



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo**

**DOUGLAS DE ANDREZA COUTO**

**CONSIDERAÇÕES SOBRE A TEMPERATURA EM  
ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO EM CONCRETO DE  
GRANDES DIMENSÕES**

**CAMPINAS**

**2018**

**DOUGLAS DE ANDREZA COUTO**

**CONSIDERAÇÕES SOBRE A TEMPERATURA EM  
ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO EM CONCRETO DE  
GRANDES DIMENSÕES**

Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas e Geotécnica.

**Orientador: Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida**

**Coorientador: Prof. Dr. Paulo Roberto do Lago Helene**

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL  
DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO  
DOUGLAS DE ANDREZA COUTO E ORIENTADO PELO  
PROF. DR. LUIZ CARLOS DE ALMEIDA.

ASSINATURA DO ORIENTADOR:

---

**CAMPINAS**

**2018**

**Agência(s) de fomento e nº(s) de processo(s):** Não se aplica.

**ORCID:** <https://orcid.org/0000-0001-5968-517X>

Ficha catalográfica  
Universidade Estadual de Campinas  
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura  
Luciana Pietrosanto Milla - CRB 8/8129

C837c Couto, Douglas de Andreza, 1985-  
Considerações sobre a temperatura em elementos de fundação em concreto de grandes dimensões / Douglas de Andreza Couto. – Campinas, SP : [s.n.], 2018.

Orientador: Luiz Carlos de Almeida.  
Coorientador: Paulo Roberto do Lago Helene.  
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Concreto - Efeito da temperatura. 2. Blocos de concreto. 3. Concreto - Expansão e contração. 4. Temperatura - Medição. 5. Fluência. I. Almeida, Luiz Carlos de, 1955-. II. Helene, Paulo Roberto do Lago. III. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. IV. Título.

#### Informações para Biblioteca Digital

**Título em outro idioma:** Considerations about temperature in large dimensions foundation concrete elements

**Palavras-chave em inglês:**

Concrete - Temperature effect

Concrete blocks

Concrete - Expansion and contraction

Temperature - Measurement

Creep

**Área de concentração:** Estruturas e Geotécnica

**Titulação:** Mestre em Engenharia Civil

**Banca examinadora:**

Luiz Carlos de Almeida [Orientador]

Leandro Mouta Trautwein

Selmo Chapira Kuperman

**Data de defesa:** 01-08-2018

**Programa de Pós-Graduação:** Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo**

**CONSIDERAÇÕES SOBRE A TEMPERATURA EM  
ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO EM CONCRETO DE  
GRANDES DIMENSÕES**

**DOUGLAS DE ANDREZA COUTO**

**Dissertação de mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:**

**Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida**  
**Presidente e Orientador / FEC – UNICAMP**

**Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein**  
**FEC – UNICAMP**

**Prof. Dr. Selmo Chapira Kuperman**  
**Escola Politécnica da Universidade de São Paulo**

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no processo de vida acadêmica do aluno.

Campinas, 01 de agosto de 2018

Ao meu avô José Bueno (*In Memoriam*)  
por ser exemplo de dedicação à família,  
por sua integridade e amor ao  
conhecimento.

## AGRADECIMENTOS

Há quem duvide de Sua existência e necessite de prova incontestável de que Ele vive. Por tudo que ocorreu (e ocorre) em minha vida, não há espaço para dúvida e sobram provas de que Deus sempre guia àqueles que Nele acreditam. *Obrigado, meu Deus, por mais um dia e por me possibilitar concretizar meus objetivos.*

Agradeço à minha Família por sempre ter me apoiado e estado ao meu lado em minhas decisões, principalmente aos meus pais por terem me proporcionado todas as oportunidades para minha formação. Uma família sólida é berço de uma sociedade saudável. *Pai, Mãe, meus Irmãos, vocês são muito importantes na minha vida, obrigado por tudo!*

Registro aqui o agradecimento ao meu orientador, Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida, por ter me dado um voto de confiança fundamental, ser o mais paciente dos orientadores e também por se mostrar um grande amigo durante o curso de mestrado. *Almeida, muito obrigado! Tenho imenso carinho, admiração e consideração por você!*

Atuando como Coorientador deste trabalho, deixo meu agradecimento ao Prof. Dr. Paulo Helene. Além de coorientar meu mestrado, ele tem sido o grande mentor da minha carreira como Engenheiro Civil, acreditando no meu potencial e investindo em mim desde a minha graduação. *Professor, ao seu lado me torno a cada dia melhor engenheiro e também um melhor ser humano, obrigado por tudo!*

A um dos melhores amigos que tenho, o Engenheiro e Doutor Carlos Amado Britez, pessoa simples, ser humano generoso e de grande capacidade, um dos melhores e mais completos profissionais que conheço. *Carlos, obrigado por sua amizade, aprendi muito e me espelho em você!*

A outro grande amigo, Arquiteto Juan Gadea, que me ajudou muito neste trabalho, principalmente na modelagem numérica. Juan tem sabedoria e senso de humor ímpares, não existe problema difícil quando se está ao seu lado. *Juan, muito obrigado pela ajuda e por sua amizade!*

Ao amigo e colega de PhD, Engenheiro Ricardo Boni, por sua ajuda fundamental na parte de instrumentação e no acompanhamento da execução da Sapata, estudada nessa dissertação. Ricardo atuou nessa obra desde o início e participou do estudo de dosagem do concreto, escrevendo inclusive o artigo que serviu de base para o início dessa pesquisa de mestrado. *Obrigado, Ricardo, sua ajuda foi fundamental!*

Aos colegas da PhD Engenharia, e a todos por que lá passaram durante esses anos, especialmente Jéssika Pacheco, Mariana Carvalho, André Cintra, Tereza Rachel, Dyetry Miranda, Reginaldo Rocha, Anna Helene, Tatiana Souza e Alinne Santos. *A todos vocês, obrigado pelo apoio direto e indireto que têm me dado!*

Ao Engenheiro Erik Steen Pedersen, da Contech Análisis, na Dinamarca, por ter me cedido uma licença temporária do *software b4cast* utilizado neste trabalho. *Dear Erik, thank you so much for your help! Count on me always you need!*

Registo aqui um agradecimento especial aos meus Professores da Graduação na Escola de Engenharia de Piracicaba (EEP), por sempre terem me incentivado e inspirado a seguir os estudos na pós-graduação. *Sinto-me orgulhoso e honrado de ter minha origem nessa Escola.*

Agradeço também a grande Universidade Estadual de Campinas, Unicamp, por possibilitar a pesquisa acadêmica de alto nível, sendo berço de grandes expoentes da pesquisa científica Brasileira. *A Unicamp é hoje, sem dúvidas, uma das melhores Universidades da América Latina e para mim é uma satisfação fazer parte dela!*

Finalmente, gostaria muito de agradecer a toda equipe da Odebrecht Realizações Imobiliárias, responsável pela construção da obra Parque da Cidade, em São Paulo, por terem apoiado incondicionalmente esse estudo, fornecendo os termopares e colocando toda a estrutura da obra a nossa disposição. Especialmente agradeço aos Engenheiros Fábio Gonçalves Felipe e Eduardo Perri Mucia, que nos apoiaram muito na ocasião da execução da Sapata. *Fábio e Eduardo, muito obrigado, o apoio de vocês foi decisivo!*

*“A Ciência não pode prever o que vai acontecer. Só pode prever a probabilidade de que algo ocorra.”*

Cesar Lattes

## RESUMO

O concreto massa possui uma peculiaridade relacionada com a dificuldade de liberar o calor gerado pelas reações químicas exotérmicas de hidratação do cimento, quando comparado ao concreto convencional. A liberação de calor no interior da massa de concreto é influenciada pelas propriedades térmicas dos materiais empregados, pelas condições ambientais e pelas dimensões/geometria do elemento estrutural de concreto, inclusive seu volume. Grandes volumes de concreto geram grandes quantidades de calor durante sua hidratação, e grandes quantidades de calor geram a expansão do elemento. Ao trocar calor com o meio e resfriar-se à temperatura ambiente, que pode ocorrer durante semanas ou meses, o elemento de concreto fica sujeito a retração ou contração térmica. Esta retração, por conta das restrições naturais de atrito e engastamentos (em blocos estaqueados, por exemplo), induz o surgimento de tensões de tração que podem superar as tensões resistentes do concreto, provocando a indesejada fissuração de origem térmica na estrutura. Para mitigação de problemas envolvendo o calor de hidratação as alternativas existentes vão desde a pré-refrigeração do concreto, divisão da concretagem em camadas, até a pós-refrigeração do elemento estrutural. Na literatura existem diversos modelos numéricos de previsão da elevação da temperatura no concreto, entre eles destacam-se métodos tabulares desenvolvidos para os projetos de barragens da década de 50 e os métodos computacionais com aplicação de elementos finitos. Neste trabalho é realizada uma revisão de literatura sobre o calor de hidratação do cimento e as propriedades do concreto. Também é procedida a comparação entre dois modelos de previsão de temperatura (Método de *Schmidt* e Método da Maturidade), onde foi possível confrontar os resultados com o modelo físico de uma Sapata de 771 m<sup>3</sup> executada em São Paulo no ano de 2015. Os resultados mostram que o Método da Maturidade, associado ao uso do Método dos Elementos Finitos, conduz a uma boa aproximação entre o modelo numérico e o modelo físico (real), e que nem sempre os modelos numéricos podem apresentar resultados a favor da segurança. Também é feita uma comparação entre diferentes metodologias de consideração da fluência do concreto para o cálculo das tensões de origem térmica.

**Palavras Chave:** Concreto – Efeito da temperatura; Blocos de concreto; Concreto – Expansão e contração; Temperatura – Medição; Fluência.

## ABSTRACT

Mass concrete structures have a peculiarity related to the difficulty to dissipate the heat generated by the exothermic chemical reaction of hydration of cement, when compared to conventional concrete structures. The release of heat inside the mass concrete is influenced by the thermal properties of the materials used, the environmental conditions and the dimensions / geometry of the structural element, including its volume. Large volumes of concrete generate large amounts of heat during its hydration, and large amounts of heat generate the expansion of the element. By exchanging heat with the environment and cooling down to environment temperature, which may occur for weeks or months, the concrete element is subject to thermal shrinkage or contraction. This shrinkage, due to the natural friction and settling constraints (in pile caps, for example), induces the emergence of tensile stresses that can surpass the resistance of concrete, provoking thermal cracking in the structure. To mitigate problems involving heat hydration, the existing alternatives range from pre-cooling of concrete, dividing the concrete element into layers, to post-cooling of the structural element. In the literature there are several numerical models of prediction of temperature elevation in concrete, among them are the tabular methods developed for the dam designs of the 1950s and the computational methods with finite elements application. In this work a literature review on the heat of hydration of Portland cement and the concrete properties is carried out, also a comparison of two models of temperature prediction (*Schmidt* Method and Maturity Method) was also carried out, where it was possible to compare the results with a Spread Footing Foundation physical model with 771 m<sup>3</sup> built in Sao Paulo in the year of 2015. The results show that the Maturity Method associated to Finite Element Method, leads to a good approximation between the computational model and the physical model, and that numerical models may not always predict results in favor of safety. It is also made a comparison between different methodologies of considering the creep of concrete for the calculation of thermal stresses.

**Keywords:** Concrete – Temperature effect; Concrete blocks; Concrete – Expansion and contraction; Temperature - Measurement; Creep.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Edifício Pátio Victor Malzoni, em São Paulo, SP.....	23
Figura 1.2 Edifício Pátio Victor Malzoni, em São Paulo, SP – Vigas de transição em concreto protendido, com volume de cerca de 800 m <sup>3</sup> .....	24
Figura 1.3 Edifício Infinity Tower em São Paulo, SP. ....	24
Figura 1.4 Sapata única de fundação do Ed. Infinity Tower em São Paulo, SP. ....	25
Figura 2.1 Vista aérea da cúpula do Panteão de Roma. ....	28
Figura 2.2 Foto de Joseph Aspdin, responsável por patentear o cimento Portland. .	29
Figura 2.3 Diagrama tensão-deformação do concreto na compressão para fins de projeto estrutural. ....	36
Figura 2.4 Diagrama tensão-deformação obtido para diversas tensões. ....	37
Figura 2.5 Diagrama bilinear tensão-deformação do concreto na tração. ....	37
Figura 3.1 Influência do tipo de agregado no coeficiente de expansão térmica do concreto.....	45
Figura 3.2 Barragem <i>Hoover</i> sobre o rio Colorado em <i>Boulder City</i> , NV, na divisa entre os Estados de Nevada e Arizona (EUA). ....	47
Figura 3.3 Detalhe do corpo de prova para ensaio de determinação da difusividade. ....	51
Figura 4.1 Elevação adiabática da temperatura de concretos dosados com diferentes tipos de cimento e consumos da ordem de 310 kg/m <sup>3</sup> . ....	58
Figura 4.2 Efeito do consumo de cimento e da presença de adições pozolânicas na elevação da temperatura do concreto. ....	59
Figura 4.3 Variação (gradiente) de temperatura do concreto. ....	61
Figura 4.4 Grau de restrição ( $K_r$ ) na seção central do elemento. ....	64
Figura 5.1 Jean Baptiste Joseph Fourier (1768-1830). ....	71
Figura 5.2 Exemplo de transmissão de calor em fluxo unidirecional. ....	73
Figura 5.3 Exemplo de transmissão de calor em fluxo bidirecional. ....	74
Figura 5.4 Exemplo de transmissão de calor em fluxo tridirecional.....	75
Figura 5.5 Eng. Roy W. Carlson (1900-1990). ....	76

Figura 5.6 Hidrelétrica de Itaipu, em Foz do Iguaçu, Brasil. ....	76
Figura 5.7 Transmissão de calor em fluxo unidirecional via método de <i>Carlson</i> . ....	77
Figura 5.8 Esquemática do histórico de temperaturas e do cálculo do fator tempo-temperatura conforme a Eq. 5.20. ....	80
Figura 5.9 Svante Arrhenius (1859-1927). ....	81
Figura 5.10 Elemento finito sólido com 1 grau de liberdade utilizado em análises térmicas. (KIM, 2010) ....	84
Figura 6.1 Concepção artística do empreendimento Parque da Cidade, em São Paulo, SP. ....	88
Figura 6.2 Detalhe em planta do desenho de armaduras da Sapata em estudo. ....	90
Figura 6.3 Região de localização da obra Parque da Cidade, no município de São Paulo – SP. ....	91
Figura 6.4 Distância e tempo de trajeto entre a central dosadora e o local da obra. ....	94
Figura 6.5 Curva de regressão da elevação adiabática obtida através dos dados de calor de hidratação entre $t_0$ e 24 horas. ....	100
Figura 6.6 Curva de regressão da elevação adiabática obtida através dos dados de calor de hidratação entre 24 e 672 horas. ....	100
Figura 6.7 Tabela com o cálculo da temperatura via método de <i>Schmidt</i> . ....	101
Figura 6.8 Gráfico de evolução das temperaturas na região central da Sapata nas alturas de 0,3 e 2,10 m. ....	102
Figura 6.9 Gráfico de evolução das tensões de origem térmica em função do tempo obtido para o método de <i>Schmidt</i> sem consideração da fluência do concreto. ....	103
Figura 6.10 Gráfico de evolução das tensões de origem térmica em função do tempo obtido para o método de <i>Schmidt</i> com a consideração da fluência. ....	103
Figura 6.11 Modelo geométrico Sapata/Solo com malha discretizada. ....	104
Figura 6.12 Pontos definidos para monitoramento de temperaturas e extração de temperaturas virtuais no <i>b4cast</i> . ....	106
Figura 6.13 Curvas virtuais de elevação de temperatura na seção central da Sapata (Termopar 01) previstas via Método da Maturidade no <i>software b4cast</i> . ....	107
Figura 6.14 Curvas virtuais de elevação de temperatura na seção periférica da Sapata (Termopar 02) previstas via Método da Maturidade no <i>software b4cast</i> . ....	107
Figura 6.15 Curvas virtuais de elevação de temperatura na seção periférica da Sapata (Termopar 03) previstas via Método da Maturidade no <i>software b4cast</i> . ....	108

Figura 6.16 Curvas virtuais de elevação de temperatura na seção periférica da Sapata (Termopar 04) previstas via Método da Maturidade no <i>software b4cast</i> .....	108
Figura 6.17 Curvas virtuais de elevação de temperatura na seção periférica da Sapata (Termopar 05) previstas via Método da Maturidade no <i>software b4cast</i> .....	109
Figura 6.18 Isotermas virtuais na seção central do bloco no instante $t = 44$ h, de temperatura máxima da primeira camada. ....	109
Figura 6.19 Isotermas virtuais na seção central do bloco no instante $t = 225$ h, de temperatura máxima da segunda camada. ....	110
Figura 6.20 Curva de evolução do módulo de elasticidade do concreto obtida através da formulação da ABNT NBR 6118:2014.....	111
Figura 6.21 Modelo viscoelástico de <i>Kelvin</i> associado em série e utilizado pelo <i>software b4cast</i> para análise das tensões.....	111
Figura 6.22 Tensões normais $\sigma_x$ obtidas no modelo de elementos finitos para a primeira camada de concretagem sem consideração da fluência.....	114
Figura 6.23 Tensões normais $\sigma_x$ obtidas no modelo de elementos finitos para a segunda camada de concretagem sem consideração da fluência. ....	114
Figura 6.24 Tensões normais $\sigma_z$ obtidas no modelo de elementos finitos para a primeira camada de concretagem sem consideração da fluência.....	115
Figura 6.25 Tensões normais $\sigma_z$ obtidas no modelo de elementos finitos para a segunda camada de concretagem sem consideração da fluência. ....	115
Figura 6.26 Envoltória de tensões resistentes e solicitantes obtida no modelo sem consideração da fluência.....	116
Figura 6.27 Tensões normais $\sigma_x$ obtidas no modelo de elementos finitos para a primeira camada de concretagem com consideração de fluência.....	116
Figura 6.28 Tensões normais $\sigma_x$ obtidas no modelo de elementos finitos para a segunda camada de concretagem com consideração de fluência. ....	117
Figura 6.29 Tensões normais $\sigma_z$ obtidas no modelo de elementos finitos para a primeira camada de concretagem com consideração de fluência.....	117
Figura 6.30 Tensões normais $\sigma_z$ obtidas no modelo de elementos finitos para a segunda camada de concretagem com consideração de fluência. ....	118
Figura 6.31 Envoltória de tensões resistentes e solicitante obtida no modelo com consideração da fluência.....	118
Figura 6.32 Sapata armada, precedente a concretagem da primeira camada, e termopares destacados em vermelho. ....	119

Figura 6.33 Detalhe da fixação do termopar e do aquisitor de dados na estrutura da Sapata e do termopar tipo “k” utilizado.....	120
Figura 6.34 Chegada do primeiro caminhão betoneira na obra. ....	121
Figura 6.35 Verificação da temperatura no recebimento do concreto. ....	121
Figura 6.36 Ensaio de abatimento de tronco de cone realizado no concreto aplicado na Sapata.....	122
Figura 6.37 Gráfico das temperaturas obtidas na primeira camada.....	123
Figura 6.38 Gráfico das temperaturas obtidas na segunda camada. ....	123
Figura 7.1 Gráfico com a comparação entre os modelos numéricos e modelo físico na evolução da temperatura.....	128
Figura 7.2 Envoltória de tensões com e sem a consideração da fluência do concreto obtidas a partir do método de <i>Schmidt</i> .....	131
Figura 7.3 Envoltória de tensões com e sem a consideração da fluência do concreto obtidas a partir do Método de Elementos Finitos. ....	131
Figura 7.4 Comparação das envoltórias de tensão obtidas com os diferentes métodos de simulação da fluência do concreto.....	132

