pasta pura	18,5
1:1	13,5
1:3	11,2
1:6	10,1

A Figura 2 é um gráfico de valores de coeficiente de dilatação térmica, em função da relação água/cimento.

O Quadro 4 contém resultados obtidos em concretos de basalto, com diâmetro máximo de agregado variando de 152 mm a 19 mm.

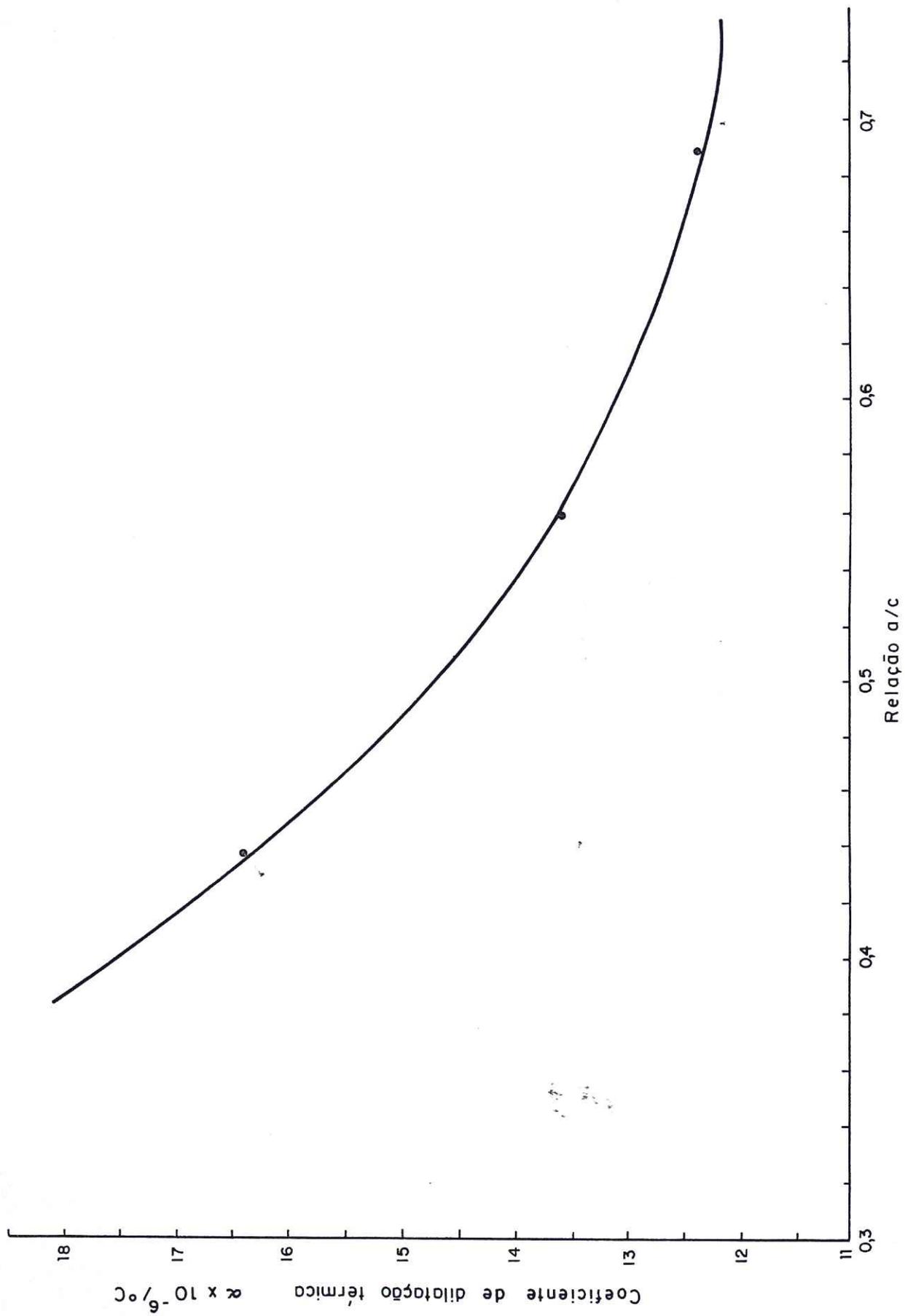


FIGURA 2 - Coeficiente de dilatação térmica em função da relação a/c (Cf. Ref. 3)

QUADRO 4 - Coeficiente de dilatação térmica para diferentes diâmetros máximos e tipos de agregados

Origem	Diâmetro máximo do agregado (mm)	Coeficiente de dilatação térmica ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
Itaipú (Basalto)	152	8,42
Tucuruí	152	8,74
Itaipú	76	8,37
Tucuruí	76	8,83
Itaipú	38	8,39
Tucuruí	38	9,84
Itaipú	19	8,61
Tucuruí	19	10,24

A Figura 3 apresenta valores do coeficiente de dilatação térmica, em função da idade para cada relação água/cimento.

As deformações volumétricas devidas às variações de temperatura podem ser razoavelmente previstas em cálculos, que devem obrigatoriamente fazer parte do projeto da estrutura. Embora o estado final da temperatura de equilíbrio dependa das condições ambientais do local, é possível limitar a elevação de temperatura que ocorre após o lançamento ou controlar a temperatura de lançamento. No primeiro caso, pode-se fazer uso de dosagens programadas para desenvolver o mínimo calor de hidratação ou colocar sistemas de tubulação com água circulante embutidos no concreto ou, ainda, programar alturas de camadas e intervalos de concretagem. No segundo caso, a temperatura de lançamento pode ser limitada pelo uso de pré-refrigeração do concreto.

3.2 Deformação Higrométrica

O concreto quando perde água se contrai; quando a recebe, expande-se. Essas variações de volume, dependendo da umidade, são características inerentes dos concretos com ligante hidráulico. É a mudança na umidade da pasta de cimento que causa a

Coefficiente de dilatação térmica $\lambda \times 10^6 / ^\circ\text{C}$

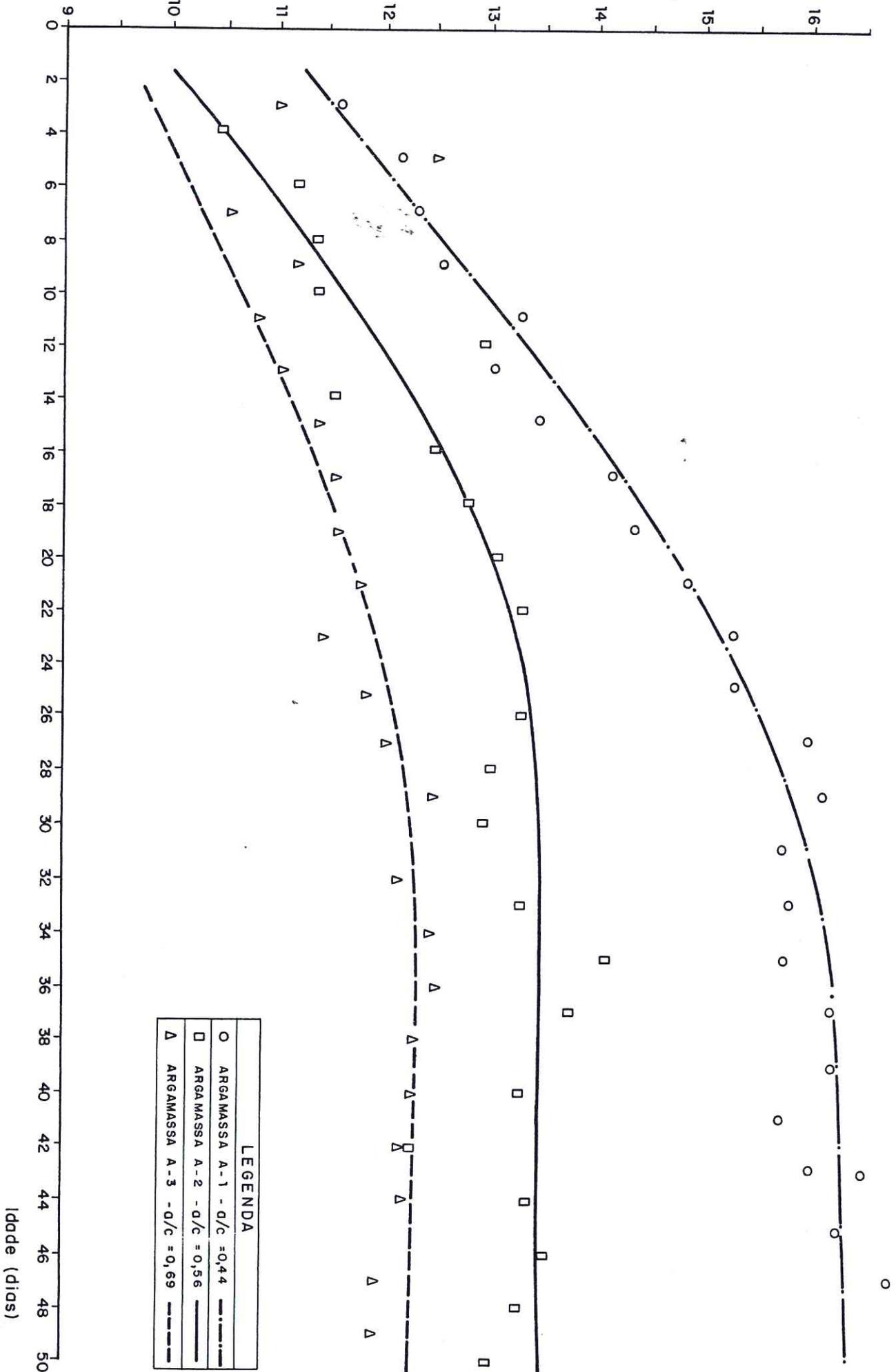


FIGURA 3 - Coeficiente de dilatação térmica de argamassa em função da idade e da relação d/c (Cf. Ref. 3)

LEGENDA	
○	ARGAMASSA A-1 - d/c = 0,44
□	ARGAMASSA A-2 - d/c = 0,56
△	ARGAMASSA A-3 - d/c = 0,69

retração ou expansão do concreto, enquanto que o agregado é o responsável pela restrição interna que reduz significativamente a grandeza destas variações volumétricas.