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Principais compostos químicos do cimento Portland. ....	30
Tabela 3.1 - Influência do teor de agregado sobre o coeficiente de dilatação térmica. ....	43
Tabela 3.2 - Resultados obtidos para o coeficiente de dilatação térmica do concreto utilizando-se a expressão de L'Hermite, comparados com resultados de ensaio (FURNAS, 1997). ....	44
Tabela 3.3 - Classes típicas do coeficiente de dilatação térmica para agregados comuns em concreto de cimento Portland. ....	46
Tabela 3.4 - Valores típicos de condutividade térmica de concreto. ....	49
Tabela 3.5 - Valores de condutividade térmica recomendados por Loudon & Stacey. (NEVILLE, 2016) ....	49
Tabela 4.1 - Fator de restrição da fundação em função de sua rigidez.....	65
Tabela 6.1 Traço do concreto em materiais secos, dosado para um $f_{ck}$ de 40 MPa, aplicado na Sapata Associada (BONI <i>et al.</i> , 2014). ....	92
Tabela 6.2 Balanço térmico realizado para o traço sem refrigeração. ....	93
Tabela 6.3 Curva do calor de hidratação do cimento CP-III-40-RS utilizado.....	94
Tabela 6.4 Cálculo da elevação adiabática da temperatura com base na curva de calor de hidratação do cimento. ....	95
Tabela 6.5 Balanço térmico realizado para o traço com uso de gelo.....	97
Tabela 6.6 Transmissão superficial por convecção ( $\eta$ ) ....	105
Tabela 7.1 Comparação entre os picos de temperatura obtidos .....	127

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – *American Concrete Institute*

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

AAR – *Alkali Aggregate Reaction*

° C – Grau Celsius

CP – Cimento Portland

DEF – *Delayed Ettringite Formation* ou Formação de Etringita Tardia

K – Kelvin (escala de temperatura); Grau de restrição

MDF – Método das Diferenças Finitas

MEF – Método dos Elementos Finitos

NBR – Norma Brasileira Registrada

RAA – Reação Álcali Agregado

SNIC – Sindicato Nacional da Indústria do Cimento

## LISTA DE SÍMBOLOS QUÍMICOS

A	Alumínio
$\text{Al}_2\text{O}_3$	Óxido de alumínio
Ca	Cálcio
CaO	Óxido de cálcio ou Cal virgem
$\text{Ca}(\text{OH})_2$	Hidróxido de cálcio (portlandita)
$\text{CaSO}_4$	Sulfato de cálcio (gipsita)
$\text{C}_3\text{A}$	Aluminato tricálcico ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ )
$\text{C}_4\text{AF}$	Ferroaluminato tetracálcico ( $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ )
$\text{C}_3\text{S}$	Silicato tricálcico ( $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ )
$\text{C}_2\text{S}$	Silicato dicálcico ( $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ )
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado
$\text{C}_6\text{A}\bar{\text{S}}\text{H}_{32}$	Etringita ( $6\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SO}_3 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ )
Fe	Ferro
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	Óxido de ferro III
H	Hidrogênio
$\text{H}_2\text{O}$	Água
K	Potássio
$\text{K}_2\text{O}$	Óxido de potássio
$\text{K}_2\text{SO}_4$	Sulfato de potássio
Mg	Magnésio
MgO	Óxido de magnésio
Na	Sódio
$\text{Na}_2\text{O}$	Óxido de sódio
$\text{Na}_2\text{SO}_4$	Sulfato de sódio

O	Oxigênio
S	Enxofre
SO <sub>3</sub>	Óxido Sulfúrico
SO <sub>4</sub>	Íon Sulfato
Si	Silício
SiO <sub>2</sub>	Dióxido de silício
Ti	Titânio
TiO <sub>2</sub>	Dióxido de titânio

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>21</b>
1.1	Justificativas do Trabalho	22
1.2	Objetivo	26
<b>2</b>	<b>CONCEITUAÇÃO BÁSICA</b>	<b>27</b>
2.1	Concreto	27
2.2	Cimento Portland	28
2.2.1	Aspectos químicos do cimento	30
2.3	Propriedades do concreto no estado endurecido	32
2.3.1	Resistência à compressão	32
2.3.2	Resistência à tração	33
2.3.3	Módulo de elasticidade	34
2.3.4	Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	38
2.3.5	Fluência	39
<b>3</b>	<b>PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO</b>	<b>41</b>
3.1	Coefficiente de dilatação térmica ( $\alpha$ )	41
3.2	Calor específico ( $c$ )	46
3.3	Condutividade térmica ( $k$ )	47
3.4	Difusividade térmica ( $\delta$ )	50
<b>4</b>	<b>CONCRETO MASSIVO</b>	<b>53</b>
4.1	Elementos estruturais de grandes proporções	54
4.2	Elevação adiabática da temperatura	57
4.3	Gradiente térmico	60
4.4	Grau de restrição e tensões de origem térmica	62
4.4.1	Restrições contínuas externas	63
4.4.2	Restrições internas	67
4.5	Formação de etringita tardia	68
<b>5</b>	<b>MODELAGEM DE PROBLEMAS ENVOLVENDO TEMPERATURA</b>	<b>70</b>
5.1	Transferência de calor	70
5.2	Métodos de cálculo de temperatura	72
5.2.1	Método de <i>Schmidt</i>	72
5.2.2	Método de <i>Carlson</i>	75
5.2.3	Método da Maturidade	78
5.3	Aplicações via Método dos Elementos Finitos	83

5.4	Análise de tensões.....	85
<b>6</b>	<b>ESTUDO EXPERIMENTAL E MODELAGENS .....</b>	<b>88</b>
6.1	Contextualização.....	88
6.2	Características do projeto .....	89
6.2.1	Características do projeto estrutural da Sapata.....	89
6.2.2	Características do projeto geotécnico.....	90
6.3	Estudo térmico e estudo de dosagem realizado .....	91
6.4	Previsão numérica da temperatura do concreto .....	98
6.4.1	Previsão teórica via método de <i>Schmidt</i> .....	99
6.4.2	Previsão teórica via Método da Maturidade (MEF).....	104
6.5	Resultados do monitoramento térmico realizado em campo .....	119
6.5.1	Detalhes de instrumentação da Sapata.....	119
6.5.2	Resultados aferidos em campo .....	122
<b>7</b>	<b>DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E COMPARAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS DE PREVISÃO .....</b>	<b>124</b>
7.1	Balanco térmico do traço de concreto .....	124
7.2	Previsão teórica via método de <i>Schmidt</i> .....	125
7.3	Previsão teórica via Método da Maturidade e cálculo via Método dos Elementos Finitos .....	126
7.4	Comparação entre modelos .....	127
7.4.1	Análise de temperatura.....	127
7.4.2	Análise de tensões .....	130
<b>8</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>134</b>
8.1	Conclusões.....	134
8.2	Sugestões para pesquisas futuras .....	137
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>138</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Um dos principais problemas da engenharia de concreto na construção de elementos de grandes proporções, chamados de concreto massa, consiste no controle de fissuração de origem térmica devido ao calor de hidratação, procedente das reações exotérmicas naturais da hidratação do cimento. É fato que o cimento Portland, ao se misturar com água, inicia uma reação exotérmica de hidratação, liberando grande quantidade de calor.

O concreto durante essa reação sofre deformações expansivas, proporcionais ao seu coeficiente de dilatação térmica, e como essa reação ocorre nas primeiras idades, quando o concreto se encontra em fase de transição entre o estado fresco e endurecido, as deformações expansivas ocasionam baixas tensões no material e, principalmente, tensões de compressão e cisalhamento, mais facilmente suportáveis pelo concreto nas primeiras idades (BONI *et al.* 2014; VICENTE *et al.* 2014).

Durante a fase de hidratação e endurecimento do concreto, o elemento estrutural também troca calor com o meio, até o ponto em que sua temperatura interna tende a se equilibrar com a ambiente, sempre iniciando pelas superfícies externas do elemento estrutural. É nessa fase que o risco de fissuração aumenta, pois o elemento de concreto que foi comprimido e se expandiu nas primeiras idades agora se contrai, muitas vezes de forma desigual, criando restrições e gradientes de tensão à tração, ao mesmo tempo em que ainda apresenta pouca resistência para suportar esse tipo de solicitação (ACI 207.1R-05; ACI 207.2R-07).

Na contração, surgem tensões internas de tração, cujas magnitudes dependerão fundamentalmente das condições de contorno existentes (grau de restrição, propriedades térmicas e quantidade dos insumos do traço, bem como a geometria do elemento e condições do ambiente). Tais tensões podem superar o limite de resistência à tração do concreto em idade precoce, culminando na fissuração do elemento estrutural, caso cuidados não sejam previamente tomados (GADJA & VANGEEM, 2002; ACI 224.1R-07; BOBKO *et al.*, 2015).

A previsão da elevação da temperatura do concreto pode ser realizada via métodos numéricos de análise de transferência de calor, destacando-se a teoria clássica de

*Fourier*, na qual a maioria dos métodos se baseia. Tais procedimentos tomam como base, ou dados de entrada, as propriedades térmicas do concreto, as características geométricas do elemento e as condições de contorno do problema.

A precisão dos resultados numéricos está diretamente relacionada aos dados de entrada no modelo numérico, sendo que a utilização de dados imprecisos ou não condizentes com o material empregado poderá conduzir a resultados não ajustados ao comportamento real do modelo físico (incoerentes).

Assim, a verificação dos efeitos da temperatura, oriunda do calor de hidratação do concreto, é um problema complexo e que requer atenção, de modo a se prever adequadamente medidas de controle satisfatórias, minimizando as chances da ocorrência de fissuração e manifestações patológicas às estruturas de concreto. Dessa forma, a previsão adequada do calor de hidratação do concreto tem grande importância, assim como a avaliação dos métodos disponíveis para essa determinação.

### **1.1 Justificativas do Trabalho**

Atualmente, tem sido cada vez mais comum a adoção de elementos de fundação com grandes proporções pelos mais diversos motivos, tais como a necessidade do aumento da rigidez nas fundações, a proximidade de pilares com consequente associação de seus elementos de apoio e até por facilidades de execução (BONI *et al.*, 2014).

Muitas vezes, por desconhecimento, o problema de concreto massa é ainda visto por boa parte do meio técnico e até acadêmico como sendo exclusivo de grandes barragens, o que se mostra inverídico ante as novas necessidades da engenharia de construção de edifícios. Com os cimentos atualmente disponíveis e o volume considerável de alguns elementos estruturais de fundação, a adoção de materiais inapropriados e a não refrigeração do concreto podem levar esses elementos à fissuração, expondo-os a problemas de estabilidade e durabilidade. Por isso, cabe ao construtor, de acordo com a ABNT NBR 14931, verificar as particularidades executivas da estrutura, incluindo neste item a necessidade (ou não) de um estudo térmico detalhado (ABNT, 2004; VICENTE *et al.*, 2014).

Com o advento dos edifícios altos, a tendência é a de se requerer elementos de fundação mais rígidos para dar suporte a cargas de magnitude cada vez mais elevadas, e isso somente é possível com um aumento considerável das dimensões/proporções dos blocos e sapatas. Além disso, também é sabido que, na construção civil, há elementos estruturais como vigas e lajes com dimensões e volumes significativos, nos quais o calor de hidratação foi um problema a ser considerado e superado, como o caso do Ed. Pátio Victor Malzoni<sup>1</sup> em São Paulo (Figuras 1.1 e 1.2), onde as estruturas de transição foram constituídas por quatro vigas protendidas com volume da ordem de 800 m<sup>3</sup> cada uma, executadas em concreto autoadensável de  $f_{ck}$  50 MPa.



Figura 1.1 Edifício Pátio Victor Malzoni, em São Paulo, SP.

Fonte: Portal Arcoweb: < [https://arcowebarquivos-us.s3.amazonaws.com/imagens/72/73/arq\\_37273.jpg](https://arcowebarquivos-us.s3.amazonaws.com/imagens/72/73/arq_37273.jpg) >

---

<sup>1</sup> Tamaki, L. **Abraço histórico**. Revista Técnica. nº 179, ano 20, p. 38-45. Ed. PINI. Fev. 2012.



Figura 1.2 Edifício Pátio Victor Malzoni, em São Paulo, SP – Vigas de transição em concreto protendido, com volume de cerca de 800 m<sup>3</sup>.  
Fonte: Acervo da PhD Engenharia. Foto de 23/07/2010.

Outro exemplo envolvendo edificações é o Ed. Infinity Tower<sup>2</sup> (Figura 1.3), também em São Paulo, onde em suas fundações foi executada uma sapata única de forma próxima a um trapézio, com dimensões médias em planta de 17 m por 40 m e 1,2 m de altura, de modo a conferir a rigidez necessária à estrutura do edifício.



Figura 1.3 Edifício Infinity Tower em São Paulo, SP.  
Fonte: Kohn Pedersen Fox Associates. <<http://www.kpf.com/projects/infinity-tower>>

<sup>2</sup> Rocha, A. P. **Estrutura premiada**. Revista Técnica. nº 179, ano 20, p. 46-49. Ed. PINI. Fev. 2012.



Figura 1.4 Sapata única de fundação do Ed. Infinity Tower em São Paulo, SP.

Fonte: Acervo PhD Engenharia. < <http://www.phd.eng.br/estudo-de-dosagem-do-edificio-infinity-tower-2010-sao-paulo-sp/>>

No cenário normativo brasileiro não há ainda uma especificação de como proceder em casos de estruturas de concreto de grandes proporções, sendo aplicados, então, os procedimentos existentes na literatura técnica nacional, com destaque às publicações de Furnas, e às normas norte-americanas do comitê 207 do ACI (*American Concrete Institute*), onde se encontra o *Guide to Mass Concrete*.

Na literatura existem diferentes métodos para a determinação da evolução da temperatura no concreto, assim como para a determinação das tensões. Como exemplo, podem-se citar os métodos mais simplificados, como os modelos tabulares de *Schmidt* e *Carlson*, e os mais complexos, como o Método da Maturidade e modelagem via elementos finitos utilizando a equação de *Fourier*.

Cada método atribui consigo aproximações e simplificações que podem influenciar de forma significativa nos resultados do problema, sendo fundamental a calibração dos modelos numéricos por meio de modelos físicos adequadamente monitorados.

Outro ponto crítico para a modelagem numérica consiste na obtenção dos dados de entrada do problema, como as propriedades térmicas dos materiais, o módulo de elasticidade nas primeiras idades, o coeficiente de fluência, o grau de restrições, entre outros, que são de difícil determinação. Muitas vezes para contornar a complexidade de obtenção destes dados, são assumidos valores disponíveis na literatura, com os riscos inerentes desta simplificação, obviamente.

Assim, tendo em vista a crescente demanda e aplicação de grandes volumes de concreto nos mais variados tipos de estrutura, torna-se importante o melhor conhecimento e domínio do assunto pela engenharia de construção de edifícios, de modo que seja possível avaliar adequadamente a eficiência dos métodos numéricos disponíveis para análise, projeto e execução de elementos estruturais em concreto massa.

## **1.2 Objetivo**

O objetivo dessa dissertação, então, é efetuar a comparação entre os diferentes métodos teóricos de simulação térmica (Método de *Schmidt* e Método da Maturidade), a partir das medições em campo de dados térmicos em uma sapata de fundação com volume aproximado de 770 m<sup>3</sup>, executada na construção de um Shopping Center na cidade de São Paulo (SP), no ano de 2015. Com isso pretende-se ter uma avaliação adequada do nível de precisão dos dois procedimentos, avaliando o grau de complexidade envolvido para a correta análise do problema.

## 2 CONCEITUAÇÃO BÁSICA

### 2.1 Concreto

Conforme descrito por Neville (2013), o concreto pode ser produzido a partir de vários tipos de cimento, como o cimento Portland<sup>3</sup>, cimentos aluminosos, sulfo-aluminosos, entre outros. Há também a possibilidade do emprego de adições minerais e pozolanas, tais como sílica ativa, cinza volante, escória de alto-forno e metacaulim; uso de aditivos e agregados (miúdos e graúdos) dos mais diversos tipos e características, além de fibras e polímeros.

No Brasil, os agregados para concreto devem atender às especificações das normas ABNT NBR 7211; para sílica ativa, a norma de referência é a ABNT NBR 13956; para metacaulim, a ABNT NBR 15894, e, para aditivos, a ABNT NBR 11768.

A utilização do concreto, seja ele armado ou protendido, é amplamente empregada na construção de estruturas, visto que apresenta determinadas vantagens frente a outros materiais, como ser relativamente mais barato, ser moldável em praticamente qualquer forma, apresentar boa resistência à maior parte das solicitações a que é submetido (desde que haja um correto dimensionamento), além de ter grande durabilidade, ser resistente à água e ao fogo, entre outros (PINHEIRO, 2007).

Conforme afirmaram Brunauer e Copeland em artigo publicado pela revista *Scientific American* em 1964, o material de construção mais utilizado no mundo é o concreto, e seu consumo pelo ser humano só não é maior que o da água. Estima-se que a utilização anual desse material nos dias atuais seja da ordem de 19 bilhões de toneladas, cerca de 2.500 kg/habitante/ano, ou 1 m<sup>3</sup>/habitante/ano (*apud* MEHTA & MONTEIRO, 2014, p.3).

Sendo o cimento Portland o principal componente dos concretos da atualidade e responsável pela reação exotérmica de hidratação, cabe agora conhecer um pouco mais sobre os aspectos ligados a esse aglomerante.

---

<sup>3</sup> Este trabalho dará ênfase ao concreto de cimento Portland, por ser este o tipo de cimento mais empregado na produção de concreto da atualidade.

## 2.2 Cimento Portland

Historicamente os romanos foram, possivelmente, um dos povos pioneiros na produção e utilização em larga escala de um concreto primitivo à base de cimento hidráulico, o qual é assim chamado pelo fato de endurecer após contato com a água. A tecnologia romana da época consistia na adição de cinzas vulcânicas às argamassas de cal, tendo como resultado concretos resistentes à água (BATTAGIN, 2011).

A primeira grande estrutura que empregou esse concreto e tornou-se emblemática na história das estruturas e existe até os dias de hoje é o Panteão de Roma (Figura 2.1), onde o término de sua construção, pelos romanos, consta como sendo do ano 126 d.C. Sua estrutura básica consiste em uma cúpula de concreto simples com mais de 43 metros de diâmetro (HELENE, 2007; MONTEIRO, 2014) .



Figura 2.1 Vista aérea da cúpula do Panteão de Roma.

Fonte: <http://historiadaarte.pbworks.com/w/page/18413911/Pante%C3%A3o>

(Acessado em 09/04/2016 às 15:45h)

Por motivos ainda pouco conhecidos do ponto de vista histórico, esse concreto primitivo deixou de ser utilizado, não sendo aplicado em grande escala nem utilizado

em obras emblemáticas por nenhuma outra civilização até o final do século XIX, quando o concreto armado de cimento Portland foi patenteado. O processo industrial empregado na fabricação desse aglomerante hidráulico, denominado cimento Portland, era muito parecido ao processo atualmente utilizado no mundo todo (HELENE, 2007).

Há também registros que civilizações gregas já utilizavam um tipo de pozolana em suas construções, que datam de 500 a 400 a.C. (MONTEIRO, 2014).

O cimento Portland foi descoberto e patenteado em 1824 pelo construtor britânico Joseph Aspdin (Figura 2.2), da cidade inglesa Leeds. Aspdin queimou rochas calcárias em conjunto com argila, em seguida moeu-as até a obtenção de um pó muito fino, o qual, após contato com a água, endurecia e originava uma mistura com dureza comparável às das pedras da ilha britânica de Portland (BATTAGIN, 2011).



Figura 2.2 Foto de Joseph Aspdin, responsável por patentear o cimento Portland.

Fonte: <http://www.intriguing-history.com/patent-for-portland-cement/>  
(acessado em 09/04/2016 às 16:12h)

A descoberta de Aspdin foi, na verdade, precedida e baseada por outros estudos, realizados por John Smeaton em 1756 e, principalmente, pelo francês Louis Joseph Vicat, que em 1818 já havia observado a possibilidade da obtenção de cimentos a partir da mistura de calcário e argila (BOGUE, 1955; BATTAGIN, 2011).

Assim, em termos práticos de engenharia, pode-se definir o cimento Portland como o cimento obtido pela mistura de calcário, argila e/ou outros materiais silicosos, alumina e também materiais que contenham óxido de ferro. Esses componentes são moídos e misturados, e a mistura é calcinada a elevadas temperaturas (da ordem de 1400°C a 1500°C), resultando dessa queima o clínquer ou clínquer Portland. Em seguida o material é resfriado, recebe adição de gipsita ( $\text{CaSO}_4$ ) e, então, é novamente moído até obtenção de um pó fino chamado cimento Portland (NEVILLE, 2013).

Para se ter uma ideia de sua importância no cenário onde está inserido, no Brasil, no ano de 2013, foi atingida a marca histórica de 70 milhões de toneladas de produção de cimento Portland (SNIC, 2013).

### 2.2.1 Aspectos químicos do cimento

As matérias-primas básicas que constituem o cimento Portland são calcário, sílica, alumina e óxido de ferro. Durante o processo de queima desses compostos para obtenção do clínquer, há interação entre eles formando uma série de outros produtos com maior grau de complexidade. Basicamente, pode-se dizer que o cimento Portland é um produto constituído por clínquer e sulfato de cálcio, e os cimentos Portland compostos são caracterizados pela adição ou substituição de parte do clínquer por filer calcário, materiais pozolânicos (cinza volante, sílica ativa, argila calcinada) e escória de alto forno (CINCOTTO, 2011).

De forma básica existem quatro compostos químicos que são considerados os principais constituintes do cimento Portland. Na Tabela 2.1 são listados esses compostos, assim como sua nomenclatura e abreviatura usual em química do cimento.

Tabela 2.1 - Principais compostos químicos do cimento Portland.

<b>Nomenclatura</b>	<b>Composição</b>	<b>Abreviatura</b>
Silicato tricálcico	$3\text{CaO}.\text{SiO}_2$	$\text{C}_3\text{S}$
Silicato dicálcico	$2\text{CaO}.\text{SiO}_2$	$\text{C}_2\text{S}$
Aluminato tricálcico	$3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{C}_3\text{A}$
Ferroaluminato tetracálcico	$4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{C}_4\text{AF}$

Fonte: MEHTA & MONTEIRO, 2014; NEVILLE, 2016.

Em química do cimento, é usual a adoção de formas abreviadas para os compostos químicos, sendo adotada a seguinte notação:  $\text{CaO} = \text{C}$ ;  $\text{SiO}_2 = \text{S}$ ;  $\text{Al}_2\text{O}_3 = \text{A}$ ; e  $\text{FeO}_3 = \text{F}$ . De forma análoga, quando se tem cimento hidratado,  $\text{H}_2\text{O}$  (água) é representado por H e o  $\text{SO}_3$  por  $\bar{\text{S}}$ .

Além dos compostos principais listados na Tabela 2.1, existem na composição do cimento Portland alguns compostos secundários tais como o  $\text{MgO}$ ,  $\text{TiO}_2$ ,  $\text{Mn}_2\text{O}_3$ ,  $\text{K}_2\text{O}$ ,  $\text{K}_2\text{SO}_4$ ,  $\text{Na}_2\text{O}$ ,  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ,  $\text{CaSO}_4$ , entre outros, que constituem um percentual pequeno da massa do cimento. Dentre esses compostos secundários existem dois que merecem maior destaque, são eles o  $\text{Na}_2\text{O}$  e  $\text{K}_2\text{O}$ , conhecidos também como álcalis do cimento (CINCOTTO, 2011).

O interesse em tais compostos deve-se ao fato de que eles podem reagir quimicamente com alguns tipos de agregados gerando reações expansivas deletérias ao concreto, como as reações álcali agregado (AAR) (NEVILLE, 2016).

A reação de hidratação do cimento Portland é complexa, pois, apesar de cada uma de suas fases ter um tipo de reação particular com a água de amassamento, o teor relativo de cada uma delas terá efeito sobre toda a reação de hidratação. A atividade iônica da solução em que as reações de hidratação acontecem é resultado da concentração e da valência dos íons, fornecidos pelos compostos solúveis e da relação água-cimento da mistura. A reação de hidratação do cimento é uma reação dinâmica, na qual há a modificação da composição dos compostos hidratados no sentido de se atingir um modo de mínima energia até que a reação esteja completa (CINCOTTO, 2011).

Após a água entrar em contato com o cimento Portland, tem-se início a solubilização de todos os seus compostos e há aumento da atividade iônica devido às reações de hidratação. Essa reação gera produtos que possuem características de pega e endurecimento, conferindo propriedade adesiva ao cimento e ligando a pasta aos agregados. Como resultado dessas reações, são gerados produtos expansivos como a etringita [ $\text{C}_6\text{A}\bar{\text{S}}\text{H}_{32}$ ] e também a portlandita [ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ], oriundos da formação de cristais, com conseqüente liberação de energia na forma de calor (CINCOTTO, 2011).

O calor de hidratação é fruto da reação exotérmica de hidratação do cimento. Essa reação libera calor, pois os compostos do cimento Portland são obtidos através de processos de queima a altas temperaturas, deixando-os em desequilíbrio, adquirindo, portanto, um estado de alta energia. Ao reagir com a água, esses compostos buscam se estabilizar em estados de baixa energia tendo, então, a liberação na forma de calor da energia inicialmente colocada no processo de fabricação do cimento (MEHTA & MONTEIRO, 2014).

Os diferentes tipos de cimento Portland reagem e liberam calor de forma diferente durante a hidratação. Isso se deve aos diferentes teores de clínquer e adições que são colocados no processo de fabricação. Um cimento tipo CP-V, com maior teor de clínquer, tem uma reação de hidratação mais rápida e intensa que um cimento tipo CP-IV, que, devido à presença de pozolana, tem sua hidratação retardada por conta da separação de suas partículas. O mesmo ocorre com cimento tipo CP-III, com adição de escória em substituição de parte do clínquer, sendo esses mais recomendados às estruturas de concreto massivo (CINCOTTO, 2011).

Para o uso em concreto massivo, também é recomendável a utilização de cimentos de baixo calor de hidratação, conforme consta na ABNT NBR 13116:1994.

Faz-se uma ressalva quanto ao uso do cimento tipo CP-III, pois, de acordo com a norma ABNT NBR 5735:1991, permite-se que a quantidade de escória presente nesse tipo de cimento varie entre 35% e 70% da massa total de aglomerante, o que pode gerar curvas de calor de hidratação diferentes entre um cimento tipo CP-III com 35% de escória e um CP-III com 70%.

## **2.3 Propriedades do concreto no estado endurecido**

### **2.3.1 Resistência à compressão**

Considerada a propriedade mais importante do concreto e utilizada como principal parâmetro de especificação e controle no projeto estrutural, a resistência à compressão depende basicamente de dois fatores: a relação água/cimento ( $a/c$ ) – também denominada atualmente como relação água ligante ( $a/\ell$ ) – e o grau de adensamento do concreto (NEVILLE, 2016).

Quanto à relação a/c, sabe-se que a água em uma mistura de concreto tem o papel de hidratar as partículas de cimento, iniciando, assim, as reações que levam à formação de cristais e à solidificação do material.

Em 1918, Duff Abrams propôs, por meio de ensaios em mais de 50.000 corpos-de-prova produzidos em estudos experimentais no Instituto Lewis (*University of Illinois*), que existe uma relação inversamente proporcional entre água/cimento e resistência à compressão do concreto. Conhecida como lei de Abrams, pode ser assim representada:

$$f_c = \frac{k_1}{k_2^{a/c}} \quad (2.1)$$

Onde:

a/c = relação água/cimento em massa

k<sub>1</sub> e k<sub>2</sub> = constantes empíricas

Levando-se em conta os fatores responsáveis pela resistência do concreto, pode-se facilmente compreender a relação existente entre a/c e resistência, onde isso que se explica pelo enfraquecimento progressivo da matriz devido ao aumento da porosidade advinda da ampliação da relação a/c (HELENE, 1987; HELENE & TERZIAN, 1993; TUTIKIAN & HELENE, 2011).

### 2.3.2 Resistência à tração

Comparando resistência à compressão, a resistência à tração do concreto é bem inferior, cerca de dez vezes menor. Isso é explicado porque a resistência real da pasta de cimento à tração é muito menor que a resistência teórica calculada a partir da coesão de suas moléculas, pois ocorrem falhas localizadas na microestrutura do concreto que dão origem a uma energia de fratura menor que a necessária à ruptura de um material que fosse perfeitamente homogêneo. Atribui-se tal particularidade à existência de descontinuidades, fissuras e microfissuras, que enfraquecem o material e criam zonas de alta concentração de tensão no seu interior (NEVILLE, 2013).

A determinação da resistência do concreto à tração pode ser feita basicamente de três formas: *ensaio de tração direta*, *ensaio de tração na flexão* e *ensaio de tração*

por compressão diametral. Usualmente são utilizados para determinação da resistência do concreto à tração os ensaios de compressão diametral e de tração na flexão. O ensaio de tração direta, devido a dificuldades de ensaio, é dificilmente utilizado, pois a fixação do corpo de prova induz o aparecimento de tensões secundárias, o que pode mascarar os resultados obtidos (ANDRADE & TUTIKIAN, 2011; MEHTA & MONTEIRO, 2014).

A ABNT NBR 6118 indica que a resistência à tração indireta  $f_{ct,sp}$  e a resistência à tração na flexão  $f_{ct,f}$  devem ser obtidas em ensaios realizados segundo as normas ABNT NBR 7222 e ABNT NBR 12142, respectivamente, sendo que, a resistência do concreto à tração direta ( $f_{ct}$ ) pode ser considerada como  $0,9 \cdot f_{ct,sp}$  ou  $0,7 \cdot f_{ct,f}$ . Na falta de ensaios de tração, os valores médios e característicos podem ser avaliados, segundo a ABNT NBR 6118, da seguinte forma:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (2.2)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (2.3)$$

Onde:

Para concretos com  $f_{ck}$  entre 20 MPa e 50 MPa:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.4)$$

e

Para concretos com  $f_{ck}$  entre 55 MPa e 90 MPa:

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad (2.5)$$

Sendo as unidades em MegaPascal [MPa].

### 2.3.3 Módulo de elasticidade

À toda tensão sempre existe uma deformação associada, por isso, o conhecimento da relação existente entre tensão e deformação é de suma importância ao projeto estrutural. O concreto, apesar de ser um material compósito e com características ortotrópicas, apresenta um comportamento que pode ser considerado elástico linear até certo limite (MEHTA & MONTEIRO, 2014; NEVILLE, 2016).

Entretanto, no caso do concreto submetido a um carregamento de longa duração, há mudança no valor das tensões, e essa relação (tensão x deformação) deixa de ser linear. Fenômenos como a fluência, relaxação e retração também alteram a curva tensão x deformação do concreto (RÜSCH, 1960).

Em geral existem três tipos de módulos de elasticidade estáticos. Conforme definido por Mehta & Monteiro (2014) e Neville (2016), tem-se os seguintes tipos:

- *Módulo tangente*: Definido pelo coeficiente angular da reta tangente à curva tensão-deformação, traçada em qualquer ponto da curva. Se a reta é tangente à origem da curva, diz-se que o módulo é o *tangente inicial*;
- *Módulo secante*: Definido pela declividade da reta traçada a partir da origem até um ponto qualquer da curva tensão-deformação. As normas BS 1881-121:1983 e ASTM C 469-14 estabelecem os valores de tensão máxima para obtenção do módulo secante em 33% e 40% da resistência final do concreto, respectivamente;
- *Módulo cordal*: Definido pela inclinação de uma reta traçada entre dois pontos da curva tensão-deformação (que não a origem).

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade ( $E_{ci}$ ) deve ser obtido conforme ensaio da ABNT NBR 8522:2008, sendo que a primeira considera o módulo de deformação tangente inicial, obtido à idade de 28 dias.

Na ausência de dados de ensaio, a ABNT NBR 6118:2014 permite fazer uma estimativa do módulo de elasticidade de acordo com a origem litológica do agregado graúdo, conforme pode ser observado abaixo.

a. Para concretos com  $f_{ck}$  entre 20 MPa e 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.6)$$

b. Para concretos com  $f_{ck}$  entre 55 MPa e 90 MPa

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (2.7)$$

Onde:

$\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$  para calcário;

$\alpha_E = 0,7$  para arenito;

O módulo de deformação secante pode ser obtido pelo método de ensaio da ABNT NBR 8522:2008 ou estimado pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (2.8)$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.9)$$

No caso do método de ensaio da ABNT NBR 8522:2008, esta define que o módulo de deformação secante é o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação, que passa pelos pontos A e B do diagrama, os quais correspondem a uma tensão  $\sigma_a$  e à tensão considerada no ensaio, respectivamente.

Já o módulo tangente inicial corresponde ao coeficiente angular da reta tangente à origem do diagrama tensão-deformação e é considerado equivalente ao módulo de deformação secante entre a tensão  $\sigma_a$  e  $30\% \cdot f_c$  para o carregamento estabelecido no ensaio.

O diagrama tensão-deformação, teórico e idealizado para o concreto comprimido dado pela ABNT NBR 6118, pode ser observado na Figura 2.3.

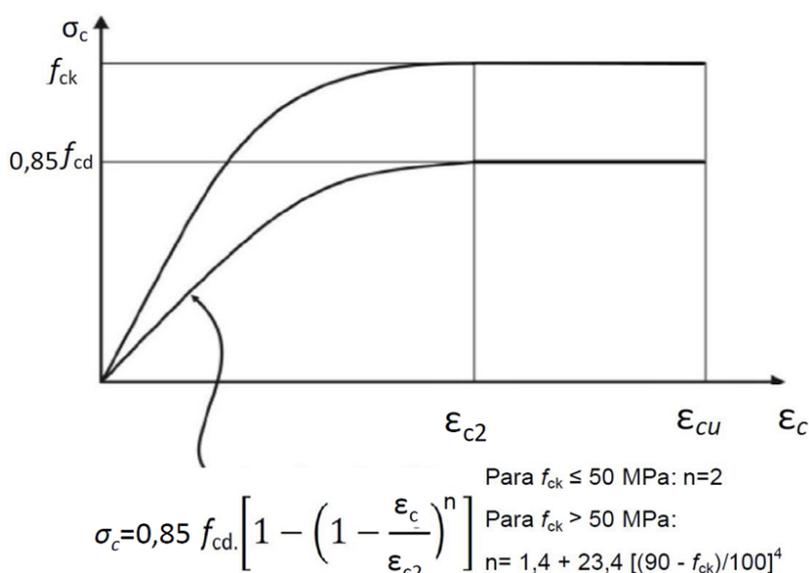


Figura 2.3 Diagrama tensão-deformação do concreto na compressão para fins de projeto estrutural.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Conforme apresentado por Pacheco *et al.* (2014), o módulo de deformação do concreto, seja ele o secante ou o tangente inicial, pode ser obtido para diversos valores de tensão respeitando o diagrama tensão-deformação da ABNT NBR 6118:2014, conforme pode ser observado na Figura 2.4.

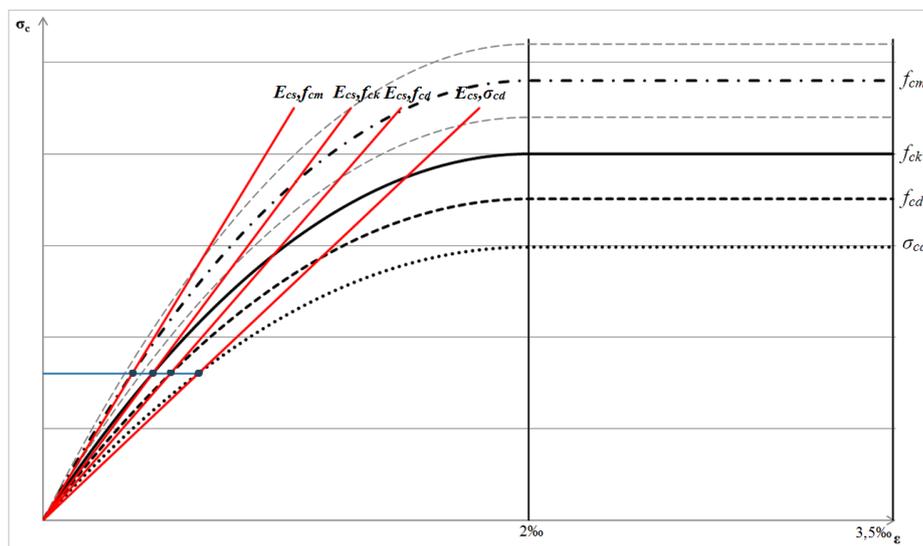


Figura 2.4 Diagrama tensão-deformação obtido para diversas tensões.  
Fonte: Reproduzido de Pacheco *et al.* (2014).

Na tração, caso de interesse em estruturas de concreto massa, pode-se adotar para o concreto não fissurado o diagrama tensão-deformação bilinear da ABNT NBR 6118:2014, conforme a Figura 2.5.

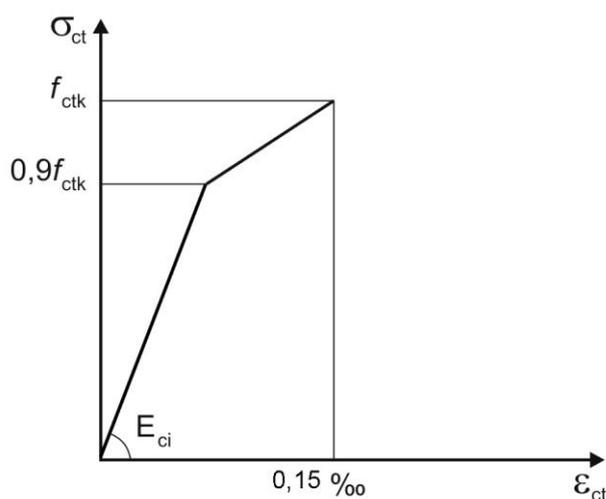


Figura 2.5 Diagrama bilinear tensão-deformação do concreto na tração.  
Fonte: ABNT NBR 6118:2014

No caso particular do concreto massa, é de interesse o conhecimento do módulo de deformação do concreto nas primeiras idades, quando ocorrem as expansões e retrações térmicas e, conseqüentemente, as tensões de tração. Nesse aspecto, a

ABNT NBR 6118:2014 traz uma estimativa do módulo de elasticidade para idades menores que 28 dias, que pode ser avaliado conforme os seguintes modelos:

Para concretos com  $f_{ck}$  entre 20 MPa e 45 MPa:

$$E_{ci}(t) = \left[ \frac{f_{ck,j}}{f_{ck}} \right]^{0,5} \cdot E_{ci} \quad (2.10)$$

Para concretos com  $f_{ck}$  entre 50 e 90 MPa:

$$E_{ci}(t) = \left[ \frac{f_{ck,j}}{f_{ck}} \right]^{0,3} \cdot E_{ci} \quad (2.11)$$

Onde:

$E_{ci}(t)$  = é a estimativa do módulo de elasticidade em uma idade entre 7 e 28 dias;

$f_{ck,j}$  = é a resistência característica à compressão do concreto na idade em que se pretende estimar o módulo de elasticidade [MPa].

Nota-se que, por ser um parâmetro de difícil obtenção e que se altera em diferentes níveis de tensão, a obtenção correta do módulo de deformação do concreto constitui uma dificuldade considerável à análise de tensões do concreto, principalmente nas primeiras idades. Conforme pontuam Nunes *et al.* (2005), a obtenção do módulo de deformação nas primeiras idades pode não ser fielmente representada pelo modelo proposto na ABNT NBR 6118:2014.

Mehta & Monteiro (2014) ainda ressaltam que fatores como características litológicas do agregado graúdo, teor de argamassa (e seu módulo), zona de transição e alguns parâmetros de ensaio podem afetar sensivelmente o valor do módulo de elasticidade.