Juntamente com a retração por secagem, a pasta de cimento também está sujeita à retração por carbonatação. Como o dióxido de carbono da atmosfera, responsável pela carbonatação, não penetra profundamente na massa do concreto, a retração por carbonatação tem importância desprezível na variação volumétrica total da estrutura do concreto massa.

A ordem de grandeza da retração por secagem do concreto massa é influenciada por vários fatores, sendo que exercem efeito mais significativo, a composição do cimento, o tipo e tamanho do agregado, a relação água/cimento e a dosagem. De menor influência são os efeitos de aditivos, de pozolanas, da duração da cura e do tamanho da peça concretada.

3.2.1 Influência do cimento

CARLSON⁴ considera que a variação na retração de concretos fabricados com diferentes tipos de cimentos não pode ser explicada satisfatoriamente pelas diferenças de composição e finura destes. Os resultados de ensaios de pastas mostraram uma grande distribuição de valores de retração, especialmente para cimentos portland comum (tipo I da *American Society for Testing and Materials - ASTM*).

Entretanto, a composição química do cimento tem notável influência na variação volumétrica do concreto, principalmente o SO_3 , o C_3A , o teor de álcalis ($Na_2O + K_2O$), a cal livre e o MgO . Baixos valores de retração estão associados a baixos valores da relação C_3A/SO_3 ; baixos valores do teor de álcalis e expansões, aos teores de cal livre e MgO .

3.2.2 Influência do agregado

O concreto pode ser considerado como sendo uma matriz de pasta de cimento cujo grande potencial de retração é

restringido pelo agregado. Dos fatores que influenciam a capacidade do agregado em restringir a retração, a compressibilidade, sem dúvida, é o mais importante. Quanto mais elevado o módulo de elasticidade do agregado, mais efetivo será o seu papel na redução da retração do concreto. A capacidade de absorção d'água de um agregado, que pôde ser medida pela sua porosidade, determina o valor do módulo ou índice de compressibilidade.

O *Quadro 5* indica a influência do tipo de agregado na retração de concretos com cimentos de mesma marca e idênticas relações água/cimento.

QUADRO 5 - Retração de concretos com diferentes tipos de agregado

Tipo de agregado	Retração de concretos com 1 ano de idade (%)
Arenito	0,097
Basalto	0,068
Granito	0,063
Calcário	0,050
Quartzo	0,040

Embora a compressibilidade seja a propriedade mais importante do agregado no que diz respeito à retração, o agregado em si também se contrai durante a secagem. Esta propriedade é notável em agregados de alta capacidade de absorção.

O diâmetro máximo do agregado tem efeito significativo na retração por secagem. Além de permitir a redução do teor de água da mistura, os agregados de grande diâmetro máximo também apresentam maior restrição à retração da pasta de cimento.

3.2.3 Influência do teor de água e da dosagem

A *Figura 4* apresenta uma típica relação entre o teor de água e a retração por secagem. A retração do concreto pode ser minimizada mantendo-se a menor quantidade de água da pasta de

cimento e a maior quantidade total possível de agregados da mistura, assim se obtendo o menor teor de água por unidade de volume de concreto e, conseqüentemente, a menor retração por secagem.

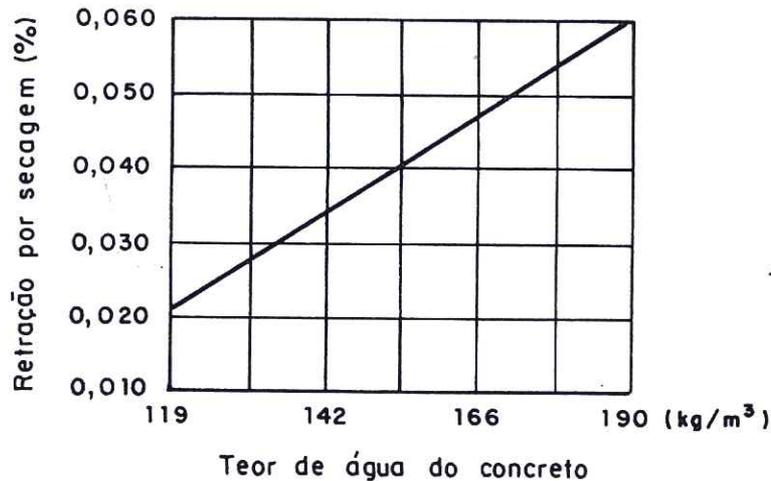


FIGURA 4 - Efeito do conteúdo de água na retração por secagem do concreto

A curva granulométrica dos agregados também tem algum efeito sobre a retração por secagem. O uso de agregados mal graduados exige na mistura um excesso de areia e, conseqüentemente, de água de forma a que se tenha a trabalhabilidade desejada, o que impede o uso do máximo teor de agregados graúdos.

3.2.4 Influência de aditivos

Os incorporadores de ar, por aumentarem o teor de vazios, deveriam aumentar a retração por secagem. Entretanto, pelo fato de permitirem redução da água, sem afetar a trabalhabilidade, a retração por secagem não é apreciavelmente afetada com a incorporação de até 5% de ar.

Ainda que os redutores de água e retardadores de pega permitam a redução do conteúdo de água da mistura, o seu uso não resulta em diminuição da retração por secagem. Na verdade, alguns tipos podem até aumentar a retração nas menores idades,

embora, em idades posteriores, apresentem os mesmos valores que os concretos sem aditivos.

O cloreto de cálcio sempre resultará em considerável aumento na retração por secagem.

3.2.5 Influência da pozolana

O uso de alguns tipos de pozolana aumenta a quantidade de água e, daí, incrementam a retração por secagem do concreto.

Algumas pozolanas aumentam a retração por secagem, mesmo que tenham muito pouco efeito sobre o teor de água do concreto. Devido à considerável variação nos efeitos dos diferentes tipos de pozolana nas propriedades do concreto, é sempre recomendável a execução de ensaios para constatação desse fato.

3.2.6 Influência do tamanho da peça

O tamanho e a forma da peça a ser moldada têm significativa influência na retração. CARLSON⁶ mostra que, a 50% de umidade relativa do ar, uma grande peça de concreto mostra, após 30 dias, uma penetração de secagem de 75 mm e levar-se-ia cerca de 10 anos para atingir 600 mm de penetração.

3.2.7 Influência do meio ambiente

Conforme estudos de TROXELL⁷, para uma umidade relativa de 70% o valor de retração por secagem seria de cerca de 1/3 da retração em ambiente com 50% de umidade relativa; estes e outros estudos permitem afirmar que, quanto mais elevada a umidade relativa do ambiente, menor será a retração por secagem do concreto.

3.3 Deformação Autógena

A deformação autógena é unicamente resultante de uma reação química no concreto.

O Quadro 6 apresenta resultados de deformação autógena (expansão) em concretos de diâmetro máximo de 152 mm e consumo de cimento de 155 kg/m³, com substituições de 15%, 30% e 45% por cinzas volantes.

QUADRO 6 - Deformações autógenas em concreto com diferentes porcentagens de cinzas volantes⁸

Cimento	Cinza volante (%)	Deformações ($\epsilon \times 10^{-6}$)							
		Idade (dias)							
		20	40	60	80	100	150	180	Final
A	0	48	53	60	68	63	69	-	-
A	15	57	68	70	74	71	85	-	-
A	30	65	75	79	81	80	87	-	-
A	45	60	71	71	74	77	82	-	-
B	0	22	23	40	45	46	52	63	59
B	15	26	35	45	52	33	61	66	65
B	30	24	39	49	60	67	79	83	70
B	45	27	45	55	63	63	72	69	66

Legenda:

Cimento A = Elevado teor de cal livre.

Cimento B = Baixo teor de cal livre.

3.4 Deformação por Reações Álcali-agregado

As reações de agregados contendo minerais reativos com os álcalis do cimento têm sido responsáveis pela fissuração e mesmo destruição de várias estruturas em diversos países. São do conhecimento atual três tipos de reações: a reação álcali-silica em concreto contendo tridimita e cristobalita, *chert*, *flint* e quartzo; a reação álcali-silicato em concretos contendo vidros, feldspatos e folhelhos argilosos; e a reação álcali-carbonato em concretos contendo calcários dolomíticos.

Os fatores que comandam as reações são: o teor de álcalis do cimento, o consumo de cimento do concreto, a quantidade e o tamanho dos agregados reativos, o efeito do meio ambiente, a relação água/cimento e a cura do concreto.

Após o desencadeamento da expansão por reação alcalina pouco pode ser feito para minimizá-la, razão pela qual deve-se procurar determinar com segurança a possibilidade de sua ocorrência e procurar evitar a expansão, mesmo com utilização de agregados reativos, o que pode ser feito por meio de inibidores, dos quais o mais eficiente é a substituição da parte do cimento por pozolana adequada.

4 TENSÕES DE ORIGEM TÉRMICA

4.1 Introdução

Na primeira fase, o cimento ao se hidratar libera calor e, durante a elevação de temperatura, o concreto tem uma certa plasticidade. Neste estágio, a elevação de temperatura origina tensões de compressão, pois, considerando-se um cubo de volume unitário no interior do maciço, ele, ao tender expandir-se, será impedido pela massa de concreto que o envolve, ficando, conseqüentemente, comprimido.

A compressão inicial, estando associada ao baixo valor do módulo de elasticidade e a maior fluência das primeiras idades, não serão acentuadas.

Na segunda fase, ao atingir a temperatura máxima, inicia-se o resfriamento, quando o concreto é mais resistente e menos deformável, ou seja, com valores maiores de módulo de elasticidade. O cubo imaginado irá retraíndo-se e, havendo qualquer restrição a essa contração, desenvolver-se-á uma tensão de tração que poderá ser superior à resistência à tração do concreto, causando fissuração do concreto.