#### 2.3.4 Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )

Em um material submetido a uma carga axial, em regime elástico, o coeficiente de Poisson é um número adimensional definido pela razão entre a deformação transversal ( $\varepsilon_2$ ) e a deformação axial ( $\varepsilon_1$ ) do elemento. Para o concreto de densidade normal e concreto leve, o valor do coeficiente de Poisson varia de 0,15 a 0,20, quando determinado a partir de medidas de deformação via ensaio de módulo de

elasticidade estático, conforme as normas ASTM C 469-14, BS 1881-121:1983 e, no Brasil, a ABNT NBR 8522:2008.

Normalmente há maior interesse no conhecimento do coeficiente de Poisson em situações de carregamento axial de compressão, onde há encurtamento longitudinal e expansão transversal. Também é necessário seu conhecimento para análise de estruturas estaticamente indeterminadas, como túneis, arcos etc. (NEVILLE, 2013).

Neville (2013) comenta que o coeficiente de Poisson pode também ser obtido de modo alternativo, por meio de ensaios dinâmicos, como a velocidade de propagação de ondas ultrassônicas e a frequência de ressonância fundamental da vibração longitudinal, na qual a frequência ressonante é obtida por meio do ensaio de módulo dinâmico, conforme método descrito nas normas ASTM C 215-14 e BS 1881-209:1990. A velocidade de propagação de ultrassom segue o método de ensaio da ASTM C 597-16 e BS 1881-203:1986, e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) é então calculado através da Eq. 2.12.

$$\left( \frac{V}{2nL} \right)^2 = \frac{1-\nu}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \quad (2.12)$$

Onde:

$V$  = velocidade de pulso (mm/s);

$n$  = frequência ressonante (Hz);

$L$  = comprimento do prisma (mm);

Neville ainda pontua que o valor do coeficiente de Poisson obtido via ensaio dinâmico tem um resultado um pouco maior que o valor do ensaio estático, variando de 0,2 a 0,24.

### 2.3.5 Fluência

Define-se o conceito de fluência do concreto como o aumento da deformação para uma mesma tensão, mantida ao longo do tempo, ou, ainda, caso a deformação seja restringida ao elemento, a manifestação da fluência se dá com a diminuição progressiva da tensão durante o tempo de aplicação da carga (NEVILLE, 2016).

Tal fenômeno ocorre devido às camadas de água adsorvida serem mais finas entre as partículas de gel que transmitem os esforços de compressão. Essa mudança de espessura ocorre de forma rápida no início do carregamento, decrescendo com o tempo. Com o passar do tempo e a carga mantida, são formados vínculos entre as partículas de gel em suas novas posições. Caso o carregamento seja removido, a parcela elástica da deformação é reconstituída e uma parte da deformação por fluência também se recupera, entretanto, haverá uma deformação residual fruto dos novos vínculos das partículas em suas novas posições (WIGHT & MacGREGOR, 2011).

Rüsch (1960) observou que o nível de carregamento ao qual o concreto é submetido tem influência direta no seu nível de deformação ao longo do tempo e da idade do concreto, sendo que a fluência instantânea é mais pronunciada em casos onde há um alto grau de carregamento.

Mehta & Monteiro (2014) também indicam que há proporcionalidade direta entre a magnitude da tensão aplicada e a fluência. Outro ponto de influência seria a geometria do elemento, uma vez que a relação entre a área da seção e o perímetro exposto ao contato com a atmosfera influenciarão na taxa de perda de água do elemento de concreto.

Dessa forma, a fluência passa a depender basicamente de três fatores: da idade de aplicação da carga, da umidade média do ambiente e da relação entre a área da seção e o perímetro exposto do elemento, conforme coloca a ABNT NBR 6118:2014, que fornece o valor dos coeficientes de fluência segundo a idade de aplicação de carga, percentual de umidade relativa e espessura fictícia do elemento de concreto.

Na análise de concreto massivo, a fluência nas primeiras idades atua como um atenuador de tensões, permitindo maiores deformações e a acomodação do material. Como ainda o concreto se encontra em processo de endurecimento, a fluência tende a ser mais alta que em um concreto com resistência consolidada, porém, a determinação da fluência nas primeiras idades tende a ser mais difícil, uma vez que o período para início do cálculo do coeficiente de fluência, indicado no Anexo A da ABNT NBR 6118, é de 3 dias.

### 3 PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO

O conhecimento das propriedades térmicas do concreto e de seus materiais constituintes tem importância fundamental no entendimento do comportamento do material frente à liberação de calor das reações exotérmicas de hidratação do cimento, que são essenciais em estruturas massivas de concreto.

O interesse no estudo e conhecimento das propriedades térmicas do concreto dá-se ao fato que o comportamento do material, e da estrutura por ele constituída, depende fundamentalmente dessas propriedades em determinadas situações. Cita-se, por exemplo, a importância da difusividade, do calor específico e da condutividade térmica no estudo na evolução do gradiente térmico do concreto, na análise de deformações (expansão e retração térmica), fissuração, entre outros (FURNAS, 1997).

Em especial, os efeitos das propriedades térmicas no concreto massa serão discutidos em um capítulo posterior.

A seguir, buscou-se na literatura existente as definições consagradas de cada propriedade térmica essencial ao estudo de fenômenos que envolvem concreto e temperatura.

#### 3.1 Coeficiente de dilatação térmica ( $\alpha$ )

A definição básica do coeficiente de dilatação térmica linear do concreto ( $\alpha$ ), segundo diversos autores, é dada como sendo a variação linear de um comprimento unitário provocada pela variação unitária da temperatura, sendo expresso como deformação específica por °C.

O valor do coeficiente de dilatação térmica linear do concreto é função de dois coeficientes distintos, o do agregado graúdo e também o coeficiente da pasta de cimento hidratada. Dessa forma, esse coeficiente do concreto sofre influência direta do tipo litológico do agregado graúdo utilizado e também do teor de pasta na mistura (FURNAS, 1997).

Para elementos de concreto massa, Mehta & Monteiro (2014) indicam que a escolha de um agregado com baixo coeficiente de dilatação térmica pode ser preponderante no controle de fissuras. Isso porque, na retração térmica, a deformação é governada pelo gradiente térmico e também pelo coeficiente de dilatação térmica linear do concreto, sendo este último dependente do coeficiente do agregado, seu principal constituinte.

Ainda, de acordo com Furnas (1997), os principais fatores que exercem influência no valor do coeficiente de dilatação térmica do concreto são:

- Tipo litológico do agregado;
- Teor de pasta;
- Idade;
- Relação a/c.

Neville (2016), citando Meyers<sup>4</sup>, indica que o valor do coeficiente de dilatação térmica linear da pasta de cimento hidratada varia entre cerca de  $11 \times 10^{-6}$  e  $20 \times 10^{-6}$  / ° C, salientando que é mais elevado que do agregado graúdo.

Mehta & Monteiro (2014) apresentam como valores do coeficiente de dilatação térmica para pasta saturada de cimento como sendo  $18 \times 10^{-6}$  / ° C; para argamassas dosadas na proporção de 1:6 (cimento: areia natural de sílica), o valor do coeficiente é  $12 \times 10^{-6}$  / ° C; e para dosagens de concreto com diferentes tipos de agregado, o valor do coeficiente varia de 6 a  $12 \times 10^{-6}$  / ° C. Para as rochas e minerais mais comumente usados em concreto, os mesmos autores apresentam os valores de  $5 \times 10^{-6}$  / ° C para calcários e gabros, e variando de 11 a  $12 \times 10^{-6}$  / ° C para arenitos, seixos naturais e quartzitos.

Na Tabela 3.1 são apresentados valores do coeficiente de dilatação térmica da pasta e de argamassas com diferentes teores de agregado, mostrando a influência da quantidade de agregado na variação desse coeficiente.

---

<sup>4</sup> MEYERS, S. L. **How temperature and moisture changes may affect the durability of concrete**. Rock Products, pp. 153-7. Chicago. August, 1951.

Tabela 3.1 - Influência do teor de agregado sobre o coeficiente de dilatação térmica<sup>5</sup>.

<i>Relação cimento/areia</i>	<i>Coeficiente de dilatação térmica linear na idade de 2 anos [10<sup>-6</sup>/°C]</i>
Pasta de cimento	18,5
1:1	13,5
1:3	11,2
1:6	10,1

Fonte: Neville (2016).

Estudos e ensaios realizados no laboratório de concreto de Furnas, na década de 90, compararam os valores obtidos em diversos ensaios com o modelo de previsão de L'Hermite, que permite estimar o valor do coeficiente de dilatação térmica do concreto com base em alguns parâmetros conhecidos, conforme mostra a equação 3.1. Na Tabela 3.2 são apresentados os resultados dos ensaios procedidos por Furnas, com concretos dosados com agregados de diferentes tipos litológicos, e comparados com o modelo da eq. 3.1 (FURNAS, 1997).

$$\alpha = \frac{p \cdot E_p \cdot V_p + a \cdot E_a \cdot V_a}{E_p \cdot V_p + E_a \cdot V_a} \quad (3.1)$$

Onde:

p = coeficiente de dilatação linear da pasta [10<sup>-6</sup>/°C]a = coeficiente de dilatação linear do agregado [10<sup>-6</sup>/°C]E<sub>p</sub> = módulo de elasticidade da pasta [GPa]E<sub>a</sub> = módulo de elasticidade do agregado [GPa]V<sub>p</sub> = volume da pasta com ar incorporado [m<sup>3</sup>]V<sub>a</sub> = volume de agregado graúdo e miúdo [m<sup>3</sup>]

<sup>5</sup> MEYERS, S. L. **Thermal coefficient of expansion of Portland cement – Long time tests.** Industrial and Engineering Chemistry. Vol. 32, n.º 8, pp.1107-12. Easton, Pa, 1940.

Tabela 3.2 - Resultados obtidos para o coeficiente de dilatação térmica do concreto utilizando-se a expressão de L'Hermite, comparados com resultados de ensaio (FURNAS, 1997).

Dosagem E- *	Agregado graúdo / Procedência	Dimensão máxima [mm]	a/c	Cimento		p	Va [m <sup>3</sup> ]	Ea [GPa]	a	Coeficiente de dilatação térmica do concreto [10 <sup>-6</sup> /°C]		Diferença (%)
				Vp [m <sup>3</sup> ]	Ep [GPa]					L'Hermite	Ensaio	
3645	Gnaisse / Sapucaia	19	0,449	321	15,05	15,35	639	34,8	5,20	7,01	12,57	-44%
3839		38	0,535	310	12,12	13,69	650	34,8	5,20	6,41	11,72	-45%
3082	Quartzito / Corumbá	19	0,504	328	13,75	14,60	632	57,9	9,70	10,24	12,95	-21%
4977		19	0,530	336	12,12	13,62	624	57,9	9,70	10,10	14,41	-30%
3303		76	0,794	229	7,00	11,10	731	57,9	9,70	9,75	11,78	-17%
4636		100	1,025	200	3,00	9,50	760	57,9	9,70	9,70	11,83	-18%
323	Basalto / Itumbiara	38	0,697	295	8,75	12,00	665	43,6	6,60	7,04	10,32	-32%
329		38	0,716	295	8,60	11,90	665	43,6	6,60	7,03	9,88	-29%
4460	Granito / Serra da Mesa	19	0,467	476	15,50	15,54	484	36,7	9,40	11,20	14,55	-23%
4902		19	0,550	348	12,50	13,90	612	36,7	9,40	10,13	12,45	-19%
2627		38	0,477	309	15,75	15,77	651	36,7	9,40	10,48	12,03	-13%
2677		76	0,794	229	7,00	11,10	731	36,7	9,40	9,50	9,29	2%
2616		152	0,750	190	7,88	11,6	770	36,7	9,40	9,51	9,00	6%

\* Dados da dosagem não estavam disponíveis na referência.

Fonte: Reproduzido de Furnas (1997), pág. 99.

Mehta & Monteiro (2014) apresentam cálculo do coeficiente de dilatação térmica como uma média ponderada dos materiais constituintes da mistura e, supondo um teor de 70 a 80% de agregado na dosagem do concreto, mostram um gráfico contendo os respectivos valores do coeficiente de dilatação térmica para concretos dosados com diferentes tipos de agregados. Este gráfico é reproduzido na Figura 3.1.

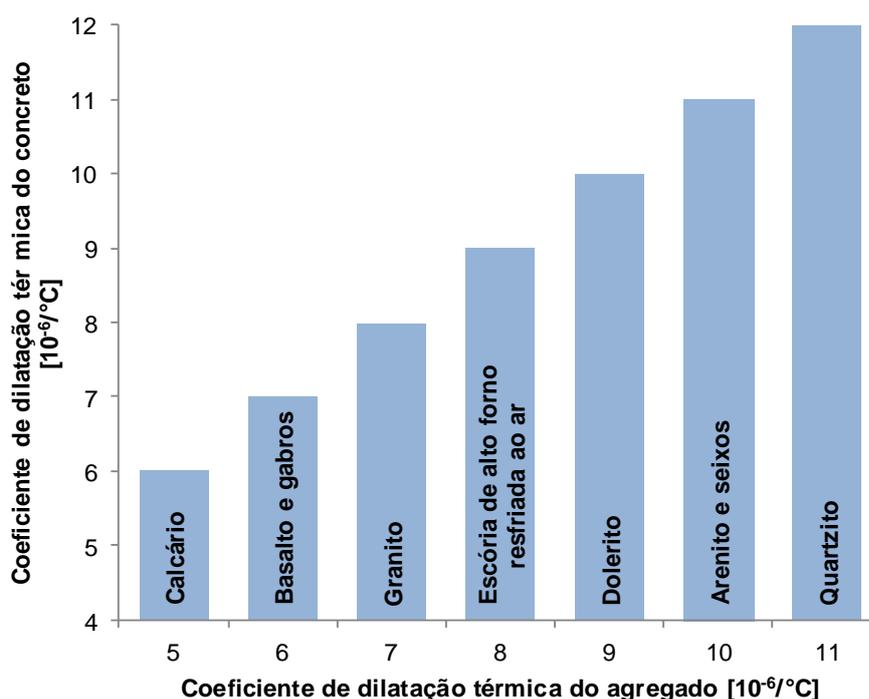


Figura 3.1 Influência do tipo de agregado no coeficiente de expansão térmica do concreto.

Fonte: Adaptado de Mehta & Monteiro (2014) pág. 118.

Comparando os dados da Tabela 3.2 com os dados do gráfico da Figura 3.1, nota-se que os valores do coeficiente calculados por Mehta & Monteiro (2014) para concretos dosados com agregado à base de quartzito têm valores muito próximos aos ensaiados por Furnas (1997); já os basaltos e gabros apresentam boa aproximação ao calculado pelo modelo de L'Hermite, enquanto para o granito, a aproximação varia conforme o tipo de dosagem empregada.

Do ponto de vista normativo, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda, no seu item 8.2.3, que para efeito de análise estrutural, o coeficiente de dilatação térmica pode ser admitido igual a  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ . Para a armadura, o mesmo coeficiente pode ser considerado igual ao concreto em temperaturas entre  $-20^{\circ}\text{C}$  e  $+150^{\circ}\text{C}$ .

Para essa mesma propriedade, o ACI 207.2R-07 recomenda a adoção do valor de  $9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  quando o concreto for dosado com agregado de origem calcária,  $11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  para agregados silicosos e  $13 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  para quartzito. De forma mais detalhada, o ACI 207.2R-07 ainda indica os coeficientes de dilatação térmica por tipo de agregado e a faixa de variação que o coeficiente do concreto de cimento Portland pode se encontrar, conforme reproduzido na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Classes típicas do coeficiente de dilatação térmica para agregados comuns em concreto de cimento Portland.

Agregado	Coeficiente de dilatação térmica [10 <sup>-6</sup> /°C]
Granito	7 a 9
Basalto	6 a 8
Calcário	6
Dolomita	7 a 10
Arenito	11 a 12
Quartzito	11 a 13
Mármore	4 a 7
Concreto	7,4 a 13

Fonte: ACI 207.2R-07

Em média, os valores recomendados pelo ACI 207.2R-07 se ajustam aos valores propostos por Mehta & Monteiro (2014) e se ajustam em parte aos valores ensaiados por Furnas (1997). Nesse aspecto, o modelo de L'Hermite (eq. 3.1) apresentado por Furnas (1997) mostra uma dispersão que varia de -45 a +6% dos valores de ensaio, dependendo fundamentalmente do tipo de agregado e de sua dimensão máxima, que se mostrou, conforme seus ensaios, inversamente proporcional ao valor do coeficiente de dilatação térmica.

### 3.2 Calor específico (c)

Define-se o calor específico como a quantidade necessária de calor para elevar em um grau a temperatura de uma unidade de massa do material (neste caso do concreto). Representa sua capacidade térmica e influência na capacidade que o concreto tem de armazenar calor (FURNAS, 1997; MEHTA & MONTEIRO, 2014; NEVILLE, 2016).

Em geral, o calor específico do concreto situa-se entre 840 a 1260 J/kg/° C, sofre pouca influência das características litológicas do agregado e tende a aumentar com o acréscimo da temperatura e diminuição da massa específica do concreto (FURNAS, 1997; ACI 207.2R, 2007; MEHTA & MONTEIRO, 2014; NEVILLE, 2016).

A determinação do calor específico do concreto pode ser realizada por meio de métodos elementares da termodinâmica. Para o projeto da barragem sobre o rio Colorado, no condado de Boulder City, NV (EUA), mais conhecida como Hoover

Dam (Figura 3.2), o *Bureau of Reclamation* desenvolveu uma aparelhagem capaz de realizar o ensaio, consistindo em uma unidade de medição mais um calorímetro de imersão, conforme descrito no manual de ensaios em concreto de Furnas (FURNAS, 1997; NEVILLE, 2016).



Figura 3.2 Barragem *Hoover* sobre o rio Colorado em *Boulder City*, NV, na divisa entre os Estados de Nevada e Arizona (EUA).

Fonte: Acervo pessoal. Foto tirada em 30/01/2016.

Furnas (1997) ainda indica que a idade do concreto não influencia na determinação do calor específico e cita como fatores influentes:

- Temperatura;
- Grau de saturação;
- Dimensão máxima característica do agregado graúdo;
- Composição mineralógica do agregado;
- Massa unitária do concreto;
- Volume de agregados.

### 3.3 Condutividade térmica ( $k$ )

A condutividade térmica representa basicamente a capacidade que o concreto (ou outro material) tem de conduzir calor, sendo definida como a velocidade do fluxo de calor através de uma espessura unitária, sobre uma área unitária, ou ainda pela

relação entre o fluxo de calor e o gradiente de temperatura. A condutividade térmica do concreto pode ser determinada experimentalmente através da introdução de calor no orifício central de um corpo de prova cilíndrico, mantendo sua superfície a temperatura mais baixa, promovendo, então, um fluxo de calor através do material. De forma analítica, pode-se obter o valor da condutividade térmica de um material por meio da aplicação da equação 3.2 (FURNAS, 1997; NEVILLE, 2016).

$$k = \delta \cdot c \cdot \gamma \quad (3.2)$$

Onde:

$k$  = condutividade térmica  $\rightarrow$  [W/m/K] ou [J/m/s/K]

$\delta$  = difusividade térmica  $\rightarrow$  [m<sup>2</sup>/s] ou [m<sup>2</sup>/dia]

$c$  = calor específico  $\rightarrow$  [J/kg/K];

$\gamma$  = massa específica  $\rightarrow$  [kg/m<sup>3</sup>]

Segundo Neville (2016) a condutividade térmica do concreto depende de sua composição, sendo que a massa específica tem pouca influência nesse parâmetro. Entretanto, no caso do concreto leve, devido à baixa condutividade térmica do ar, a massa específica passa, neste caso, a influenciar o valor de sua condutividade.

As características litológicas dos agregados têm grande influência nos valores da condutividade térmica do concreto, sendo que a condutividade térmica de uma rocha é diretamente proporcional ao seu grau de cristalinidade (FURNAS, 1997; NEVILLE, 2016).

Scanlon & McDonald (1994)<sup>6</sup>, citados por Neville (2016), apresentam alguns valores da condutividade térmica de concretos segundo a característica mineralógica de seus agregados. Esses valores encontram-se reproduzidos na Tabela 3.4. Loudon & Stacey<sup>7</sup> recomendam, para alguns valores típicos de teor de umidade e diversos tipos de concreto, os valores de condutividade a serem considerados, conforme reproduzido na Tabela 3.5.

<sup>6</sup> SCANLON, J. M.; McDONALD, J. E. **Thermal Properties**. In *Concrete and Concrete-Making*, Eds KLIEGER, P.; LAMOND, J.F. ASTM Sp. Tech. Publ. nº 169C, pp. 299-39. Philadelphia, PA, 1994.

<sup>7</sup> LOUDON, A. G.; STACEY, E. F. **The thermal and acoustic properties of light-weight concretes**. Structural Concrete, vol. 3, nº 2, pp. 58-95, London, 1966.

Tabela 3.4 - Valores típicos de condutividade térmica de concreto.

<b>Tipo de agregado</b>	<b>Massa específica úmida do concreto [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Condutividade [W/(m.K)]</b>
Quartzito	2440	3,5
Dolomito	2500	3,3
Calcário	2450	3,2
Arenito	2400	2,9
Granito	2420	2,6
Basalto	2520	2,0
Barita	3040	2,0
Folhelho expandido	1590	0,85

Fonte: SCANLON & McDONALD (1994) *apud* NEVILLE (2016).

O grau de saturação também tem grande influência na condutividade térmica do concreto, uma vez que a condutividade do ar que preenche os vazios de porosidade é menor que a condutividade da água. Esse fator torna-se mais importante no caso do concreto leve, quando um pequeno aumento do grau de saturação pode causar um grande aumento na condutividade. Em contraponto, a condutividade da água é menor que a condutividade da pasta de cimento hidratada (cerca de 50% menor), neste caso, em concretos de massa específica normal (2.000 a 2.400 kg/m<sup>3</sup>), o valor da condutividade térmica será maior à medida que a quantidade de água na mistura for menor (FURNAS, 1997; NEVILLE, 2016).

Tabela 3.5 - Valores de condutividade térmica recomendados por Loudon &amp; Stacey. (NEVILLE, 2016)

Teor de umidade (% em volume)	Condutividade térmica [W/(m.K)]							
	Concretos protegidos das intempéries				Concretos expostos às intempéries			
	5	5	5	2,5	8	8	8	8
Massa específica [kg/m <sup>3</sup> ]	Concreto celular	Concreto leve com escória expandida	Concreto leve com argila expandida ou cinza sinterizada	Concreto normal	Concreto celular	Concreto leve com escória expandida	Concreto leve com argila expandida ou cinza sinterizada	Concreto normal
320	0,109	0,087	0,130	-	0,123	0,100	0,145	-
480	0,145	0,116	0,173	-	0,166	0,130	0,187	-
640	0,203	0,159	0,230	-	0,223	0,173	0,260	-
800	0,260	0,203	0,303	-	0,273	0,230	0,332	-
960	0,315	0,260	0,376	-	0,360	0,289	0,433	-
1120	0,389	0,315	0,462	-	0,433	0,360	0,519	-
1280	0,476	0,389	0,562	-	0,533	0,433	0,635	-
1440	-	0,462	0,678	-	-	-	-	-
1600	-	0,549	0,794	0,706	-	-	-	0,808
1760	-	0,649	0,952	0,838	-	-	-	0,952
1920	-	-	-	1,056	-	-	-	1,194
2080	-	-	-	1,315	-	-	-	1,488
2240	-	-	-	1,696	-	-	-	1,904
2400	-	-	-	2,267	-	-	-	2,561

Neville (2016) ainda comenta que também se pode calcular o valor da condutividade térmica a partir da difusividade, pois esta é de mais fácil medição. Chama também a atenção para o fato de que o método de ensaio, no caso de determinação direta da condutividade, pode influenciar no valor obtido.

Um método de ensaio para condutividade térmica do concreto descrito em detalhes pode ser consultado no capítulo 13 do livro: *Concreto – Ensaios e Propriedades*, editado por Furnas em 1997.

### 3.4 Difusividade térmica ( $\delta$ )

Define-se difusividade térmica como a velocidade da variação da temperatura no interior de um corpo ou, ainda, a propriedade que expressa a facilidade da difusão de calor em todas as suas direções (ABNT NBR 12818: 2012; NEVILLE, 2016).

A difusividade pode ser expressa de forma analítica como a relação entre a condutividade térmica e o produto do calor específico e massa específica do material, conforme equação 3.3.

$$\delta = \frac{k}{c \cdot \gamma} \quad (3.3)$$

Onde:

$\delta$  = difusividade térmica  $\rightarrow$  [m<sup>2</sup>/s] ou [m<sup>2</sup>/h]

$k$  = condutividade térmica  $\rightarrow$  [W/m/K] ou [J/m/s/K]

$c$  = calor específico  $\rightarrow$  [J/kg/K];

$\gamma$  = massa específica  $\rightarrow$  [kg/m<sup>3</sup>]

A partir da relação dada pela equação 3.3 é possível verificar que a difusividade térmica do concreto é diretamente proporcional à variação de sua condutividade térmica e que sofre influência direta do teor de umidade do concreto, o qual, por sua vez, dependerá do grau de hidratação do cimento, teor original de água da mistura, porosidade etc. (NEVILLE, 2016).

Ainda, como indicado em Furnas (1997), através da equação 3.3, via relação entre as propriedades térmicas, também é possível a verificação de resultados de ensaio e obtenção indireta de propriedades não ensaiadas.

Segundo Neville (2016) os valores típicos para difusividade de concretos comuns variam entre 0,002 e 0,006 m<sup>2</sup>/h, o que depende do tipo litológico do agregado utilizado. O autor também cita ainda que basalto, calcário e quartzito têm difusividade crescente, nessa ordem.

Existem alguns métodos de ensaio para determinação da difusividade térmica do concreto, entre eles o método estabelecido na ABNT NBR 12818, o qual se baseia na metodologia desenvolvida pelo *U.S. Bureau of Reclamation*, onde se utiliza um tanque de aquecimento e um tanque de resfriamento. De forma resumida, o ensaio consiste em medir a curva de resfriamento de um corpo de prova de concreto através da introdução de um termômetro em um orifício central, como mostra a Figura 3.3 (FURNAS, 1997; ABNT NBR 12818:2012).

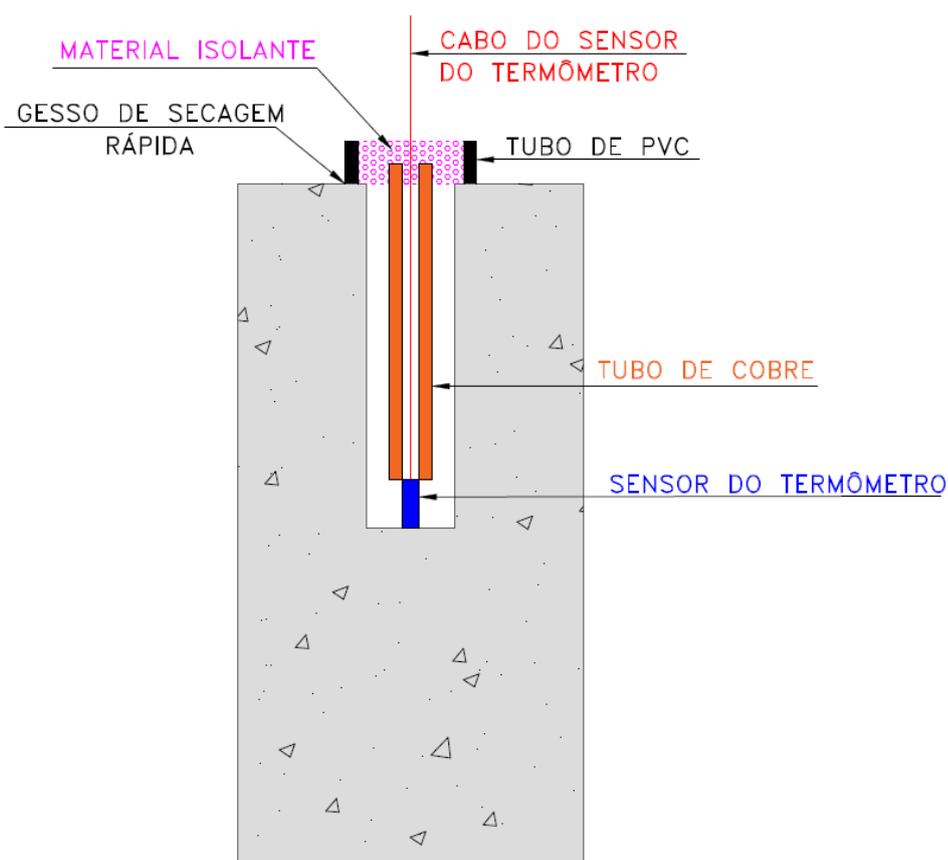


Figura 3.3 Detalhe do corpo de prova para ensaio de determinação da difusividade.  
Fonte: Adaptado da ABNT NBR 12818:2012.

Em 2013, Britez *et al.* relataram ter utilizado com sucesso um método adaptado do procedimento descrito na norma ASTM E-1461 para caracterização das propriedades térmicas de um concreto colorido de alta resistência.

Este método, mais simples que o procedimento da ABNT NBR 12818, consiste na emissão de um pulso de luz de Xenônio sobre uma face do material, sendo a difusividade térmica, então, aferida em função da espessura percorrida e do tempo gasto para que o pulso (via transmissão de calor) chegue à face oposta (BRITZ, 2011; BRITZ *et al.*, 2013).

Apesar do método da ASTM E-1461 ser indicado para materiais sólidos homogêneos e isotrópicos, Britez *et al.* (2013) consideram que a sua utilização foi aceitável para o concreto de alta resistência, devido a sua baixa porosidade. Ressalvam ainda que a utilização desse método adaptado tem limitações quanto à porosidade do material a ser analisado; no caso do concreto de alta resistência avaliado seu uso foi aceitável.

## 4 CONCRETO MASSIVO

Conforme definição do *American Concrete Institute* (ACI), entende-se como estrutura de concreto massivo qualquer uma que possua volume ou dimensões suficientemente grandes para que sejam necessários se adotar meios de controle quanto ao calor oriundo da reação exotérmica de hidratação do cimento, o que, conseqüentemente, pode gerar importantes variações volumétricas, sempre com o objetivo de se minimizar a formação de fissuras (ACI 207.1R-05; KUPERMAN, 2005; MARQUES FILHO, 2011; BONI *et al.*, 2014, 2014; RIDING, *et al.*, 2014).

Quando das reações naturais exotérmicas de hidratação do cimento, o concreto irá sofrer expansões volumétricas, segundo seu coeficiente de dilatação térmica. As principais reações de hidratação, que geram maior quantidade de calor, geralmente se dão nas horas iniciais da mistura do cimento com água, em geral nas primeiras 72 horas. Nessa oportunidade, o concreto sofre preponderantemente tensões de compressão e, por estar no início do endurecimento e apresentando um comportamento plástico, consegue suportar sem maiores problemas esses esforços de expansão (BONI *et al.*, 2014; VICENTE *et al.*, 2014).

O pico de temperatura indica o instante em que a expansão volumétrica tende a cessar. A partir desse momento, em geral, acentua-se o processo de troca de calor com o ambiente, e o elemento que se expandiu, e que atingiu sua temperatura máxima, começa a se resfriar no seu contorno e, com isso, a se contrair. A tendência natural em longo prazo é que o elemento volte ao seu volume inicial à medida que o resfriamento resulte numa temperatura interna equilibrada com a temperatura ambiente. Nesse processo de contração, surgem então tensões de tração, as quais podem, na maioria dos casos, ultrapassar o limite de resistência apresentado pelo concreto nessa idade (FURNAS, 1997).

Dessa forma, do ponto de vista da segurança estrutural e em face da importância econômica e sustentável de se ter estruturas cada vez mais duráveis, o conhecimento e a aplicação adequada da teoria do concreto massivo às estruturas civis usuais tornam-se indispensáveis.

#### 4.1 Elementos estruturais de grandes proporções

A demanda da civilização por infraestrutura requer a construção de grandes obras para, por exemplo, universalizar o uso de recursos naturais como a água, gerar energia, garantir o saneamento básico, serviços de transporte e habitação. Nesse contexto o concreto exerce papel de grande relevância, levando em conta sua versatilidade, e esse papel faz com que ele seja utilizado na construção de estruturas com volumes expressivos (MARQUES FILHO, 2011).

Assim, de acordo com a definição de concreto massivo explicitada no início deste capítulo, o projeto de estruturas com grandes volumes, bem como sua execução, deve levar em conta a geração autógena de calor, oriunda do calor de hidratação do cimento. As expansões devidas ao aquecimento do concreto e sua posterior retração no resfriamento podem induzir fissuras ao material devido aos graus de restrição interno e externo, onde as tensões de tração geradas podem superar o limite de resistência do material em idades precoces (CARLSON *et al.*, 1979; MARQUES FILHO, 2011).

Na engenharia de concreto, as estruturas que notoriamente possuem maiores dimensões e volume são as barragens, e a fissuração devida à retração térmica é uma das principais preocupações dos engenheiros dessas construções. Entretanto, no universo das estruturas de concreto, elementos estruturais menores também podem se enquadrar na categoria de “elementos de concreto massivo”, como blocos de fundação, vigas de transição, pilares de grandes dimensões, paredes de reservatórios, grandes áreas de lajes etc. Diferencia-se o termo concreto massa do termo concreto massivo por um ser concreto simples (concreto massa) e o outro, concreto armado ou protendido (concreto massivo) (EMBORG & BERNANDER, 1994; BONI *et al.*, 2014, MEHTA & MONTEIRO, 2014; VICENTE *et al.*, 2014).

No Brasil, o início da utilização do concreto massa em barragens se estabeleceu no início do século XX, quando foram iniciadas as construções de diversas barragens para fins de abastecimento de água e para geração de energia elétrica. As obras dessas primeiras barragens datam de 1907 a 1953, segundo dados da Eletrobrás (KUPERMAN, 2005).

A ocorrência de fissuras em elementos de concreto pode prejudicar a estrutura em sua durabilidade e também em estabilidade, uma vez que se abre caminho para entrada de agentes agressivos às armaduras, propiciando sua corrosão (no caso de concreto armado e protendido) e também causa a perda de monoliticidade do elemento estrutural, colaborando negativamente no controle de deformações e nos mecanismos de transferência de esforços (HELENE, 1993; WALLER *et al.*, 2004; BUTTIGNOL & ALMEIDA, 2013).

Como alternativa, é usual, em barragens, proceder com o zoneamento do concreto, em zonas de resistências distintas, de modo a se ter um maior controle das tensões. Devido ao fato das barragens serem, em sua maioria, do tipo gravidade, com grandes dimensões, são apenas solicitadas em idades superiores a um ano, o que permite especificar idades de controle superiores aos 28 dias, como é feito nas estruturas convencionais (KUPERMAN, 2005).

#### ***Vicente et al. (2014)***

No artigo intitulado “*Fissuração de Origem Térmica em Blocos de Fundação: Quando Refrigerar o Concreto?*”, publicado nos anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto, os autores chamam a atenção para o risco de fissuração de origem térmica em elementos de fundação com volumes variando de 1 a 30 m<sup>3</sup>, com uso de cimento tipo CP-II E 40,  $f_{ck}$  entre 30 MPa e 40 MPa, nas condições ambientais da cidade de São Paulo, SP.

Foram simulados numericamente diversos blocos de fundação, com geometria quadrada e lado variando de 1 a 10 m, bem como a sua altura variando de 1 a 3 m. Os modelos computacionais foram conduzidos no *software* de elementos finitos *b4cast*, específico para análises térmicas em concreto massa e que usa o Método da Maturidade, baseado na equação de *Arrhenius* ou no modelo de *Nurse-Saul*.

Neste modelo, os dados de entrada adotados para a simulação foram:

- Curva do calor de hidratação do cimento CP-II E 40;
- Elevação adiabática da temperatura do concreto;
- Coeficiente de Poisson do concreto;
- Curva de evolução da resistência do concreto à compressão;
- Curva de evolução da resistência do concreto à tração;

- Curva de evolução do módulo de elasticidade do concreto;
- Calor específico do cimento e agregados;
- Condutividade térmica do cimento e agregados;
- Coeficiente de dilatação térmica do concreto;
- Temperatura ambiente;
- Dados do solo (massa, calor específico, condutividade térmica, módulo de deformação e coeficiente de Poisson).

Verificou-se que as temperaturas máximas estão localizadas entre 45° C e 75° C para os blocos de concreto  $f_{ck}$  30 MPa, e entre 50° C e 85° C para os blocos com concreto  $f_{ck}$  40 MPa.

Além disso, os autores chamam atenção para o fato que os picos de temperatura estão localizados nas regiões entre 30% e 50% da altura do bloco, ou seja, nas regiões com menor possibilidade de dissipação de calor.

Quanto à análise de tensões, observa-se que as máximas tensões de tração estão localizadas entre 10% e 40% da altura do bloco, sendo proporcionais às dimensões do elemento e maiores nos blocos simulados com  $f_{ck}$  40 MPa.

O artigo também avalia que, numericamente para  $f_{ck}$  30 MPa, em blocos com altura superior a 2,70 m, estes apresentam tensões solicitantes de tração maiores que a resistência do concreto à tração, indicando fissuração. O mesmo ocorre em altura a partir de 2,50 m para blocos com  $f_{ck}$  40 MPa.

Os autores concluem, por fim, que há proporcionalidade direta entre o aumento da temperatura e as dimensões dos blocos, e verificam que os blocos com área da base a partir de 3x3 m têm picos de temperaturas praticamente iguais, para o mesmo  $f_{ck}$ . As temperaturas máximas ocorrem na faixa situada entre 30% e 50% da altura total do bloco, e as tensões máximas de tração ocorrem entre 10% e 40% da altura.

O comportamento dos blocos simulados com  $f_{ck}$  30 MPa foi similar ao dos blocos simulados com  $f_{ck}$  40MPa, sendo que este último teve temperaturas e tensões maiores, fato que os autores atribuem ao maior consumo de cimento do concreto de  $f_{ck}$  40 MPa.

Por fim, o artigo explana que os blocos com volume a partir de 22,5 m<sup>3</sup> (3 m x 3 m x 2,5 m) para  $f_{ck}$  30 MPa e 24,3 m<sup>3</sup> para  $f_{ck}$  40 MPa podem ser considerados como estruturas de concreto massivo, estando sujeitas à fissuração de origem térmica.

A curva do calor de hidratação, citada anteriormente, pode ser obtida pelos métodos de ensaio descritos nas normas ABNT NBR 8809:2013 e ABNT NBR 12006:1990 ou ainda pela norma ASTM C186-15.

A seguir serão apresentados alguns aspectos importantes relativos ao concreto massivo e as variáveis que afetam estruturas de concreto com grandes volumes.

## 4.2 Elevação adiabática da temperatura

A palavra adiabática tem origem do grego *adiabatos*, que significa impenetrável<sup>8</sup>. Em termodinâmica, uma transformação adiabática é aquela que ocorre em um sistema onde não há troca de calor com o meio externo, ou seja, o sistema é isolado e independente. Processos adiabáticos são caracterizados pelo aumento da entropia<sup>9</sup>, no caso de transformações irreversíveis; em transformações adiabáticas reversíveis, não há alteração da entropia do sistema (BRITANNICA, 2016).

Assim, a elevação adiabática da temperatura do concreto é aquela que se daria sem que houvesse troca de calor com o meio externo, dependendo apenas da energia contida no próprio sistema. No concreto, o conhecimento da curva de elevação adiabática da temperatura é fundamental, pois ela está diretamente relacionada à quantidade de calor gerada pelo material (ERN & HELENE, 2003).

O método de ensaio para obtenção da elevação adiabática da temperatura do concreto e argamassas consta na ABNT NBR 12819 e consiste no uso de:

- Calorímetro adiabático (ou semiadiabático);
- Termômetros com resolução de 0,1° C;
- Detectores nulos, cujos papéis são acionar os controles de aquecimento e resfriamento (quando houver diferenças de temperatura entre o corpo de prova e as câmaras do calorímetro);
- Molde.