Resumindo, de uma maneira simplista, pode-se afirmar que na massa do concreto existe, por um lado, o desenvolvimento

no seu interior do calor causado pela hidratação do cimento e, por outro, o resfriamento da massa pelas faces da peça, disso resultando um gradiente de temperatura através da massa do concreto, capaz de provocar deformação por tração, a qual, se maior que a capacidade de deformação do concreto, dará origem a fissuras.

Uma interação geral entre temperaturas, idades, características térmicas e propriedades visco-elásticas é mostrada na Figura 5, onde se considera um concreto massa cujas camadas são lançadas com intervalos de 5 dias; antes de analisá-los devem ser revistos alguns conceitos, o que se faz a seguir:

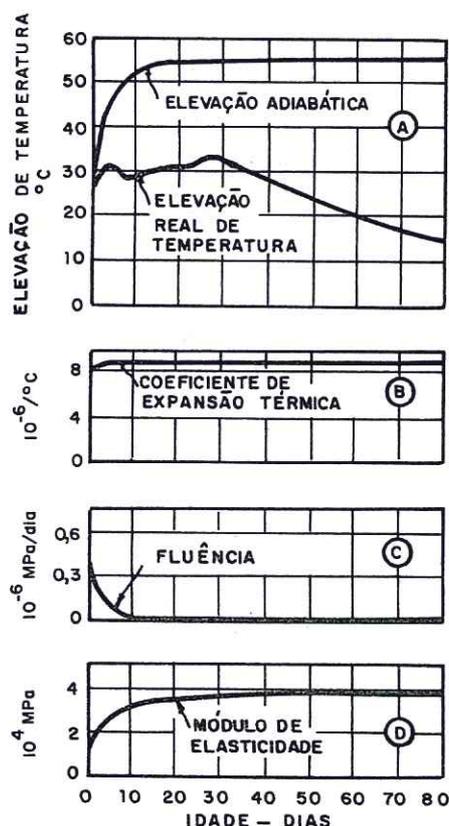


FIGURA 5 - Interação entre temperaturas, idades, características térmicas e propriedades visco-elásticas do concreto

a) *Temperatura adiabática*

É a elevação da temperatura do concreto, não se considerando perdas. Depende da quantidade e do tipo de aglomerante, de sua composição química e das adições.

b) *Coefficiente de dilatação térmica*

Relação entre a deformação linear específica do concreto e a correspondente variação de temperatura. No concreto, é a resultante de dois coeficientes de dilatação térmica: o do agregado e o da argamassa de cimento, bastante distintos; equivale a dizer que o coeficiente de dilatação térmica do concreto depende praticamente do tipo e da quantidade de agregado.

c) *Fluência*

Quando ocorre uma tensão qualquer no concreto, surge instantaneamente uma deformação específica, dada por σ/E_c (em que σ é a tensão e E_c o módulo de elasticidade do concreto). Mantendo-se constante a tensão, observa-se que o concreto continua a se deformar com o tempo, chamando-se este fenômeno de *fluência (creep)*.

Análise da Figura 5

No gráfico A, na curva superior, tem-se a elevação da temperatura adiabática do concreto, ou seja, sem que se considere perdas de calor na peça. Na curva inferior do mesmo gráfico A é mostrada a elevação da temperatura numa barragem, com lançamentos de concreto em intervalos de 5 dias: a queda de temperatura no 5º dia é explicada pelo *choque térmico* causado pelo lançamento de outra camada, ou seja, concreto mais frio sobre um concreto em pleno desenvolvimento do calor de hidratação; a seguir, a temperatura aumenta e a influência do lançamento das camadas posteriores é cada vez menor, devido à distância, e a temperatura começa a baixar, tendendo ao equilíbrio térmico da massa.

Comparando-se as curvas A e D, verifica-se que, no primeiro pico de elevação real de temperatura, o módulo de elasticidade é pequeno, ou seja, não existe ainda restrição ao movimento, enquanto que, após o segundo pico, o módulo de elasticidade do concreto já atingiu, praticamente, o valor final.

No gráfico A, as diferenças entre as curvas superior e inferior da elevação de temperatura explicam-se pelas perdas

de calor, devido a vários fatores (temperatura ambiental, altura da camada, intervalo de concretagem, formas, água de cura, difusibilidade etc.). Essas perdas que determinam a curva inferior, a partir da adiabática do concreto, podem ser determinadas pelo *Método dos Elementos Finitos (M.E.F.)*.

4.2 Cálculo das Tensões Térmicas do Concreto

Em casos simples e bem definidos, é possível o cálculo das tensões por meio de expressões fechadas. A tensão, em qualquer altura do eixo de simetria de um bloco que repouse sobre uma fundação dotada de uma certa rigidez, é dada por:

$$\sigma = K_r k \Delta T \alpha \frac{E_c}{1 + \psi} \quad [1]$$

em que:

K_r = coeficiente de restrição (Figura 6) para uma função infinitamente rígida;

k = coeficiente de minoração de K_r , que leva em conta a relação entre a rigidez da fundação e a do concreto;

α = coeficiente de expansão térmica do concreto;

E_c = módulo de elasticidade do concreto, MPa;

ψ = coeficiente de fluência do concreto na ocasião dos cálculos;

ΔT = diferença entre temperaturas.

Sendo f_t a resistência à tração simples do concreto, se $\sigma < f_t$ não haverá trincas e se $\sigma \geq f_t$ haverá trincas.

Caso se prefira considerar a capacidade de deformação do concreto, chamando ϵ a deformação para as condições acima:

$$\epsilon = \Delta T \cdot \alpha$$

se ϵ for menor que a capacidade de deformação do concreto, não haverá trincas e se ϵ for igual ou maior que a capacidade de deformação do concreto, haverá trincas.

O exame da expressão [1] permite concluir que a tendência do concreto à fissuração é minimizada quando:

- a diferença entre o pico de temperatura do concreto e a média anual da temperatura ambiente for pequena;
- o valor do coeficiente de dilatação do concreto for baixo;
- o valor do módulo de elasticidade efetivo for pequeno;
- o grau de restrição for pequeno;
- a resistência à tração do concreto for elevada.

Passa-se agora à análise de cada um dos elementos da equação apresentada.

4.2.1 Resistência à tração do concreto (f_t)

Para avaliação da resistência à tração do concreto utilizam-se os valores obtidos no ensaio de tração por compressão diametral ou no ensaio de tração por flexão em vigas; em ambos os casos, torna-se necessária a correção do valor obtido, por ser o módulo de ruptura mais elevado que a resistência à tração pura. A explicação é que, nos ensaios de compressão diametral ou flexão de vigas, apenas parte da estrutura é submetida à tensão máxima, não sendo linear a distribuição de tensões ao longo da peça.

Na inexistência de dados efetivos de ensaios, é usual considerar a resistência à tração do concreto como sendo de 10% a 12% de sua resistência à compressão.

4.2.2 Coeficiente de restrição (K_r)

Este coeficiente quantifica a parte da deformação que é impedida de ocorrer devido à restrição, ou seja, quando o concreto tende a se contrair ou se expandir e essa movimentação é restringida ou por rocha de fundação ou por concreto já endurecido, a inibição dando origem às tensões; quanto mais forte

for o grau de restrição, maior será a probabilidade do aparecimento de trincas.

O coeficiente de restrição é uma função da altura H do monólito e de seu comprimento L , seus valores podendo ser obtidos dos gráficos da *Figura 6*.

4.2.3 Módulo de elasticidade do concreto (E_c)

As deformações do concreto são influenciadas pelo seu módulo de elasticidade, pela fluência e pela restrição do material de contato, sendo E_a o módulo de elasticidade aparente (ou sob carga constante) e E_o o módulo de elasticidade instantâneo.

Conforme o *Bureau of Reclamation*⁹, na falta de ensaios de fluência a relação entre os módulos de elasticidade aparente e instantâneo pode ser considerado como sendo de 2/3.

Já o Comitê 207 do *American Concrete Institute (ACI)*¹⁰ indica que o E_a pode ser tomado como igual a 50% do E_o , o que tem sido encontrado em ensaios realizados no Brasil.

Próximo às fundações ou junto a concretos já velhos, onde a influência do material em contato é considerável, o módulo de elasticidade efetivo (E_{ef}) pode ser obtido pela seguinte expressão do *Bureau of Reclamation*:

$$E_{ef} = \frac{E_a}{1 + 0,4 \left(\frac{E_a}{E_f} \right)} \quad [2]$$

Sendo E_a o módulo aparente do concreto e E_f o módulo de elasticidade da rocha de fundação.