<sup>8</sup> Dicionário da língua portuguesa – Editora Porto – Ed. Abril, 2013.

<sup>9</sup> A entropia é uma grandeza termodinâmica que mensura o quão irreversível é um sistema térmico (desordem das partículas). Por exemplo, ao receber calor há aumento da entropia do sistema; ao ceder calor a entropia diminui; e se não houver troca de calor a entropia é constante (HALLIDAY *et al.*, 1996).

Dessa forma, conforme o método descrito na referida norma, é possível medir a elevação de temperatura sem trocas com o ambiente externo ou, quando houver trocas (no caso do calorímetro semiadiabático), se conhecer exatamente o calor trocado com o meio externo.

Ern & Helene (2003) apresentam as curvas de elevação adiabática típicas de concretos dosados com alguns tipos de cimento Portland (Figura 4.1) e chamam a atenção para a importância do seu conhecimento no caso de simulações computacionais do comportamento térmico de estruturas de concreto.

As curvas obtidas por Ern & Helene (2003) convergem ao apresentado por Carlson *et al.* (1979) no que diz respeito ao efeito da presença de adições pozolânicas ao cimento (Figura 4.2). Embora não tenham contemplado uma grande gama de tipos de cimento, ambos demonstram que o emprego de adições pozolânicas contribuem na diminuição da elevação adiabática da temperatura do concreto.

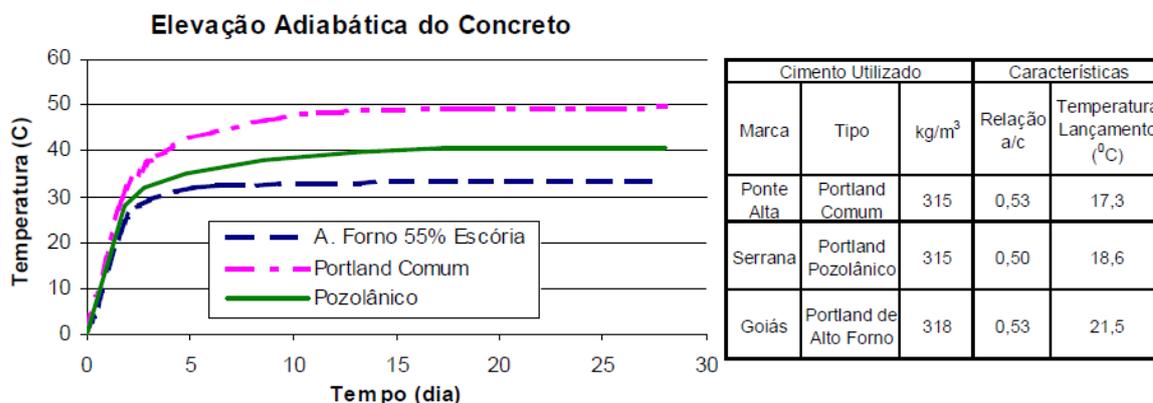


Figura 4.1 Elevação adiabática da temperatura de concretos dosados com diferentes tipos de cimento e consumos da ordem de 310 kg/m<sup>3</sup>.

Fonte: Furnas (1997) *apud* Ern & Helene (2003).

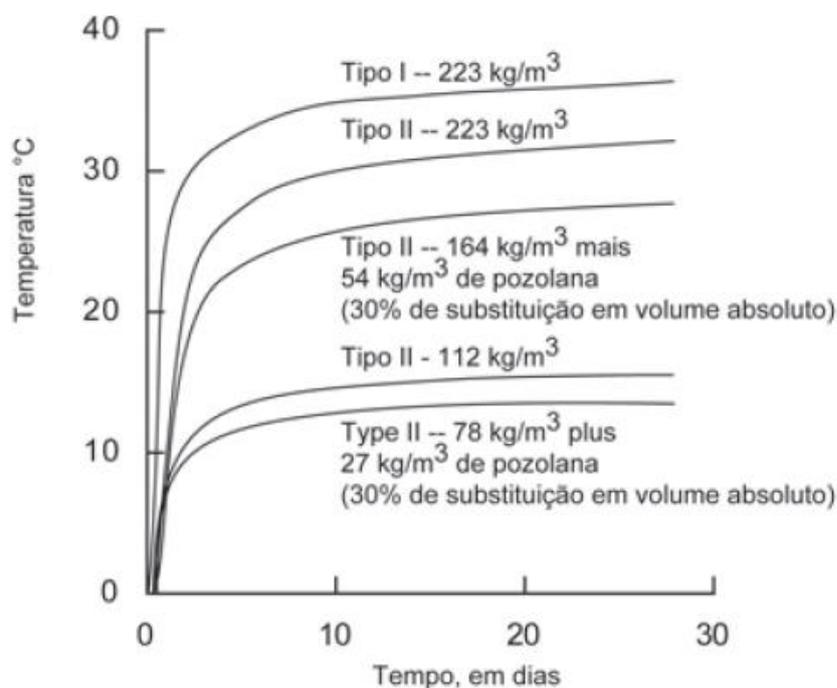


Figura 4.2 Efeito do consumo de cimento e da presença de adições pozolânicas na elevação da temperatura do concreto.  
Fonte: adaptado de Carlson *et al.* (1979).

Segundo Mehta & Monteiro (2014), a taxa e a magnitude da elevação adiabática da temperatura do concreto dependem fundamentalmente do consumo, composição e finura do cimento. Cimentos com maiores teores de  $C_3A$  e  $C_3S$  têm calor de hidratação maior que cimentos mais grossos e com menores teores de  $C_3A$  e  $C_3S$ .

De acordo com Furnas (1997), a estimativa da elevação adiabática do concreto, na falta de ensaios de laboratório, pode ser realizada de forma simplificada, segundo três metodologias expostas a seguir.

No primeiro método:

$$e_i = e_{ui} \cdot c_{eq} \quad (4.1)$$

Onde:

$e_i$  = elevação adiabática da temperatura na idade  $i$ ;

$e_{ui}$  = elevação unitária de temperatura na idade  $i$ , obtida para outra dosagem ensaiada;

$c_{eq}$  = consumo equivalente de cimento ou consumo de cimento para  $1 \text{ m}^3$  de concreto.

No segundo método, o cálculo é feito através da relação de Rastrup:

$$e_{i1} = \frac{c_{eq1}}{c_{eq2}} \cdot \frac{c_2}{c_1} \cdot \frac{\gamma_2}{\gamma_1} \cdot e_{i2} \quad (4.2)$$

Onde:

$e_i$  = elevação adiabática da temperatura na idade  $i$ ;

$c$  = calor específico do concreto;

$c_{eq}$  = consumo equivalente de cimento ou consumo de cimento para 1 m<sup>3</sup> de concreto;

$\gamma$  = massa específica.

Nota: Os índices 1 e 2 se referem aos concretos nos quais a elevação adiabática está sendo estimada e ao concreto já ensaiado, respectivamente.

Pelo terceiro método, estima-se a elevação adiabática a partir da curva de calor de hidratação dos aglomerantes empregados:

$$e_i = \frac{Cl_i \cdot c_{eq}}{c \cdot \gamma} \quad (4.3)$$

Onde:

$e_i$  = elevação adiabática da temperatura na idade  $i$ ;

$c$  = calor específico do concreto;

$c_{eq}$  = consumo equivalente de cimento ou consumo de cimento para 1 m<sup>3</sup> de concreto;

$\gamma$  = massa específica;

$Cl_i$  = calor de hidratação dos aglomerantes na idade  $i$ .

FitzGibbon, citado por Neville (2016), estimou que a elevação da temperatura do concreto, em condições adiabáticas, seja da ordem de 12° C para cada 100 kg de cimento por metro cúbico de concreto, independentemente do tipo de cimento utilizado para um concreto com consumo de cimento entre 300 e 600 kg/m<sup>3</sup>, o que nem sempre corresponde à realidade como demonstrado nas figuras 4.1 e 4.3.

### 4.3 Gradiente térmico

Calcula-se o gradiente térmico ( $\Delta T$ ) através da soma da *Temperatura de lançamento* do concreto no estado fresco, mais a *Elevação adiabática* da temperatura, menos a *Temperatura ambiente*, como mostram a figura 4.3 e a equação 4.4. Assim, quanto menor for a diferença entre a temperatura ambiente ou de serviço do pico de

temperatura, menores serão as tensões de tração a que o elemento estará sujeito na fase de resfriamento (MEHTA & MONTEIRO, 2014).

$$\Delta T = T_{\text{lançamento}} + T_{\text{máx.}} - T_{\text{ambiente}} - \text{perdas de calor} \quad (4.4)$$

Onde:

$T_{\text{lançamento}}$  = Temperatura de lançamento do concreto fresco ( $^{\circ}\text{C}$ );

$T_{\text{máx.}}$  = Pico de temperatura do concreto durante a fase de hidratação do cimento ( $^{\circ}\text{C}$ );

$T_{\text{ambiente}}$  = Temperatura média ambiente.

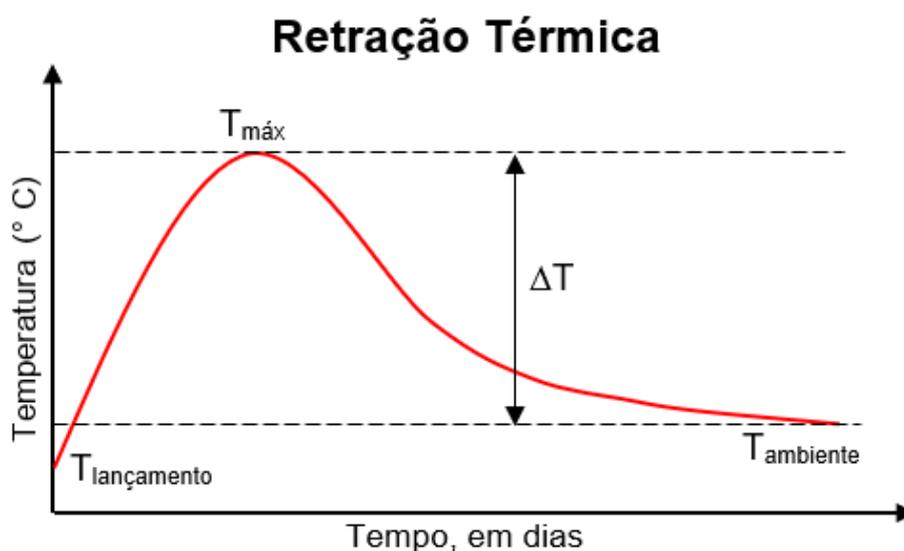


Figura 4.3 Variação (gradiente) de temperatura do concreto.

Fonte: adaptado de MEHTA & MONTEIRO, 2014.

O controle da temperatura de lançamento do concreto é um dos principais meios de se controlar a magnitude do gradiente térmico, uma vez que a elevação adiabática da temperatura e a temperatura ambiente são variáveis com controle mais difícil e oneroso. As técnicas para pré-resfriamento do concreto consistem desde o resfriamento prévio dos agregados até a substituição de água de amassamento por escamas de gelo, gerando temperaturas iniciais da ordem de  $10^{\circ}\text{C}$  em alguns casos (FURNAS, 1997; VICENTE *et al.*, 2014).

No caso da adição de gelo durante a mistura do concreto, a temperatura do cimento e agregados é reduzida devido ao calor latente deles retirado, necessário para que a água (gelo em escamas ou cubos) atinja seu ponto de fusão. De acordo com o ACI 207.4R-07, a temperatura de lançamento sugerida deve ser da ordem que as deformações do concreto por tração, devido à baixa temperatura, não sejam maior

que a capacidade de deformação do concreto, conforme a equação 4.5 (MEHTA & MONTEIRO, 2014).

$$T_i = T_f + \frac{C}{\alpha \cdot K_r} - T_r \quad (4.5)$$

Onde,

$T_i$  = Temperatura de lançamento do concreto;

$T_f$  = Temperatura final do concreto (estabilizada);

$C$  = Capacidade de deformação por tração do concreto;

$\alpha$  = Coeficiente de dilatação térmica;

$K_r$  = Grau de restrição;

$T_r$  = Aumento inicial da temperatura do concreto.

As perdas de calor dependerão fundamentalmente das propriedades térmicas do concreto (difusividade, calor específico, condutividade etc.) e das condições de contorno e convecção do problema, como a troca de calor do elemento com as paredes das fôrmas, por exemplo (NEVILLE, 2016).

#### **4.4 Grau de restrição e tensões de origem térmica**

O grau de restrição de um elemento diz respeito ao nível de deformação que lhe é permitido em determinada região, sendo considerado, por exemplo, para uma fundação com apoio rígido em contato concreto-rocha como restrição total de movimentação igual a 1,0; já a face livre possui grau de restrição nulo, podendo o elemento se movimentar livremente sem surgimento de tensões (MEHTA & MONTEIRO, 2014).

Admitindo um elemento de concreto, livre de qualquer restrição externa e sujeito a variação térmica e volumétrica uniforme, seria possível que o elemento se dilatasse até o pico de temperatura ser atingido. Em seguida, iniciado o resfriamento, haveria contração uniforme do elemento sem geração de tensões e, portanto, sem fissuração. Entretanto, essa situação hipotética inexistente, estando a maioria dos elementos de concreto sujeitos a restrições, salvo elementos de pequenas dimensões (NEVILLE, 2016).

O ACI 207.2R-07 define em seu Capítulo 5 o grau de restrição em um ponto do elemento estrutural como sendo a relação entre a tensão resultante de uma variação volumétrica (no ponto) e a tensão que resultaria caso este ponto estivesse com deformações totalmente restritas. Numericamente a deformação no ponto é igual ao produto do grau de restrição pela variação de unidade de comprimento que ocorreria caso não houvesse nenhuma restrição de movimento ao concreto.

O grau de restrição pode ser contínuo externo ou interno. Na parte externa, depende do contato entre o concreto e seus elementos de apoio, como solo, rocha, estacas (no caso de fundações) ou, ainda, outros elementos estruturais (de concreto ou não). Já as restrições internas ao elemento se originam devido às deformações diferenciais em diferentes regiões, devido aos diferentes gradientes de temperatura (ACI 207.2R-07).

#### 4.4.1 Restrições contínuas externas

Restrições contínuas externas existem ao longo da superfície de contato do concreto contra qualquer outro material onde ele tenha sido moldado. O grau de restrição, neste caso, depende em primeira instância, das dimensões relativas do elemento, da resistência e do módulo de elasticidade do concreto e do material que causa a restrição (ACI 207.2R-07).

Em um elemento de concreto não fissurado, a distribuição do campo de tensões é, por definição, proporcional a do campo de deformações. A tensão horizontal em um elemento com restrição contínua em sua base e sujeito a uma variação em seu comprimento, altera-se de ponto a ponto na seção, segundo a variação do grau de restrição ao longo do elemento (ACI 207.2R-07).

Para melhor modelagem matemática do grau de restrição, o ACI 207.2R-07 indica que dois fatores devem ser considerados para compô-lo. Esses fatores se baseiam nas características geométricas do elemento de concreto e da rigidez da base de apoio e são denominados *Fator de restrição devido à forma ou ao contorno* ( $K_r$ ) e *Fator de restrição de fundação* ( $K_f$ ).

Segundo o ACI, o fator de restrição  $K_r$  leva em conta que a distribuição da restrição varia de acordo com a relação ( $\ell/h$ ) entre o comprimento ( $\ell$ ) e a altura ( $h$ ). No caso de elementos de concreto moldados em uma única etapa, sem a divisão em camadas, o ACI-207.2R-07 indica o gráfico da figura 4.4 para a determinação do fator de restrição no centro do elemento, em função de sua relação  $\ell/h$ .

De acordo com o ACI 207.2R, este gráfico foi obtido com base em anos de experiência na avaliação de fissuras. Sua origem deriva dos resultados de ensaios apresentados por Carlson em 1937<sup>10</sup> para a PCA (*Portland Cement Association*), através da adaptação de ensaios realizados para determinação da restrição em painéis de alvenaria, e foi posteriormente publicado pelo *U.S Bureau of Reclamation*, em 1965.

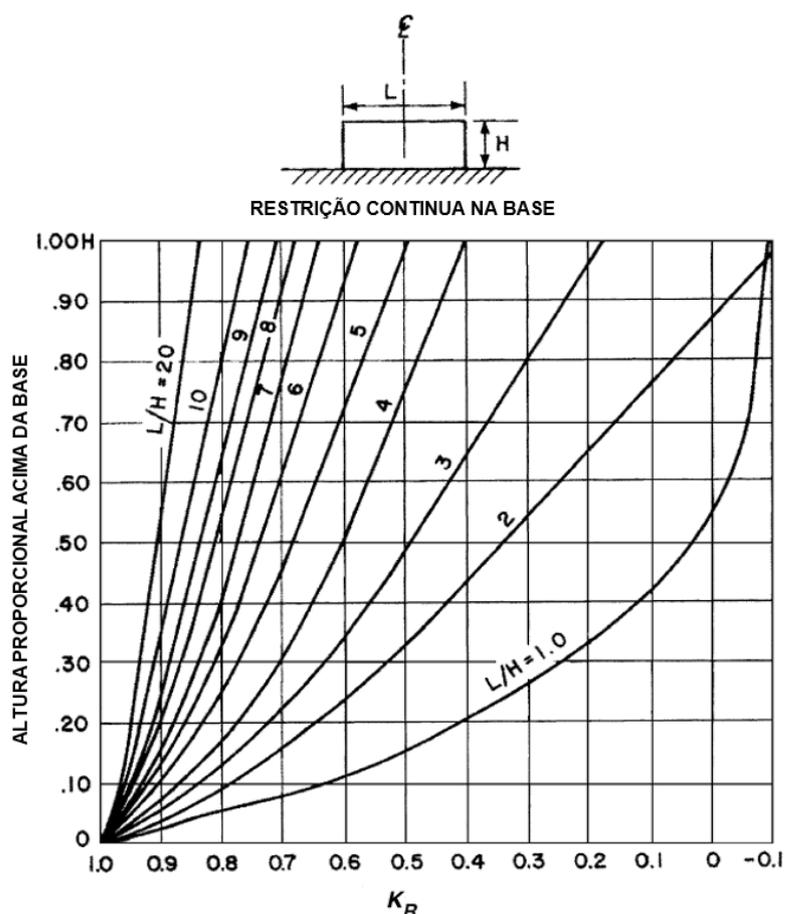


Figura 4.4 Grau de restrição ( $K_r$ ) na seção central do elemento.  
Fonte: Adaptado do ACI 207.2R, 2007.

<sup>10</sup> CARLSON, R. W. **Drying shrinkage of large concrete members**. ACI Journal, Proceedings. V. 33, nº 3, Jan-Feb. 1937. pp. 327-336.

Em caso de uma fundação não rígida, o ACI 207.2R recomenda, ainda, a multiplicação do fator de restrição  $K_r$  por um fator adicional  $K_f$ , pois as tensões no concreto diminuem à medida que o grau de restrição decresce proporcionalmente ao decréscimo de rigidez da base de apoio. Esse decréscimo é dado, de forma aproximada, por:

$$K_f = \frac{1}{1 + \frac{A_g \cdot E_c}{A_f \cdot E_f}} \quad (4.6)$$

Onde:

$A_g$  = área bruta da seção transversal de concreto;

$A_f$  = área da fundação (ou outro elemento), geralmente tomada como a área de contato entre o concreto e a fundação;

$E_c$  = módulo de elasticidade do concreto;

$E_f$  = módulo de elasticidade da fundação ou elemento de restrição.

O ACI ainda pondera que, no caso de elementos de concreto massa apoiados diretamente sobre rocha, a máxima área efetiva de restrição ( $A_f$ ) pode ser assumida como  $2,5 \cdot A_g$ , e os valores de seus múltiplos adotados conforme Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Fator de restrição da fundação em função de sua rigidez.

$E_f / E_c$	$K_f$
$\infty$	1,00
2	0,83
1	0,71
0,5	0,56
0,2	0,33
0,1	0,20

Fonte: ACI 207.2R, 2007.

Combinando os valores de  $K_r$  obtidos no ábaco da figura 4.4 e de  $K_f$  (equação 4.6), a tensão de tração devido à restrição externa pode ser estimada por:

$$\sigma_t = K_r \cdot K_f \cdot \Delta_c \cdot E_c \quad (4.7)$$

Onde:

$\sigma_t$  = tensão de tração;

$K_r$  = fator de restrição devido à forma;

$K_f$  = fator de restrição de fundação;

$\Delta_c$  = contração caso não haja restrição;

$E_c$  = módulo de elasticidade do concreto no instante que em  $\Delta_c$  ocorre.

Assim, durante a hidratação e ganho térmico do concreto nas primeiras idades, o elemento ao se aquecer se expande e, estando restrito, gera tensões de compressão em sua base que são absorvidas pelo concreto, que possui, nas primeiras idades, módulo de deformação baixo e relaxação alta (ACI 207.2R, 2007).

Ao final do processo de endurecimento e início da queda de temperatura, o concreto em processo de retração é submetido à tensão de tração, que, em função do grau de restrição, pode ser superior ao limite de resistência do material (ACI 207.2R, 2007).

Caso as tensões no concreto (devidas à restrição) ultrapassem o limite de resistência do concreto à tração, haverá a formação de fissuras. Se o elemento de concreto estiver sujeito à redução uniforme de volume, porém restrito em sua base, a formação de fissuras se iniciará pela base ou pelo eixo de restrição, se propagando até o ponto em que o grau de restrição não seja mais suficiente para gerar tensões acima do limite de resistência do material (ACI 207.2R, 2007).

De acordo com Mehta & Monteiro (2014), o cálculo da tensão de tração devido ao processo de resfriamento do concreto deve ainda levar em conta os efeitos de alívio da tensão decorrente da fluência do concreto, que nas primeiras idades tende a ser elevada. Entretanto, o ACI 207.2R-07 pondera que o alívio das tensões por fluência está condicionado ao tempo de resfriamento do elemento, pois, se o processo de troca de calor for muito rápido, pode não haver tempo para que o alívio aconteça.

Admitindo também a fluência no modelo dado pela equação 4.7 e conhecido o coeficiente de fluência do concreto na idade desejada, a tensão de tração que atua no concreto pode ser dada, de forma simplificada, por:

$$\sigma_t = K_r \cdot K_f \cdot \left[ \frac{E_c}{(1 + \varphi)} \right] \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (4.8)$$

Onde:

$\sigma_t$  = tensão de tração;

$K_r$  = fator de restrição devido à forma;

$K_f$  = fator de restrição de fundação;

$E_c$  = módulo de elasticidade;

$\varphi$  = coeficiente de fluência;

$\alpha$  = coeficiente de dilatação térmica;

$\Delta T$  = gradiente de temperatura.

#### 4.4.2 Restrições internas

As restrições internas se originam do fato de que, quando a superfície de um elemento de concreto perde calor para o meio externo, surge um diferencial de temperaturas entre o núcleo do elemento, ainda aquecido, e seu exterior. O calor do núcleo não consegue ser dissipado de forma rápida ao exterior devido à baixa difusividade térmica do concreto, gerando dilatações térmicas desiguais ao elemento (NEVILLE, 2016).

Esse tipo de restrição (interna) existe em elementos que não possuem uma alteração uniforme de volume ao longo de sua seção transversal. Isso pode ocorrer, por exemplo, em paredes, lajes ou estruturas massivas onde a temperatura interna encontra-se maior que a temperatura na superfície do elemento ou com retração por secagem diferencial de fora para dentro (ACI 207.2R-07).

Em geral, a restrição gerada às deformações origina tensões de compressão e tração em partes distintas do elemento e caso as tensões de tração devido à expansão do núcleo sejam maiores que o limite de resistência à tração do concreto, ou a deformação seja maior que a capacidade do material, haverá fissuração da superfície do elemento (NEVILLE, 2016).

Os efeitos da restrição interna são somados ao efeito da restrição externa, com a ressalva que a soma nunca irá exceder os efeitos de uma restrição externa igual a 100%. Em geral, quando existem restrições externas muito grandes, os efeitos das restrições internas podem ser desconsiderados (ACI 207.2R-07).

Neville (2016) considera complexa a obtenção do campo de tensões de tração e compressão em elementos de concretos em idade precoce, pois nessa fase a fluência do concreto é elevada, o que acaba aliviando parte das tensões geradas no núcleo. Nesse aspecto, considera-se importante a velocidade com que a mudança de temperatura ou troca de calor acontece.

Outro tipo comum de restrição interna ocorre quando do lançamento do concreto em superfícies com temperaturas baixas ou ainda quando não há um isolamento adequado das fôrmas, principalmente em regiões de clima frio. Tal efeito se deve ao fato de diferentes regiões do elemento concreto entrar em pega em temperaturas diferentes (NEVILLE, 2016).

FitzGibbon, citado por Neville (2016), indica que quando a diferença de temperatura entre o núcleo e a superfície externa do elemento for maior que 20° C, pode haver fissuração do elemento.

#### **4.5 Formação de etringita tardia**

Concomitantemente ao risco do surgimento de fissuras de origem térmica, o concreto, quando submetido nas primeiras idades a temperaturas superiores a 65° C, pode sofrer, ao longo do tempo, expansões devido à formação de etringita tardia ou *DEF (Delayed Ettringite Formation)*. Tal fenômeno ocorre devido aos cristais de etringita não serem estáveis quando submetidos a temperaturas superiores a 65° C, se decompondo, e com isso liberando íons sulfato que são adsorvidos pelo silicato de cálcio hidratado. Dessa forma, se ao longo da utilização da estrutura houver presença de água e porosidade, haverá nova formação de etringita, de forma expansiva com tensões de tração, podendo causar fissuração (MEHTA & MONTEIRO, 2014).

A *DEF* é, portanto, um caso de ataque químico interno por sulfato. Sua formação também pode ser relacionada ao concreto quando submetido a elevadas temperaturas (> 65° C) nas primeiras idades, pois nessa situação a etringita não é uma fase estável (MEHTA & MONTEIRO, 2014).

Na literatura existente sobre o tema, a ocorrência da *DEF* está intimamente ligada à temperatura atingida pelo concreto nas primeiras idades, temperatura esta advinda do calor de hidratação do cimento que, em muitos casos, dependendo das condições ambientais e geométricas do elemento concretado, pode ultrapassar os 70° C. Ainda, juntamente com temperaturas elevadas, a *DEF* depende também da presença, no concreto, de íons de sulfato solúveis que dão condições à formação de

nova etringita, porosidade e água, para que a reação possa se iniciar (TAYLOR & FAMY, 2001; HASPARICK *et al.*, 2012).

Não existe na literatura um consenso claro sobre o limite de temperatura para que ocorra a dissolução dos sulfatos e propicie a maior potencial para a ocorrência de *DEF*. Mehta & Monteiro (2014) sugerem a temperatura máxima de 65° C para que não haja dissolução dos cristais de etringita primários, já Taylor & Famy (2001) sugerem o limite de 70° C para o mesmo fenômeno. Não havendo portanto consenso sobre o tema.

Hasparick *et al.* (2012) relatam a ocorrência de ataque combinado de *DEF* e RAA (Reação Álcali Agregado) em blocos de fundação no Brasil, onde, nesses elementos estruturais, foi encontrada a presença de agregados reativos, os quais, juntamente com a presença de água, propiciaram o início das reações expansivas deletérias.

## 5 MODELAGEM DE PROBLEMAS ENVOLVENDO TEMPERATURA

Na física, os efeitos e fenômenos envolvendo troca de calor são governados pelas leis da termodinâmica, e o conceito de temperatura está associado à sensação do que vem a ser um corpo quente ou frio (TIPLER & MOSCA, 2006).

Nos seres humanos, a sensibilidade à temperatura está diretamente ligada ao sentido do tato, através do qual é possível verificar se um determinado objeto está quente ou frio. Também é intuitivo que um corpo frio se aqueça em contato com um corpo quente, e que um corpo quente se resfrie em contato com um corpo frio (TIPLER & MOSCA, 2006).

Como visto no Capítulo 4, os principais problemas no concreto massivo se originam na troca de calor entre o elemento de concreto e o meio externo, sendo que essa troca de calor se dá até que haja o equilíbrio térmico entre a estrutura e o ambiente.

Conforme a definição clássica e elementar da termodinâmica, chamada por diversos autores de *Lei Zero da Termodinâmica*, tem-se conforme Tipler & Mosca (2006) que, *“Se dois corpos estão em equilíbrio térmico com um terceiro, então eles estão em equilíbrio térmico entre si.”*

Tal afirmação elementar pode ser comprovada experimentalmente e também pode ser usada para definir o entendimento da noção de temperatura. Neste aspecto, pode-se definir temperatura como a propriedade que determina se um corpo está em equilíbrio térmico com outros corpos, uma vez que, pela Lei Zero da Termodinâmica, dois corpos em equilíbrio térmico entre si estão na mesma temperatura (SERWAY & JEWETT, Jr., 2004).

### 5.1 Transferência de calor

Conforme definido por Incropera & DeWitt (2002), a *“Transferência de calor (ou calor) é a energia térmica em trânsito devido a uma diferença de temperatura.”*

Assim, sempre que houver gradiente de temperatura em um meio ou entre dois meios distintos, ocorrerá transferência de calor. Há ainda diferentes modos de

transferência de calor, sendo a *condução* aquela quando ocorre em um sólido ou fluido no qual atua um gradiente térmico. Outro modo é a transferência por *convecção*, que se refere à transferência de calor entre uma superfície e um fluido em movimento (face de fôrmas e o vento, por exemplo). E, por último, tem-se a transferência de calor por *radiação térmica*, quando, em uma superfície onde a temperatura não é nula, há emissão de energia na forma de ondas eletromagnéticas (INCROPERA & DeWITT, 2002).

O mecanismo físico associado à transferência de calor por condução (caso dos sólidos e fluídos) se deve à transferência de energia entre os átomos através da vibração dos retículos. A quantificação do processo de transferência de calor se dá por meio das *equações de taxas de transferência de calor*, que são usadas para calcular a energia transferida por unidade de tempo. No caso da condução de calor, a equação de taxa de transferência (eq. 5.1) é conhecida como *Lei de Fourier* (INCROPERA & DeWITT, 2002; COELHO, 2012).

$$q_x'' = -k \frac{dT}{dx} \quad (5.1)$$

Onde:

$q_x''$  = fluxo de calor [W/m<sup>2</sup>];

k = condutividade térmica [W/m/K]

dT/dx = gradiente de temperatura na direção considerada (x).



Figura 5.1 Jean Baptiste Joseph Fourier (1768-1830).

Fonte: Lienhard (2003), disponível em: <<http://www.uh.edu/engines/epi1878.htm>>

Fourier (Figura 5.1) foi um matemático francês cuja obra exerceu grande influência na física matemática com sua *Théorie analytique de la chaleur* (Teoria analítica do calor), publicada em 1822. Nela, Fourier demonstrou como a condução de calor em

corpos sólidos pode ser analisada através de séries matemáticas infinitas, chamadas, então, de Séries de Fourier em sua homenagem. (BRITANNICA, 2016)

## 5.2 Métodos de cálculo de temperatura

De acordo com o livro de Furnas (1997), existem diversas metodologias para o cálculo da temperatura no concreto massa, sendo de destaque especial as aplicações envolvendo o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método das Diferenças Finitas (MDF). Os autores do respectivo livro chamam a atenção para a dificuldade das aplicações manuais de cálculo, uma vez que, devido ao volume de dados e cálculos a serem efetuados, a utilização de ferramentas computacionais tende a deixar o trabalho muito mais rápido e preciso. Entretanto, é necessário domínio teórico de cada uma delas.

Entre os métodos de cálculo implementáveis via MDF, destacam-se dois relativamente simples, o método de *Schmidt*<sup>11</sup> e o método de *Carlson*<sup>12</sup>. Neles, a estrutura é dividida em pequenos elementos de volume, onde são calculadas as temperaturas em diferentes intervalos de tempo. São métodos nos quais a precisão dos resultados depende das dimensões estabelecidas e dos respectivos intervalos de tempo adotados (FURNAS, 1997).

A seguir serão apresentados alguns métodos de cálculo térmico conforme descrito por Furnas (1997).

### 5.2.1 Método de *Schmidt*

Desenvolvido a partir da equação de *Fourier*, o método de *Schmidt*, se aplicado em casos de análise de fluxo unidirecional de calor, pode ser definido por:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \delta \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} + \frac{\partial T}{\partial t} \quad (5.2)$$

<sup>11</sup> SCHMIDT, E. *Foppls Festschrif*. p.179. Berlim, 1924.

<sup>12</sup> CARLSON, R. W. *A simple method for the computation of temperature in concrete structures*. ACI Journal. vol. 9. n.2, pp. 89. Detroit, Nov.- Dec., 1937.

Onde:

$\theta$  = temperatura do elemento de volume considerado;

$t$  = tempo;

$z$  = coordenada na direção do fluxo;

$\delta$  = difusividade térmica do concreto;

$T$  = elevação adiabática da temperatura no elemento de volume considerado.

Considerando um elemento sujeito a um fluxo unidirecional de calor, conforme mostrado na Figura 5.2:

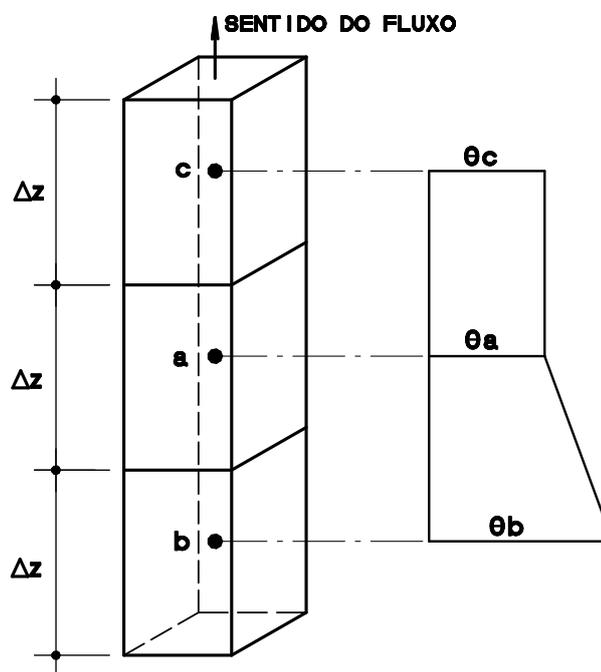


Figura 5.2 Exemplo de transmissão de calor em fluxo unidirecional.

Fonte: Adaptado de FURNAS, 1997.

No caso do problema mostrado na figura 5.2., aplicando a equação 5.2 via Método das Diferenças Finitas, verifica-se que a temperatura em “a” após um intervalo de tempo  $\Delta t$  fica:

$$\theta = \theta_a \cdot \Delta\theta = \frac{\Delta\theta}{\Delta z^2} \cdot \delta \cdot (\theta_b + \theta_c + 2\theta_a) \cdot \theta_a + \Delta T \quad (5.3)$$

Caso  $\Delta\theta$  e  $\Delta z$  forem adotados de modo que

$$\frac{\Delta\theta}{\Delta z^2} \cdot \delta = \frac{1}{2} \quad (5.4)$$

Então se tem:

$$\theta = \frac{1}{2} \cdot (\theta_b + \theta_c) + \Delta T \quad (5.5)$$

Conforme a equação 5.5, pode-se verificar que, pelo método de *Schmidt*, a temperatura de um elemento de volume, decorrido um intervalo de tempo, é igual à média aritmética das temperaturas nos elementos adjacentes no instante  $t = 0$ , somada à elevação adiabática de temperatura no elemento durante o intervalo  $\Delta t$ .

De forma análoga, para campos de fluxo bidirecionais (Figura 5.3), o modelo de *Schmidt* fica:

$$\theta = \theta_a \cdot \Delta\theta = \frac{1}{4} \cdot (\theta_b + \theta_c + \theta_d + \theta_e) + \Delta T \quad (5.6)$$

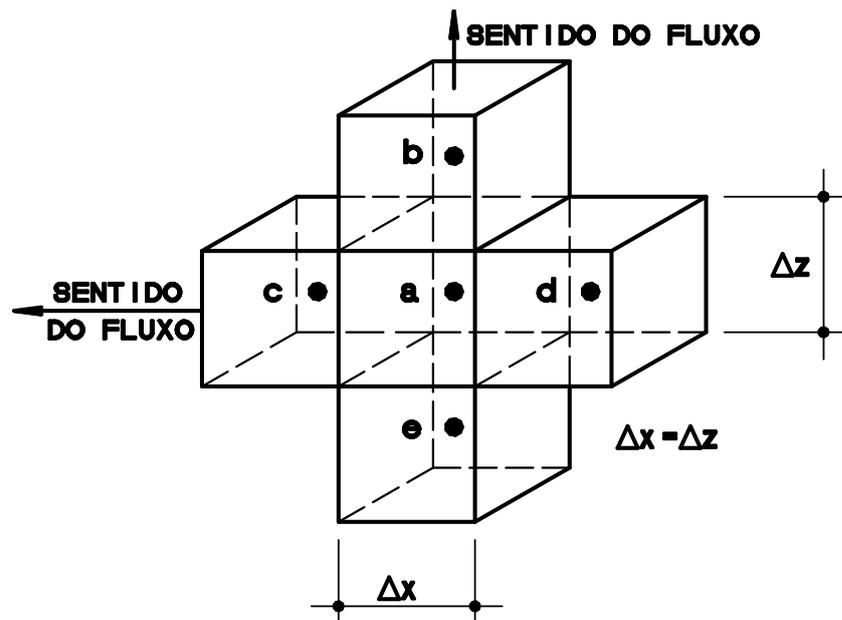


Figura 5.3 Exemplo de transmissão de calor em fluxo bidirecional.  
Fonte: Adaptado de FURNAS, 1997.

E para um campo tridirecional (Figura 5.4), tem-se:

$$\theta = \theta_a \cdot \Delta\theta = \frac{1}{6} \cdot (\theta_b + \theta_c + \theta_d + \theta_e + \theta_f + \theta_g) + \Delta T \quad (5.6)$$

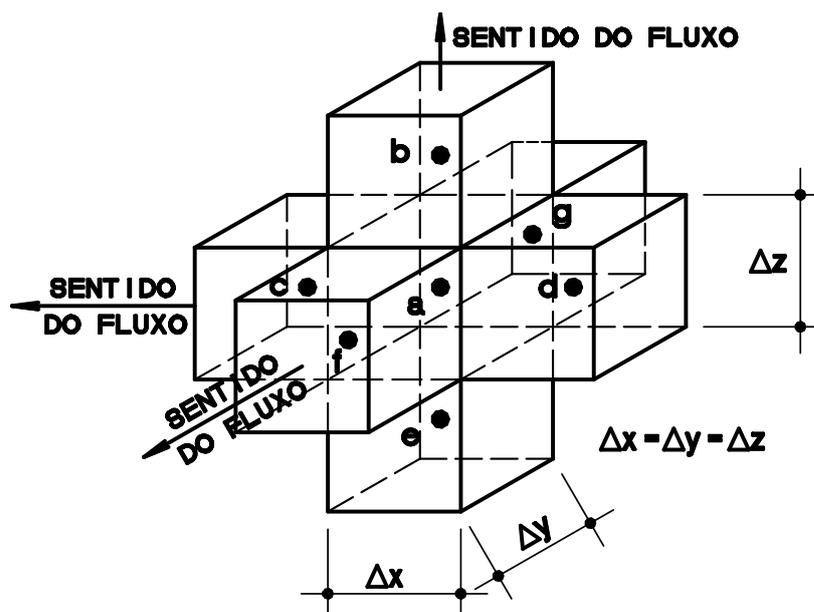


Figura 5.4 Exemplo de transmissão de calor em fluxo tridirecional.  
 Fonte: Adaptado de FURNAS, 1997.