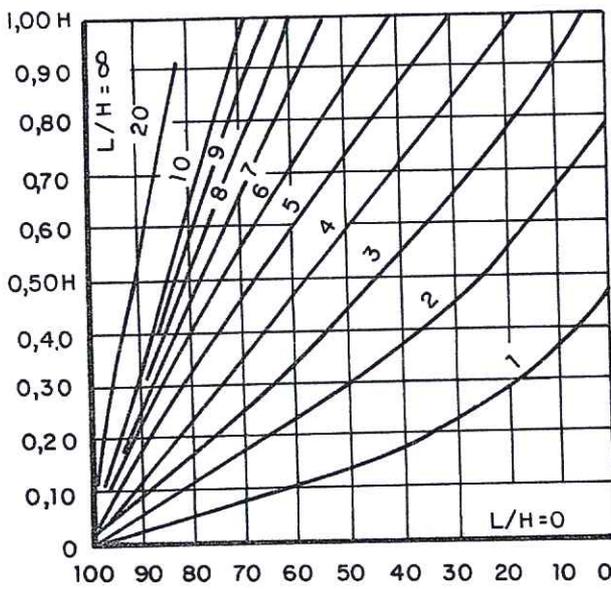
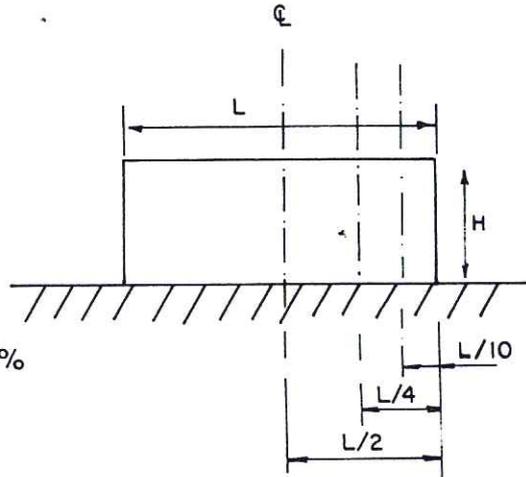
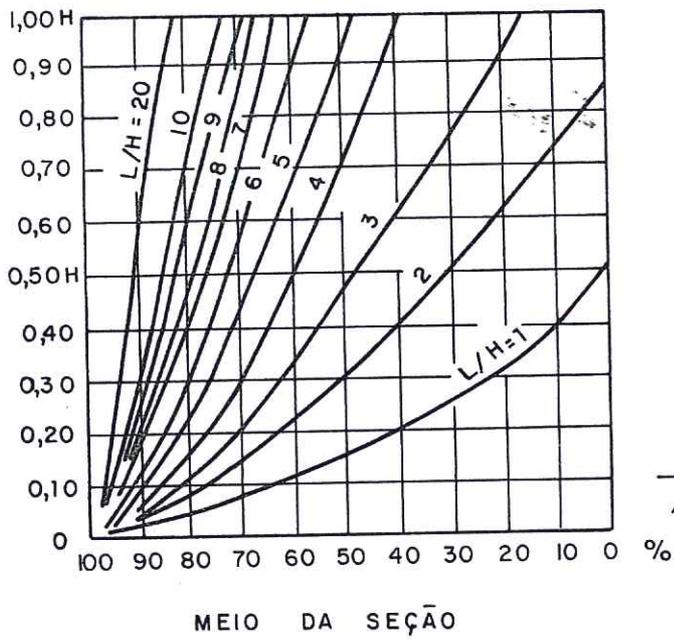
Exemplo:

$$E_o = 45.000 \text{ MPa}$$

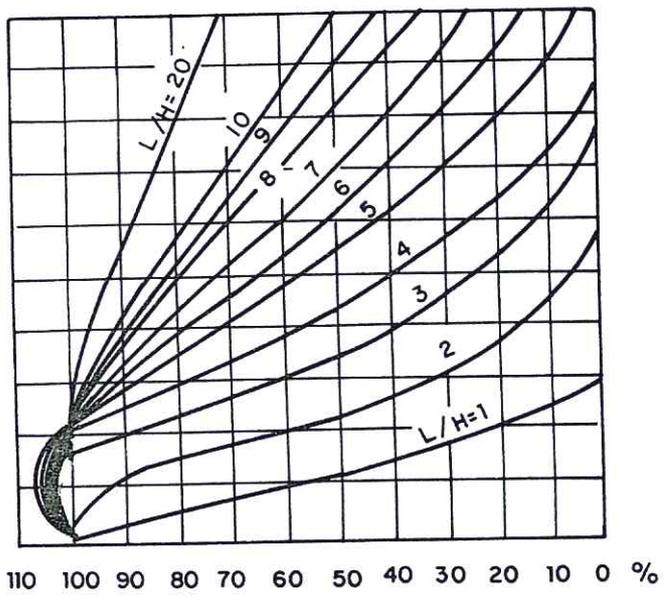
$$E_a = 30.000 \text{ MPa}$$

$$E_f = 25.000 \text{ MPa}$$

$$E_{ef} = 20.000 \text{ MPa}$$



QUARTA PARTE DA SEÇÃO



DÉCIMA PARTE DA SEÇÃO

FIGURA 6 - Coeficiente de restrição, K_r (Cf Ref. 9)

4.2.4 Coeficiente de dilatação térmica do concreto (α)

O coeficiente de dilatação térmica do concreto, na impossibilidade da realização de ensaios de laboratório, pode ser estimado como exemplificado a seguir:

- concreto com agregado basáltico

- coeficiente de dilatação térmica da argamassa:

$$\alpha_a = 10,5 \times 10^{-6} / ^\circ C$$

- coeficiente de dilatação térmica do basalto:

$$\alpha_b = 6,5 \text{ a } 8,1 \times 10^{-6} / ^\circ C$$

Esses valores podem ser tirados de tabelas ou de ensaios executados para outras obras, com utilização dos mesmos materiais.

Supondo que a dosagem do concreto seja (proporção em massa):

Cimento	4,0%
Pozolana	1,1%
Areia	21,0%
Água	3,4%
Brita	70,5%
Teor de argamassa ...	29,5%
Agregado graúdo	70,5%

Tomando como coeficiente de dilatação do basalto o valor mais crítico,

$$\alpha_b = 8,1 \times 10^{-6} / ^\circ C, \text{ vem}$$

$$\alpha = Pa \alpha_a + Pb \alpha_b,$$

sendo Pa a porcentagem de argamassa e Pb a porcentagem de agregado graúdo (brita basáltica); daí:

$$\alpha = \left(\frac{29,5}{100} \times 10,5 \times 10^{-6} + \frac{70,5}{100} \times 8,1 \times 10^{-6} \right) / ^\circ C$$

$$\alpha = 8,81 \times 10^{-6} / ^\circ C$$

4.2.5 Diferença de temperatura (ΔT)

Por diferença de temperatura entende-se a diferença entre a temperatura máxima atingida pelo concreto e a temperatura média anual (ambiental):

ΔT = temperatura de lançamento do concreto, mais a elevação adiabática da temperatura, menos a temperatura de equilíbrio anual (ambiental), menos as perdas de calor

Nas seções a seguir é analisado cada um dos componentes da diferença de temperatura ΔT (Figura 7).

4.2.5.1 Temperatura do concreto fresco

É a partir da temperatura de lançamento do concreto que se inicia a elevação de sua temperatura. Como a temperatura de hidratação não varia com a de lançamento, se a elevação adiabática de temperatura for de 35°C , com lançamento a 7°C , tem-se uma temperatura máxima de 42°C ; com lançamento a 20°C , tem-se temperatura máxima de 55°C , desconsiderando-se as influências da temperatura de controle (ambiental).

A elevação adiabática da temperatura de concretos lançados com resfriamento é mais lenta nos primeiros dias, conforme se observa na Figura 8.

4.2.5.2 Elevação adiabática da temperatura do concreto

A elevação adiabática da temperatura do concreto depende da quantidade de cimento e de pozolana presentes na mistura.

O consumo de aglomerante, por sua vez, vai depender da resistência requerida, da relação água/cimento, do diâmetro máximo do agregado graúdo, do tipo e módulo de finura da areia e dos aditivos.

A pré-refrigeração melhora a trabalhabilidade da massa, permitindo diminuir a relação água/cimento.

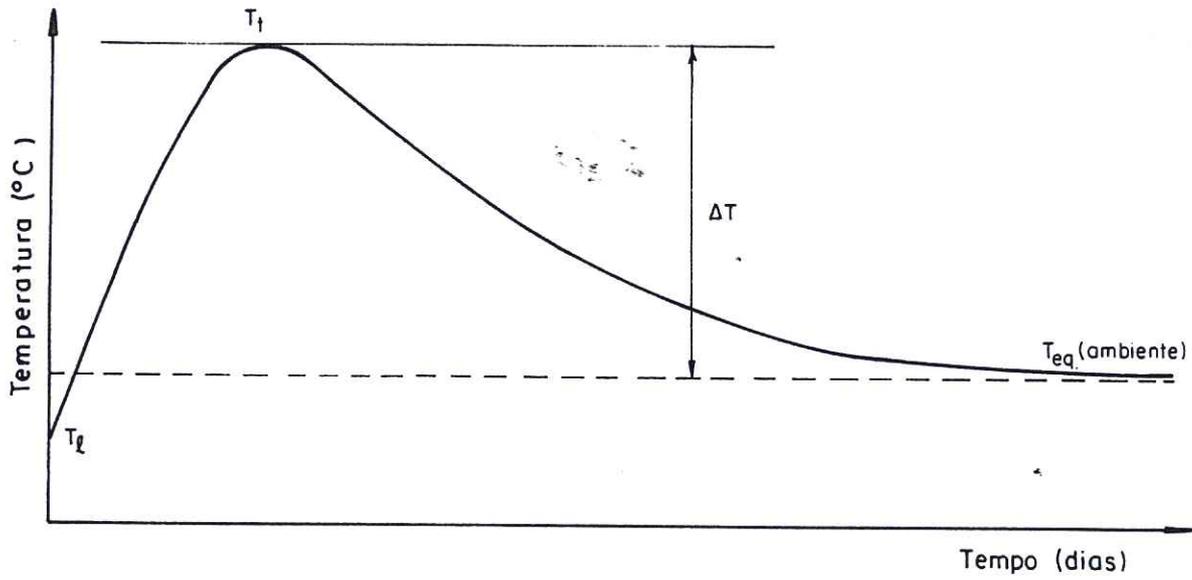


FIGURA 7 - Diferencial de temperatura

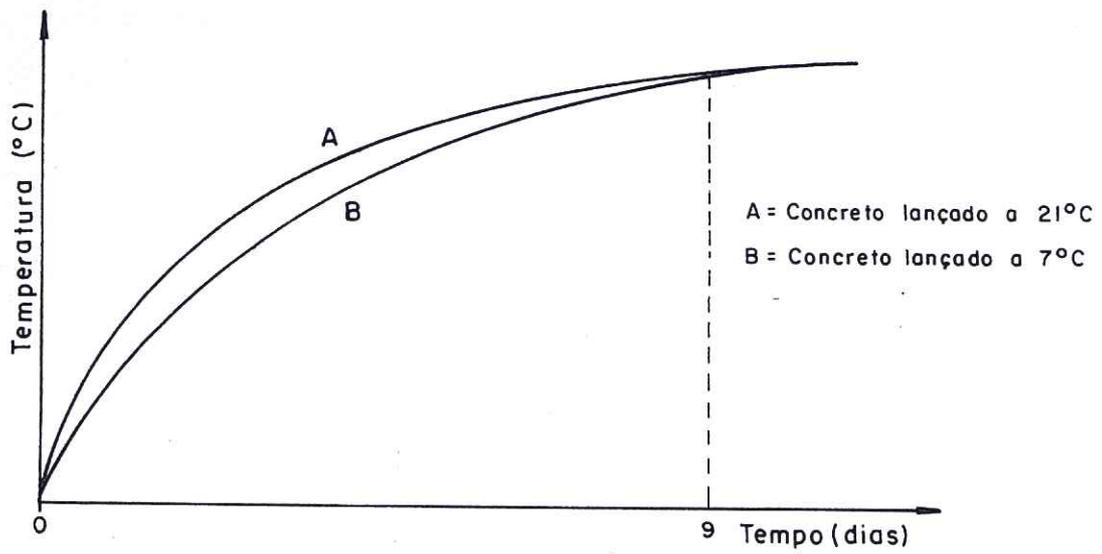


FIGURA 8 - Elevação da temperatura adiabática de concretos lançados com 7°C e 21°C

A elevação adiabática da temperatura do concreto é obtida a partir de ensaios no calorímetro adiabático. No caso de não ser possível a execução deste ensaio, emprega-se a fórmula para aumento da temperatura adiabática:

$$T_t = \frac{H_t \cdot C_t}{c \cdot d}$$

onde:

T_t = elevação da temperatura adiabática do concreto a t dias, °C;

H_t = calor de hidratação do cimento a t dias, kcal/kg;

C_t = consumo de cimento no concreto, kg/m³;

c = calor específico do concreto, kcal/kg °C;

d = massa específica do concreto, kg/m³.

C_t e d podem ser obtidos da dosagem; c pode ser calculado a partir da dosagem e do calor específico dos materiais; H_t (caso não haja ensaios de calor desenvolvido pelo cimento) pode ser calculado segundo o Quadro 7, que fornece a participação individual dos componentes que contribuem para a geração do calor.

QUADRO 7 - Participação dos constituintes do cimento na geração de calor de hidratação

Constituintes mineralógicos do cimento	Participação de cada constituinte na geração de calor (cal/g)		
	3 dias	7 dias	28 dias
C ₃ S	0,98	1,10	1,14
C ₂ S	0,19	0,28	0,44
C ₃ A	1,70	1,88	2,02
C ₄ AF	0,29	0,43	0,48

Suponha-se que seja necessário conhecer o calor de hidratação de um cimento, que tem as seguintes porcentagens para cada componente:

$$C_3S = 41,0\%$$

$$C_2S = 33,5\%$$

$$C_3A = 10,8\%$$

$$C_4AF = 8,5\%$$

Aos 28 dias, tem-se:

$$(41,0 \times 1,14) + (33,5 \times 0,44) + (10,8 \times 2,02) + (8,5 \times 0,48) = \\ 46,7 + 14,7 + 21,8 + 4,1 = 87,3 \text{ cal/g}$$

Um outro caso muito comum é aquele em que é fornecida a elevação adiabática de um concreto com um certo consumo de cimento e torna-se necessário determiná-la para outro consumo do mesmo cimento, supondo-se conhecida a elevação adiabática e os seguintes parâmetros:

$$\text{Cimento} : 108 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Pozolana} : 13 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Calor específico do concreto (c)} : 0,246 \text{ kcal/kg } ^\circ\text{C}$$

$$\text{Massa específica do concreto (d)} : 2665 \text{ kg/m}^3$$

Deseja-se determinar a nova elevação adiabática para um concreto com consumo de cimento de 145 kg/m^3 , com 18 kg/m^3 de pozolana e mantendo-se o mesmo teor de material pozolânico em relação ao cimento.

$$\Delta\theta = \text{elevação adiabática } ^\circ\text{C (conhecida)}$$

$$\Delta\theta' = ?$$

$$Z = (108 + 13) \text{ kg/m}^3 = 121 \text{ kg/m}^3$$

$$Z' = (145 + 18) \text{ kg/m}^3 = 163 \text{ kg/m}^3$$

$$c = 0,246 \text{ kcal/kg } ^\circ\text{C}$$

$$c' = 0,246 \text{ kcal/kg } ^\circ\text{C}$$

$$d = 2665 \text{ kg/m}^3$$

$$d' = 2665 \text{ kg/m}^3$$

$$\Delta\theta' = \frac{Z'}{c' \cdot d'} \cdot \frac{c \cdot d}{Z} \Delta\theta$$

$$\Delta\theta' = 1,35 \Delta\theta$$

4.2.5.3 Temperatura de equilíbrio anual (temperatura de contorno)

A média das temperaturas ambientes, obtidas no local da obra, influi na temperatura do concreto fresco (no caso de não se prover pré-refrigeração), nas condições de exposição durante a construção e durante a vida útil da estrutura.

A condição de exposição durante a construção influencia a temperatura do concreto no topo de cada camada; a região próxima do topo pode permanecer na temperatura ambiente, enquanto que, na região inferior, a elevação de temperatura é quase adiabática nas primeiras idades. Se o concreto for de elevado consumo de cimento, esse gradiente de temperatura pode ser muito elevado, se não for utilizada a pré-refrigeração.

Após a construção, o calor só é perdido pelas superfícies e aberturas. Para as barragens, na face de montante haverá uma parte submersa, sujeita às temperaturas da água, e, na face de jusante e acima do nível d'água, o concreto estará sujeito à temperatura ambiental.

4.2.6 Perdas de calor

As perdas de calor estão estreitamente ligadas às propriedades térmicas do concreto e aos métodos construtivos. São analisados a seguir aspectos relativos às perdas de calor do concreto.

4.2.6.1 Propriedades térmicas do concreto

a) Difusibilidade térmica (h^2)

É um índice indicativo da velocidade de dissipação do calor através do concreto. O valor da difusibilidade é dado pela expressão:

$$h^2 = \frac{K}{c \cdot d} \quad [3]$$

sendo:

$$h^2 = \text{difusibilidade, } m^2/h;$$

K = condutibilidade, kcal/m.h °C;

c = calor específico do concreto, kcal/kg °C;

d = massa específica do concreto, kg/m³.

b) Condutibilidade térmica (K)

É a quantidade de calor que atravessa a superfície de 1 cm² de um corpo durante o tempo de 1 segundo, quando existe uma diferença de temperatura de 1°C entre esta superfície e outra que está distante dela de 1 cm; é expressa em kcal/m.h °C.

c) Calor específico (c)

É a quantidade de calor necessária para alterar de 1°C a temperatura de 1 g do corpo, expressa em kcal/kg °C. Na falta de valores reais, a difusibilidade de um concreto pode ser calculada através da expressão [3], sendo a condutibilidade obtida através da média ponderada das condutibilidades.

4.2.6.2 Dissipação do calor através das superfícies

Em caso de concreto refrigerado, é recomendável o recobrimento das superfícies em contato com o ar com materiais isolantes, os quais tem por finalidade evitar o choque térmico, impedindo o fluxo de calor entre concreto-ambiente nas primeiras idades. O Quadro 8 fornece o coeficiente de transmissão superficial para os casos mais comuns.

QUADRO 8 - Coeficiente de transmissão superficial

Tipo de isolamento	Coeficiente de transmissão superficial (kcal/m ² .h °C)
Concreto-ar	11,6
Concreto-água de cura	300,0
Concreto-madeira-ar	2,6
Concreto-metal-ar	11,6
Concreto-isolante-ar	2,0

O isolamento vai desde a manutenção das fôrmas de madeira ou de metal, conforme o caso de maior ou menor necessidade de dissipação rápida do calor (concreto refrigerado ou não), até a utilização de materiais como cortiça ou *ensolite* à base de borracha (usado na barragem de *Dworshak, USA*).

Também a água de cura em circulação — e dependendo de sua temperatura — exerce papel de importância na dissipação do calor na superfície, permitindo a manutenção desta em temperatura abaixo da temperatura ambiente.

4.2.6.3 Fatores de projeto

- a) Influência das dimensões dos blocos e altura das camadas

No cálculo da elevação de temperatura pode-se considerar a dissipação do calor como ocorrendo em fluxo unidirecional, bidirecional ou tridirecional, dependendo das dimensões do bloco ou camada.

Em blocos de grandes dimensões, o calor se dissipa somente pela face superior, enquanto que, em blocos de pequenas dimensões, poder-se-á considerar o fluxo como bidirecional ou tridirecional (*Figura 9*).

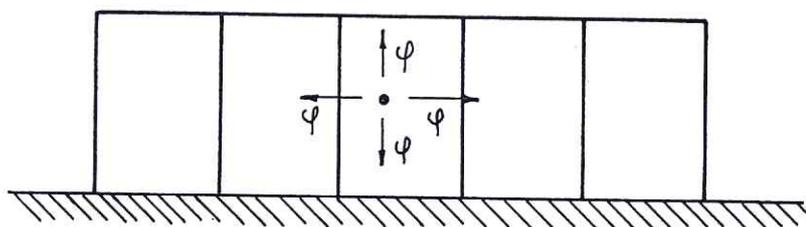


FIGURA 9 - Dissipação de calor no concreto

Quanto à altura da camada de concretagem, de sua dimensão dependerá o fluxo de calor dos grandes blocos, onde é considerado unidirecional. Quando a altura da camada é muito grande, a temperatura do concreto atingirá nas primeiras idades valores próximos à elevação adiabática.

b) Intervalos de concretagem

As camadas de concretagem devem ter uma altura de tal ordem que as tensões não ultrapassem limites admissíveis de valores.

Nas Figuras 10 e 11 observa-se que, para uma mesma altura de camada, as elevações máximas e as quedas máximas de temperatura (diferenças entre temperaturas máximas do concreto e temperatura média anual ambiente) decrescem à medida que se aumenta o intervalo de lançamento.

Mas, a partir de um certo valor desse intervalo, o aumento não implicará na redução das temperaturas e quedas máximas.

A Figura 12 demonstra que a evolução das tensões segue paralelamente à das elevações máximas e quedas máximas de temperaturas; nota-se, ainda, que, à medida que se aumenta a altura das camadas, aumentam as elevações e quedas máximas de temperaturas e, consequentemente, as tensões máximas de tração.

Considera-se como intervalo mínimo entre concretagens sucessivas o tempo suficiente para o preparo das fôrmas e juntas de concretagem e, como tempo máximo, o valor a partir do qual o seu aumento não trará benefícios ao controle das tensões térmicas.

c) Galerias

O projeto em si mesmo pode fazer com que haja aumento de perdas de calor.

Galerias e *block-out* são pontos de concentração de tensões de origem térmica, por causarem gradientes de temperatura.

O uso de poços para aumentar a superfície exposta foi utilizado na Europa como recurso para refrigeração natural, embora a aplicação dessa solução dependa das condições climáticas locais. Nesse caso, os

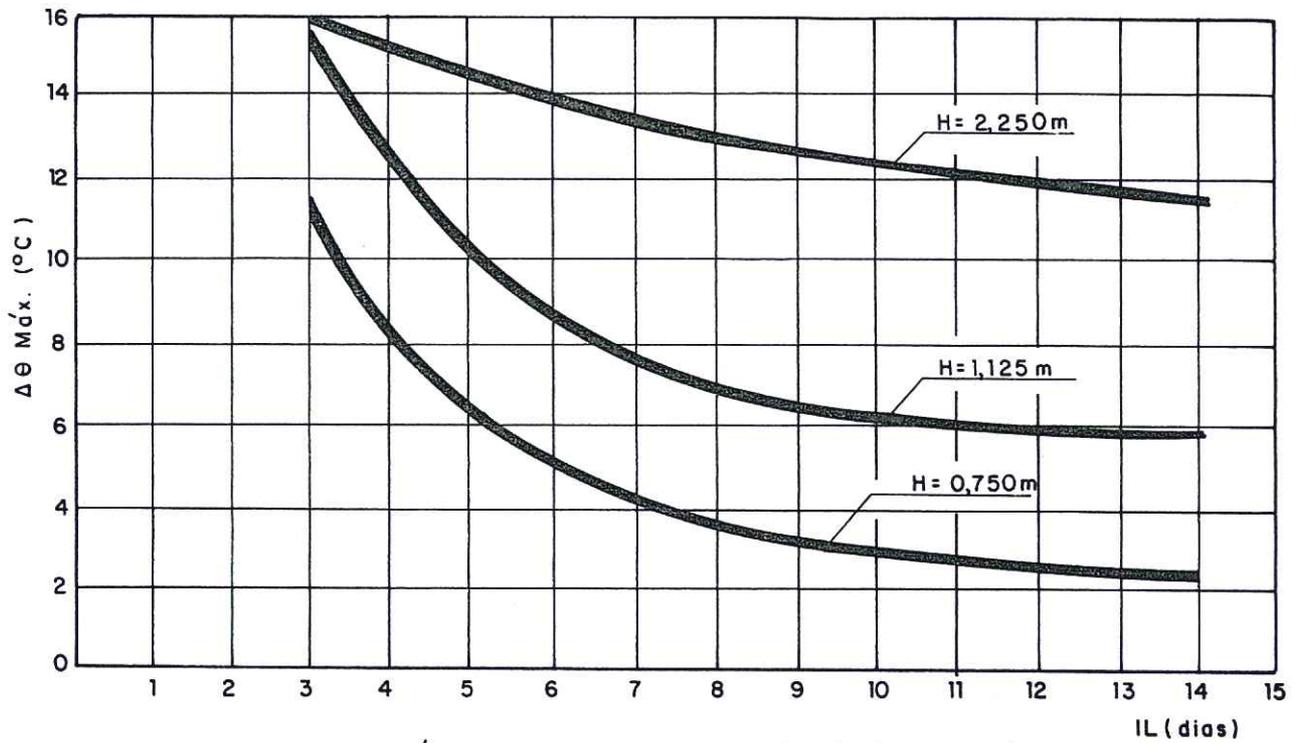


FIGURA 10 - Elevações máximas de temperatura ($\Delta\theta$ máx.) em função do intervalo de lançamento (IL) - (para H = altura da camada constante) (Cf. Ref. II) - Concreto não refrigerado

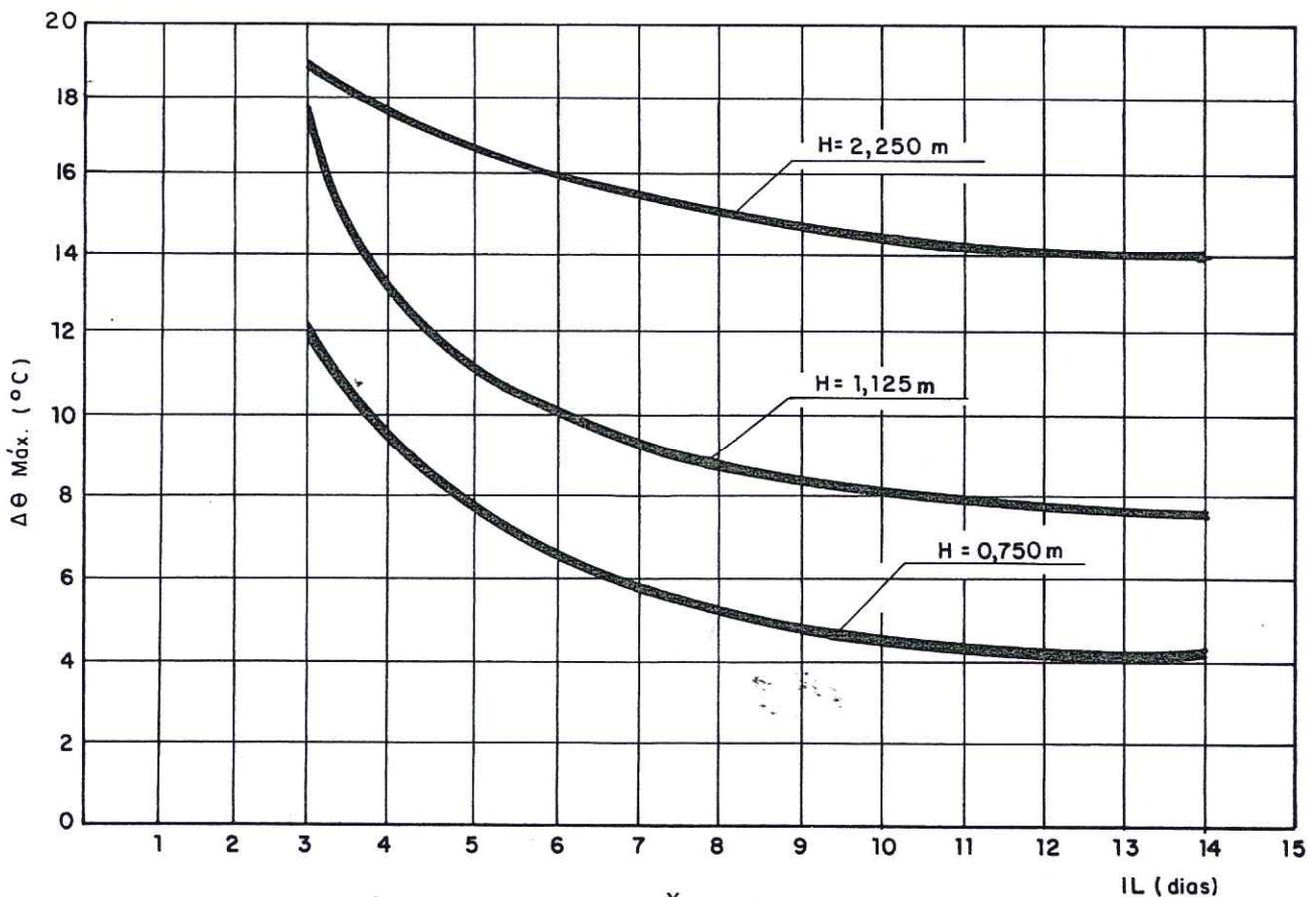


FIGURA 11 - Quedas máximas de temperatura* (Q máx.) em função do intervalo de lançamento (IL) - (para H = altura da camada constante) (Cf. Ref. II) - Concreto não refrigerado

* As quedas máximas causam o aparecimento das altas tensões de tração finais

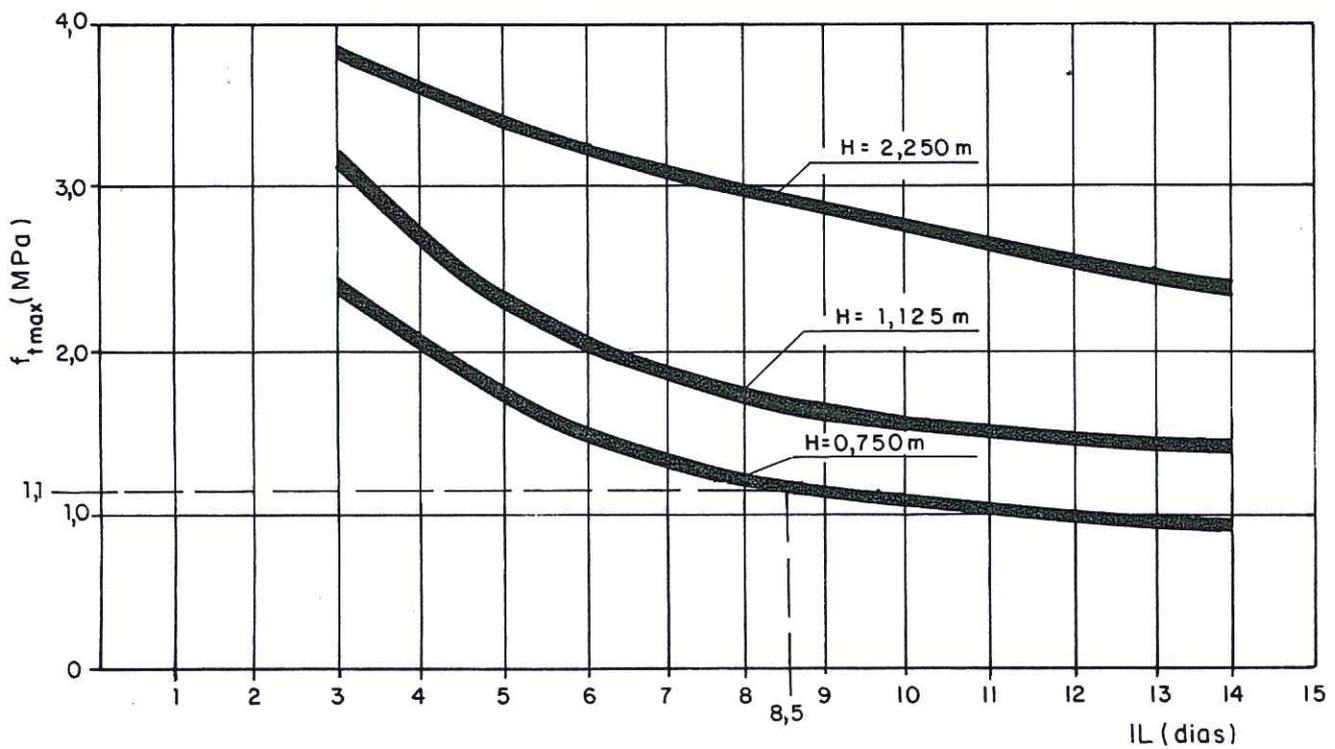


FIGURA 12 - Tensões máximas de tração ($f_{t,máx.}$) em função do intervalo de lançamento (IL) - (para H = altura da camada constante) (Cf. Ref. II)

Concreto não refrigerado

Ex: Com uma tensão admissível à tração de 1,1 MPa, a concretagem poderá ser efetuada nas condições:

- altura da camada: $H = 0,75\text{ m}$
- intervalo de lançamento: $IL = 8,5\text{ dias}$

blocos são considerados como de dimensões menores e os poços são depois preenchidos com concretos de enchimento bastante pobres.

5 FISSURAÇÃO

A fissuração inicia-se no momento em que as tensões de tração superam a resistência à tração do concreto. Essa fissuração poderá significar apenas a superação de um estado limite de utilização ou poderá indicar que foi atingido um estado último, no caso de uma estrutura sem armadura estrutural.

Para combater a fissuração, em geral, pensa-se imediatamente em aumentar a taxa de aço, ou aumentar a resistência do concreto, ou adotar ambas as medidas.

Aumentar a armadura pode não ser a solução do problema pois, em princípio, isso distribuirá as fissuras sem, no entanto, eliminá-las. Quando se requer estanqueidade da estrutura, essa medida isolada não é indicada.

Aumentar a resistência do concreto implica geralmente em aumentar o consumo de cimento, o que, por sua vez, provoca o aumento das temperaturas internas e, conseqüentemente, das tensões de tração; além disso, altas resistências correspondem a altos valores de módulo de deformação do concreto, o que é fator direto de alterações no valor das tensões.

A saída está em examinar com cuidado as causas das variações de temperatura e avaliar em que grau é possível interferir nelas. De fato, ao reexaminar a equação [1] observa-se que a variação de temperatura é diretamente proporcional à intensidade das tensões e das deformações, donde sua limitação interfere diretamente no processo de fissuração.

Uma das causas principais das elevadas diferenças de temperatura, tanto no concreto simples quanto no concreto armado, é a quantidade de calor — função direta do teor de cimento no concreto.

6 A PREVISÃO DO CAMPO DE TEMPERATURA

A previsão da distribuição da temperatura na massa do concreto é efetuada mediante a solução, na variável espaço-tempo, da equação que rege a propagação de calor nos sólidos com fonte interna de calor, para determinadas condições iniciais e de contorno.

Baseando-se no princípio da conservação da energia, chega-se à seguinte equação para um meio homogêneo e isotrópico:

$$K \left(\frac{\sigma^2 T}{\sigma^2 X^2} + \frac{\sigma^2 T}{\sigma^2 Y^2} + \frac{\sigma^2 T}{\sigma^2 Z^2} \right) + w = dc \frac{\sigma T}{\sigma t} \quad [4]$$

em que:

K = condutibilidade térmica do concreto, kcal/m.h °C;

T = temperatura, °C;

t = tempo, dias;

d = massa específica do concreto, kg/m³;

c = calor específico do concreto, kcal/kg °C

w = calor gerado na unidade de tempo por unidade de massa do concreto, dado por:

$$w = dc \frac{d Ta}{dt}, \text{ sendo}$$

Ta = temperatura adiabática do concreto, °C.

A integração numérica da equação dá-se por uso de diferenças finitas ou elementos finitos. Filiados às diferenças finitas estão os processos de *Schmidt*, *Carlson* e *Stucky-Derron*.

Atualmente, o método mais largamente utilizado é baseado nos elementos finitos. Um programa de elementos finitos para resolver problemas de fluxo de calor em estruturas de concreto deve ser suficientemente desenvolvido para aceitar vários tipos de condições de contorno, vários tipos de concretos utilizados e, principalmente, poder levar em conta uma construção em etapas, com condições de contorno que se alterem com o tempo. Resumem-se, a seguir, os dados de entrada e de saída de um

programa-tipo de elementos finitos, destinado à resolução numérica do problema da propagação de calor no concreto.

Dados de entrada:

- Análise de estruturas
 - . fluxo unidirecional de calor
 - . fluxo bidirecional de calor
- Geometria da estrutura
- Plano de concretagem
 - . temperatura de lançamento
 - . altura de camadas
 - . intervalo de lançamento
- Condutibilidade
 - . calor específico
 - . massa específica
 - . elevação adiabática da temperatura
- Variação de temperatura ambiente
- Condições de contorno
 - . cura
 - . fôrma
- Tubos de pós-refrigeração

Dados de saída:

Variação da temperatura com o tempo, em qualquer ponto da estrutura, e determinação da temperatura máxima.

A *Figura 13* e o *Quadro 9* apresentam parâmetros térmicos típicos dos concretos empregados em Tucuruí (PA), para uso nos cálculos de distribuição de temperatura.

A *Figura 13* (curva de elevação adiabática de temperatura dos concretos de Tucuruí) fornece o aumento de temperatura até uma certa idade, por quilograma de aglomerante.

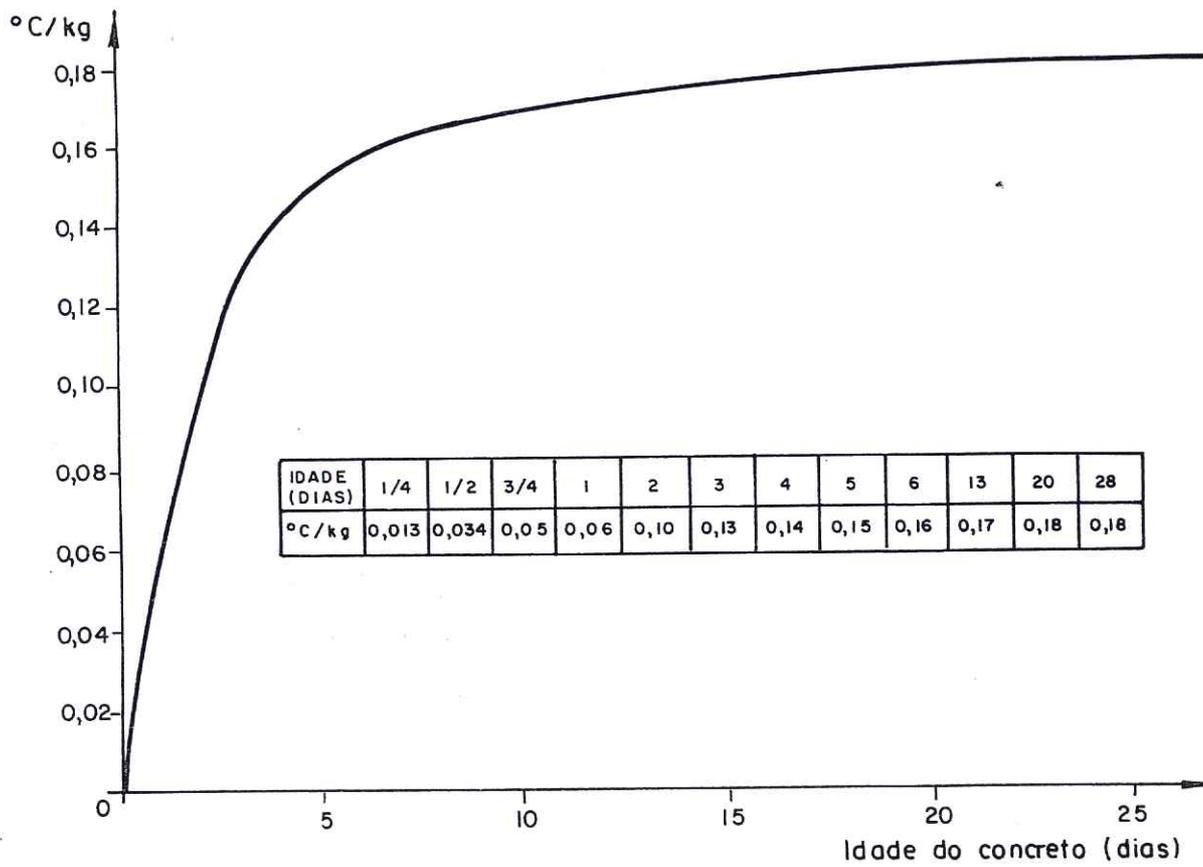


FIGURA 13 - Curva de elevação adiabática de concreto (Cf. Ref.2)

QUADRO 9 - Parâmetros térmicos para os concretos de Tucuruí (PA) ²

Calor específico kcal/kg °C	0,218 a 0,222
Condutibilidade térmica kcal/m.dia °C	59,7 a 92,4
Massa específica kg/m ³	2500 a 2300

As Figuras 14 e 15 mostram o traçado de isothermas, determinadas pelos métodos dos elementos finitos, em um certo instante, para concretos lançados na mesma estrutura e temperaturas de lançamento (TL) de 14°C e 18°C; observam-se as distribuições de temperaturas (isothermas) no instante em que ocorre a máxima temperatura (região central).

7 CONTROLE DA VARIAÇÃO DA TEMPERATURA

As variações de temperaturas são causadas pela geração do calor de hidratação do cimento e pelas condições de contorno.

No caso de barragens, a temperatura final externa variará da temperatura da água, próxima ao paramento de montante, à temperatura média ambiente, próxima ao paramento de jusante. A maneira de controlar a variação de temperatura é impedir que a temperatura interior se eleve demasiadamente. Nas seções seguintes são apresentados os recursos que podem ser utilizados.

7.1 Pré-refrigeração do Concreto

Lançando-se o concreto em baixas temperaturas, a temperatura máxima poderá ser reduzida. Desconsiderando-se as perdas, se, por exemplo, a temperatura de elevação do concreto for de 24°C e seu lançamento dar-se a 20°C, a temperatura máxima será de 44°C; se a temperatura de lançamento for de 7°C, a temperatura máxima final será de 31°C. Tomando como temperatura média ambiente 26°C, a queda de temperatura será de 18°C no primeiro caso e de 5°C no segundo caso. Levando em conta que a queda de

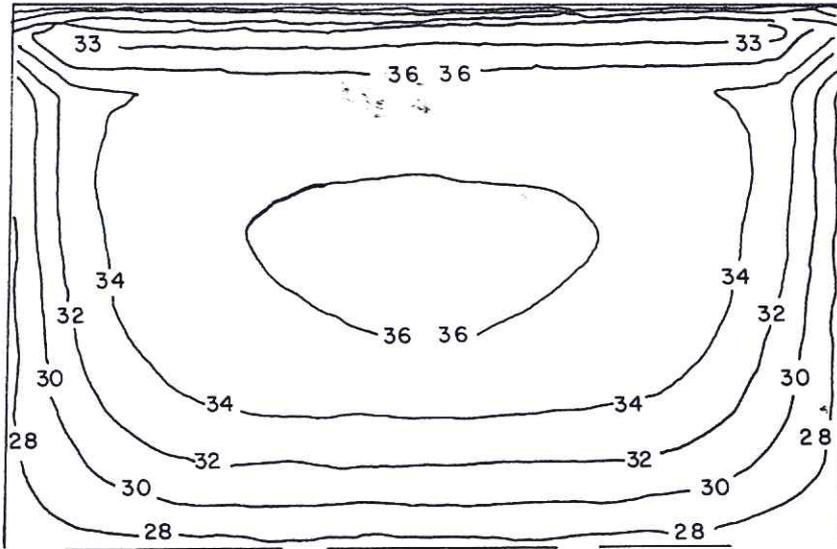


FIGURA 14 - Isotermas para $TL = 14^{\circ}C$

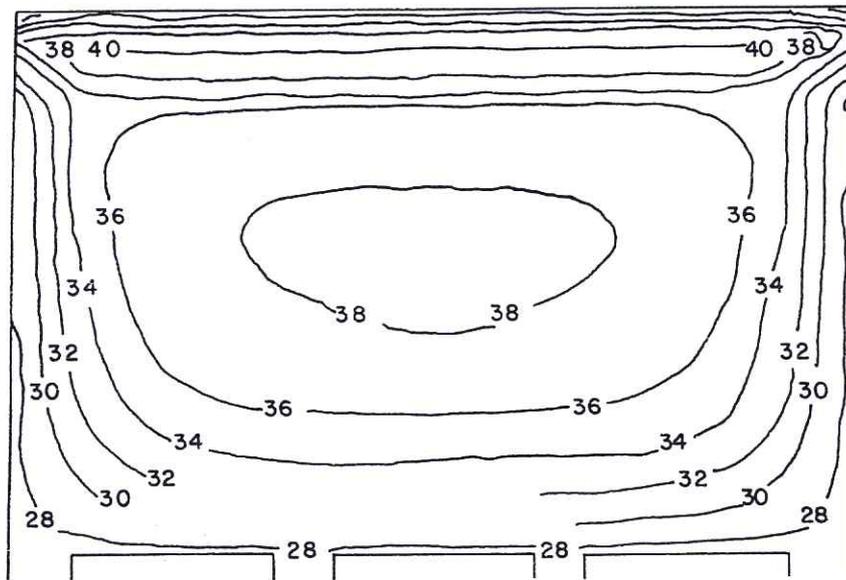


FIGURA 15 - Isotermas para $TL = 18^{\circ}C$

1°C de temperatura acarreta uma tensão térmica da ordem de 0,2 MPa, resultará, aproximadamente, um $\Delta\sigma$ igual a 3,6 MPa no primeiro caso e igual a 1,0 MPa, no segundo caso.

Para o caso de barragens, onde normalmente os concretos têm resistência à tração menor que 3,6 MPa, conclui-se que a maioria deles sofreriam fissuração, com a queda de temperatura de 18°C.

Outra vantagem da refrigeração é que o cimento se hidrata mais lentamente, de modo que o gradiente térmico dentro da mesma camada diminui de valor. O aumento lento de temperatura também traz vantagens na aderência entre camadas; quando o concreto de uma camada mais nova se aquece muito rapidamente devido ao calor de hidratação, o novo concreto tende a expandir-se sobre o concreto subjacente, numa época em que não deveria haver nenhum movimento relativo, o que impede a boa aderência entre as camadas.

A pré-refrigeração pode ser obtida pelo esfriamento do agregado graúdo e por adição de gelo em escamas à água de amassamento gelada.

A refrigeração do agregado graúdo pode ser feita por aspersão de água fria e insuflação de ar frio.

Outra maneira de obter a pré-refrigeração poderá ser a utilização de nitrogênio líquido.

7.1.1 Custos da pré-refrigeração

Tem sido observado que, para obras com volumes de concreto superiores a um milhão de metros cúbicos, o custo de instalação para refrigeração para temperaturas de lançamento ao redor de 7°C, de operação e de manutenção pode ser considerado como representando 3% do custo do concreto.

Levando em conta as vantagens provenientes do processo, esse custo pode ser compensado, se considerado que:

- a) o concreto em temperaturas mais baixas torna-se mais fluido, permitindo reduzir o teor de água para uma

mesma trabalhabilidade e, conseqüentemente, diminuindo o consumo de cimento em cerca de 0,03% por °C;

- b) o concreto será de maior uniformidade, pela redução das tensões térmicas e conseqüente minimização de fissuração, havendo aumento da durabilidade;
- c) haverá economia de aditivos retardadores, visto que o tempo de início da pega de concretos refrigerados já é normalmente retardado;
- d) poderão ocorrer reduções ocasionais do cronograma, devido às maiores velocidades de concretagem, com a possibilidade de maiores alturas de camadas e menor número de juntas.

7.2 Resfriamento Através de Tubulação Embutida no Concreto (Pós-refrigeração)

Nesse caso, a temperatura interior é diminuída pela passagem de água através de tubulações embutidas no interior da massa do concreto.

Essa solução pode ser imperativa quando houver necessidade de garantir o monolitismo de uma estrutura, através de injeções nas juntas de contração.

Se as injeções forem executadas antes da estabilização térmica do concreto, as juntas se reabrirão, sendo necessárias reinjeções.

No Brasil, essa utilização tem sido limitada a casos específicos, tais como vigas-munhões e tampões de galerias.

7.3 Influências do Aglomerante

- a) Substituição de parte do cimento por material pozo_lânico

Com material pozolânico adequado é possível a substituição de 30% ou mesmo de 40% de cimento, em volume absoluto. Esses valores não são limitativos e a

porcentagem mais adequada de substituição depende das características do material pozolânico e do cimento, devendo ser determinada através de ensaios. Com 30% de substituição pode-se reduzir a geração do calor de 15%. Além dessa vantagem, outras são apresentadas, como a minimização da expansão por reação álcali-agregado, a melhoria na trabalhabilidade, a diminuição da exsudação e da segregação, o retardamento da pega, a melhoria na impermeabilidade e a durabilidade.

Em locais de fácil obtenção da pozolana, isso pode representar uma sensível economia no custo do aglomerante.

b) Controle da finura do cimento

A finura do cimento altera a velocidade de hidratação, mas não tem efeitos sobre a quantidade total de calor liberado; entretanto, poderá interferir na temperatura final.

c) Uso de cimentos de baixo calor de hidratação

É possível baixar, com vantagem, a velocidade e a quantidade de elevação da temperatura, pelo controle da composição química do cimento.

De acordo com o *Quadro 7* percebe-se a importância em reduzir o C_3A e C_3S para obter mais baixo calor de hidratação.

Referências Bibliográficas

- 1 - SAAD, M. N. A. & ANDRADE, W. P. de & PAULON, V. A.
Properties of mass concrete containing an active pozzolan made from clay. Concrete International, Detroit, 4(7): 59-65, Jul. 1982.
- 2 - ANDRADE, W. P. de et alii. *Thermal properties of concrete for some Brazilian dams. In: INTERNATIONAL Congress on Large Dams, 14º, Rio de Janeiro, 1982.*
- 3 - CENTRAIS ELÉTRICAS DE SÃO PAULO (CESP). *Determinação do coeficiente da expansão térmica de argamassa. São Paulo, 1972. (relatório C-39/72).*
- 4 - CARLSON, R. W. *Drying shrinkage of concrete as affected by many factors. ASTM, Proc., Philadelphia, 38: 419-40, 1938.*
- 5 - NEVILLE, A. M. *Properties of concrete. London, Pitman, 1981.*
- 6 - CARLSON, R. W. *Drying shrinkage of large concrete members. ACI, Proc., Detroit, 33: 327-36, Jan./Feb. 1937.*
- 7 - TROXELL, G. E. et alii. *Composition and properties of concrete. 2.ed. New York, McGraw-Hill, 1968.*
- 8 - ITAIPU BINACIONAL. *Variação autógena de volume. s.L.p., 1980. (relatório RC-22/80).*
- 9 - TOWNSEND, C. L. *Control of cracking in mass concrete structures. Denver, Bureau of Reclamation, 1965. (Eng. Monog. n.34).*
- 10 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). *Mass concrete for dams and other massive structures; Committee 207. ACI Journal, Detroit, 67(4): 273-309, Apr. 1970.*