Em fluxos unidirecionais, Furnas (1997) comenta que os cálculos de temperatura via método de *Schmidt* podem ser realizados por processos tabulares ou ainda via sistema computacional pela aplicação da equação 5.2. O mesmo processo é análogo aos campos bidirecionais e tridirecionais.

Furnas (1997) avalia que a aplicação da análise de fluxo unidirecional limita-se à avaliação térmica do núcleo de peças de grandes dimensões, onde o fluxo de calor se propaga em uma direção predominante. Nas demais situações, deve-se utilizar a análise bidirecional ou tridirecional, sendo que a resposta obtida pela análise bidirecional conduz a resultados tão satisfatórios quando aos da análise tridirecional.

### 5.2.2 Método de *Carlson*

Roy W. Carlson foi um engenheiro norte-americano, natural do Estado de Minnesota (EUA), e professor da Universidade da Califórnia em Berkeley (Figura 5.5). Suas contribuições na área de tecnologia do concreto, em especial ao concreto massa e barragens, são notórias. Entre as obras com participação de Roy W. Carlson destacam-se as pesquisas de materiais para construção da barragem Hoover (*Hoover Dam*), em 1931 (Figura 3.2), na divisa entre os estados de Nevada e Arizona (EUA). Ele também foi um dos pesquisadores do projeto Manhattan<sup>13</sup>,

<sup>13</sup> Dados disponíveis no site do *Atomic Heritage Foundation*: <http://www.atomicheritage.org/profile/roy-w-carlson>

durante a Segunda Guerra Mundial, e também participou do projeto das barragens de Itaipu (Figura 5.6) e Tucuruí, no Brasil, onde foi por muitos anos consultor da Companhia Energética de São Paulo (CESP) e recebeu a condecoração da ordem nacional do Cruzeiro do Sul, máxima condecoração conferida a um civil pelo governo brasileiro (CHADWICK, 1992).



Figura 5.5 Eng. Roy W. Carlson (1900-1990).

Fonte: [http://www.atomicheritage.org/sites/default/files/carlson-roy\\_w.gif](http://www.atomicheritage.org/sites/default/files/carlson-roy_w.gif)



Figura 5.6 Hidrelétrica de Itaipu, em Foz do Iguaçu, Brasil.

Fonte: Itaipu Binacional (<https://www.itaipu.gov.br/en/press-office/photos?page=9>).

O método de *Carlson*, conforme descrito em Furnas (1997), é semelhante ao método de *Schmidt* para análise em fluxos unidirecionais de calor. Este método

considera um corpo sólido dividido em diversos prismas independentes, com comprimento  $\Delta x$  na direção do fluxo e seção transversal com área unitária (Figura 5.7).

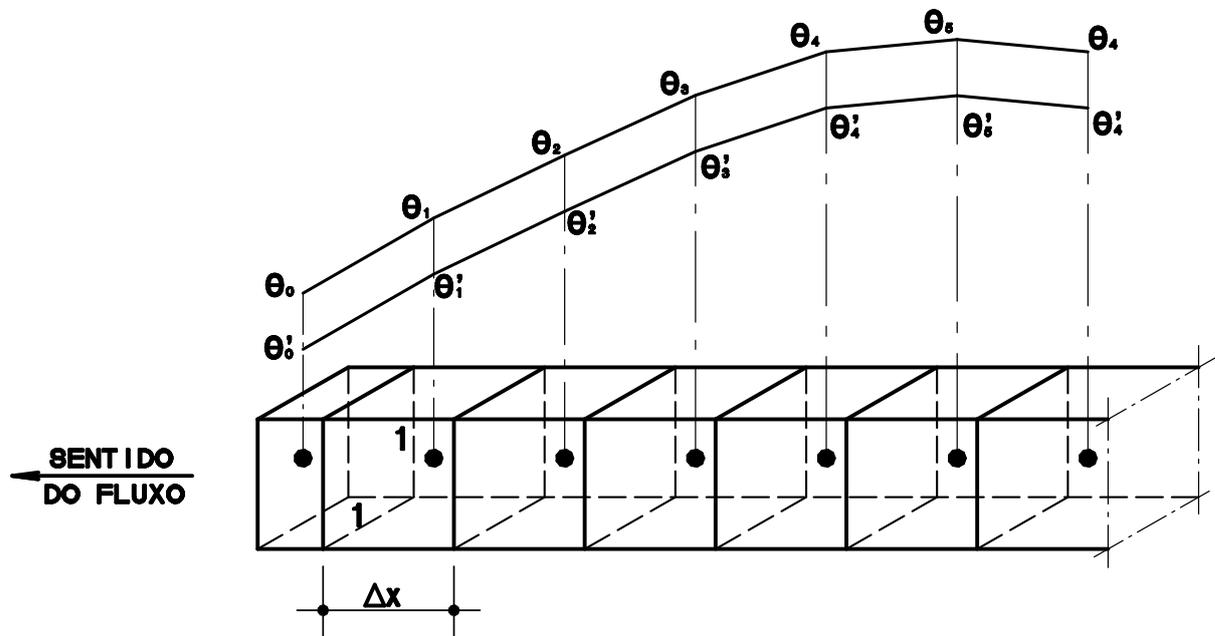


Figura 5.7 Transmissão de calor em fluxo unidirecional via método de *Carlson*.  
Fonte: Adaptado de FURNAS, 1997.

Em seguida, assume-se que, em um intervalo de tempo  $\Delta t$ , a temperatura de cada prisma “ $n$ ” varie de  $\theta'_n$  para  $\theta_n$ . Considera-se que o tamanho do prisma seja pequeno, de modo a assumir simplificadamente que a temperatura no seu centro corresponda a temperatura média de todo o prisma, considerando ainda que o desenvolvimento de calor seja constante e a variação de temperatura seja linear em função do tempo.

Observando a figura 5.7, nota-se que não há fluxo de calor no prisma n.º 5, que pode ser demonstrado por:

$$\theta_5 = L_5 + Z_5 \cdot \theta_4 \quad (5.7)$$

Com:

$$L_5 = \frac{C_5 \cdot Z_5}{2} \quad (5.8)$$

$$C_5 = 2\theta'_4 + (2S - 2) \cdot \theta'_5 + 2S \cdot \Delta T \quad (5.9)$$

$$Z_5 = \frac{1}{S + 1} \quad (5.10)$$

$$S = \frac{\Delta x^2}{\delta \cdot \Delta t} \quad (5.11)$$

De forma análoga, demonstra-se, para qualquer outro prisma onde haja fluxo de calor, que:

$$\theta_n = L_n + Z_n \cdot \theta_{n-1} \quad (5.12)$$

Onde:

$$L_n = (C_n = L_{n+1}) \cdot Z_n \quad (5.13)$$

$$C_n = \theta'_{n-1} + (2S - 2) \cdot \theta'_n + \theta'_{n+1} + 2S \cdot \Delta T \quad (5.14)$$

$$Z_n = \frac{1}{2S + 2 - Z_{n+1}} \quad (5.15)$$

Para pontos localizados fora da área de influência do concreto lançado, tem-se:

$$C_n = 2S \cdot \theta'_n \quad (5.16)$$

$$Z_n = \frac{1}{2S + 2 - Z_{n-1}} \quad (5.17)$$

$$L_n = \theta'_n (1 - Z_n) \quad (5.18)$$

$$\theta_n = L_n + Z_n \cdot \theta_{n-1} \quad (5.19)$$

O método de *Carlson* pode ser resolvido de forma tabular, com uso de planilhas eletrônicas, de modo a se resolver repetidamente as equações para cada intervalo de tempo, determinando os parâmetros  $C_n$ ,  $L_n$  e  $\theta_n$ .

### 5.2.3 Método da Maturidade

O Método da Maturidade consiste basicamente na avaliação do histórico de temperaturas do concreto para estimar o desenvolvimento de sua resistência durante o período de cura e, conseqüentemente, durante o processo de hidratação do cimento. Sua origem se deu na Inglaterra durante a aplicação de processos de cura acelerados, quando houve a necessidade de se avaliar a influência da temperatura no processo de cura e ganho de resistência do concreto (McINTOSH, 1949; NURSE, 1949; SAUL; 1951; CARINO & LEW, 2001; PERES *et al.*, 2005).

Sua aplicação em larga escala na predição da resistência do concreto se deu nos Estados Unidos na década de 70, após a ocorrência de acidentes devido à baixa resistência do concreto à compressão, no ato de desfôrma da estrutura. Atribuiu-se a esses eventos a exposição da estrutura, recém-moldada, a temperaturas ambiente da ordem de 7° C (CARINO & LEW, 2001; BARBOSA *et al.*, 2005; PERES *et al.*, 2005).

Carino & Lew (2001) fazem em seu artigo uma visão geral do Método da Maturidade, falando de aspectos importantes dessa metodologia aplicada, principalmente, à predição da resistência do concreto em função da sua temperatura ou, mais especificamente, do índice de maturidade do concreto, calculado através do histórico de temperaturas.

As ideias iniciais do Método da Maturidade conduziram ao modelo *Nurse-Saul* de maturidade, dado por:

$$M = \sum_0^t (T - T_0) \cdot \Delta t \quad (5.20)$$

Onde:

$M$  = índice de maturidade [° C·hora] ou [° C·dia];

$T$  = temperatura média do concreto [° C], durante o intervalo  $\Delta t$ ;

$T_0$  = temperatura de referência<sup>14</sup>;

$\Delta t$  = intervalo de tempo.

De acordo com Carino & Lew (2001), o índice calculado por pela equação 5.20 é chamado de maturidade, porém, a ASTM C 1074 dá a esse índice o nome de *fator tempo-temperatura*. Conforme a figura 5.8, de forma esquemática pode-se visualizar o somatório dado pela equação 5.20, que é análogo ao conceito de soma de Riemann<sup>15</sup>, aplicado no cálculo aproximado de uma integral definida.

<sup>14</sup> Segundo Carino (2001), a temperatura de referencia usualmente adotada é de -10 °C.

<sup>15</sup> Georg Friedrich Bernhard Riemann (1826-1866) – Matemático alemão que introduziu o conceito das superfícies de Riemann e da integral de Riemann. < <https://global.britannica.com/biography/Bernhard-Riemann>>

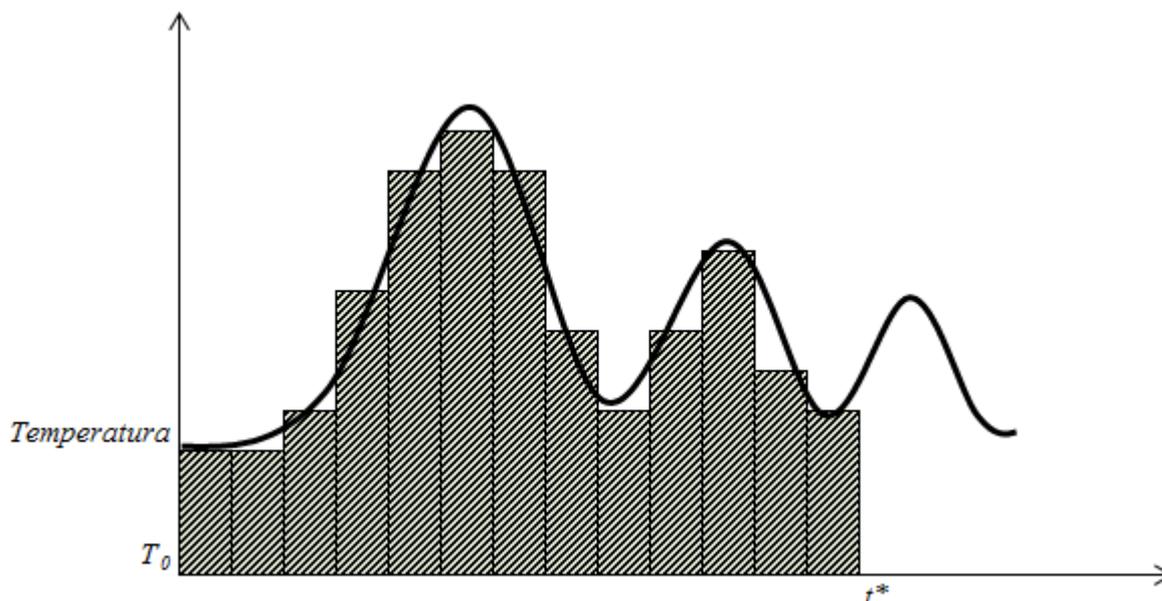


Figura 5.8 Esquematização do histórico de temperaturas e do cálculo do fator tempo-temperatura conforme a Eq. 5.20.

Fonte: adaptado de Carino & Lew (2001).

Assim, o fator tempo-temperatura, na idade  $t^*$ , é dado pela área do gráfico formado entre a temperatura de referência ( $T_0$ ) e a curva de variação da temperatura do concreto. O valor de referência tradicionalmente tomado para a  $T_0$  é de  $-10^\circ\text{C}$  (CARINO & LEW, 2001).

Saul (1951) apresentou o seguinte princípio, conhecido como princípio da maturidade, citado por Carino & Lew (2001) e por Waller *et al.* (2004):

*“Concrete of the same mix at the same maturity has approximately the same strength whatever combination of temperature and time go to make up that maturity.”*

*“O concreto de uma mesma mistura à mesma maturidade tem aproximadamente a mesma resistência qualquer que seja a combinação de temperatura e tempo para que se atinja essa maturidade.” (em tradução livre)*

Posterior ao modelo Nurse-Saul, Freiesleben & Pedersen (1977)<sup>16</sup> propuseram um novo modelo para o cálculo do índice de maturidade a partir do histórico de temperatura do concreto. Esse novo modelo, segundo a descrição de Brown & LeMay (1988), citados por Carino & Lew (2001), teve como base a equação de Arrhenius, que descreve o efeito da dependência da temperatura na taxa de

<sup>16</sup> FREIESLEBEN, H. P., PEDERSEN, J. **Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete.** Nordisk Betong, 1, pp. 19-34, 1977.

evolução de uma reação química. Esse modelo, que consta também na norma ASTM C1074-11, permite a consideração da idade equivalente do concreto, conforme abaixo:

$$t_e = \sum_0^t e^{\frac{-E}{R} \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right)} \cdot \Delta t \quad (5.21)$$

Onde:

$t_e$  = idade equivalente do concreto na temperatura de referência;

$E$  = energia de ativação aparente [J/mol];

$R$  = constante universal dos gases [8314 J/mol/K];

$T$  = temperatura média absoluta do concreto durante o intervalo de tempo  $\Delta t$  [K];

$T_r$  = temperatura absoluta de referência [K].

Svante August Arrhenius<sup>17</sup> (Figura 5.9) foi um matemático, químico e físico sueco. Nascido em uma família de fazendeiros, graduou-se na universidade de Uppsala, Suécia, e foi um dos fundadores da ciência conhecida como *física química*. Ganhador do prêmio Nobel de química em 1903, também foi eleito membro estrangeiro da Royal Society na Inglaterra, em 1911. Sua contribuição à ciência tem destaque no campo das teorias de dissociação iônica, ácido base e velocidade do desenvolvimento de reações químicas em função da temperatura.



Figura 5.9 Svante Arrhenius (1859-1927).

Fonte: [http://www.nobelprize.org/nobel\\_prizes/chemistry/laureates/1903/arrhenius-bio.html](http://www.nobelprize.org/nobel_prizes/chemistry/laureates/1903/arrhenius-bio.html)

A ideia de energia de ativação, proposta por Arrhenius em 1888, teve como objetivo explicar o porquê das reações químicas não ocorrerem de forma instantânea quando

<sup>17</sup> Informações retiradas da biografia de Svante Arrhenius, disponível no site <[http://www.nobelprize.org/nobel\\_prizes/chemistry/laureates/1903/arrhenius-bio.html](http://www.nobelprize.org/nobel_prizes/chemistry/laureates/1903/arrhenius-bio.html)>.

os reagentes entram em contato entre si, apesar de os produtos da reação se encontrarem em um estado de baixa energia (CARINO & LEW, 2001).

Conforme a teoria de Arrhenius, antes de um estado de baixa energia ser atingido, os reagentes devem ter energia suficiente para superar a barreira existente entre os estados de reação e não reação.

De forma didática, Carino (2001) explica a energia de ativação, dita por Arrhenius, fazendo analogia a um tijolo que deve ficar em pé. Segundo ele, um tijolo deitado na horizontal encontra-se em um estado de baixa energia, porém, se o tijolo está em pé (na vertical), fica em um estado de alta energia. Essa mudança de estado não ocorre de forma instantânea. Para que o tijolo em pé possa cair, é necessário que uma força o empurre até o ponto de instabilidade a partir de onde o tijolo cai até ficar na horizontal. A energia requerida para empurrar o tijolo da posição vertical até o ponto de instabilidade, a partir do qual o tijolo cai sozinho, é a energia de ativação desse processo.

Em sistemas moleculares, as moléculas reagentes estão em movimento constante, e a transferência de energia se dá através da colisão entre elas. Quando um dado número de moléculas adquire energia suficiente para transpor a barreira de energia da reação, elas irão formar o produto da reação em estado de baixa energia. No sistema aquecido, a energia cinética das moléculas aumenta e um número maior delas irá superar a barreira. Dessa forma, a taxa da reação aumenta com o aumento da temperatura (BROWN & LeMAY, 1988; CARINO & LEW, 2001).

Arrhenius observou que a constante  $k$  de diversas reações crescia com o aumento da temperatura, de acordo com o modelo que hoje é chamado de *Equação de Arrhenius*, conforme a equação 5.22 (BROWN & LeMAY, 1988).

$$k = A \cdot e^{\frac{-E}{R \cdot T}} \quad (5.22)$$

O termo “A” da equação 5.22 é o fator de frequência e está relacionado à frequência de colisão das moléculas e a probabilidade de elas estarem favoravelmente orientadas no sentido da reação.

### 5.3 Aplicações via Método dos Elementos Finitos

A análise térmica via MEF pode ser realizada através da aplicação direta da equação de transferência de calor de *Fourier*, ou ainda com uso do Método da Maturidade, conforme visto anteriormente (DE SCHUTTER, 2004; COELHO, 2012).

A grande vantagem no uso do MEF consiste na aplicação computacional dessa metodologia, o que facilita a análise de fluxo bi e tridirecionais de estruturas complexas, com a possibilidade de obtenção de resultados muito satisfatórios, desde que haja uma modelagem adequada, com dados de entrada fidedignos (FURNAS, 1997).

O Método dos Elementos Finitos surgiu a partir de diversos estudos feitos por pesquisadores como Argyris e Kelsey, na década de 50, e no trabalho procedido por Turner, Clough, Martin e Topp, em 1956. O principal objetivo desses estudiosos foi o de criar formulações matriciais, como do método de Rayleigh-Ritz, por exemplo, com o propósito de analisar fuselagens de aviões (ASSAN, 2003).

Conforme Alves Filho *apud* Coelho (2012), o MEF consiste na divisão do elemento contínuo em um número finito de elementos, ligados entre si através de pontos discretos, chamados de *nós*. O modelo matemático é constituído pela montagem dos elementos, tendo seu comportamento dado por um número finito de parâmetros. A mesma definição é dada por Zienkiewicz & Taylor (2000).

Na análise de problemas envolvendo temperatura, o uso do MEF deve ser precedido de uma adequada discretização do elemento. No caso de análises bidimensionais, deve-se escolher um elemento plano com capacidade de condução de calor, conforme pondera Coelho (2012).

Conforme Kim (2010), a análise a ser procedida via MEF é a térmica transiente, devido à mudança da temperatura e das condições de contorno com o tempo. No caso de análises tridimensionais, os elementos sólidos tetraédricos se mostram mais adequados a esse exame, como o mostrado na figura 5.10, por exemplo, que é um elemento tridimensional com capacidade de condução térmica, possuindo oito nós e um único grau de liberdade (temperatura) em cada nó.

Outros *softwares* de elementos finitos específicos para análises térmicas, como o *b4cast*, por exemplo, também utilizam a discretização tridimensional em elementos tetraédricos similares.

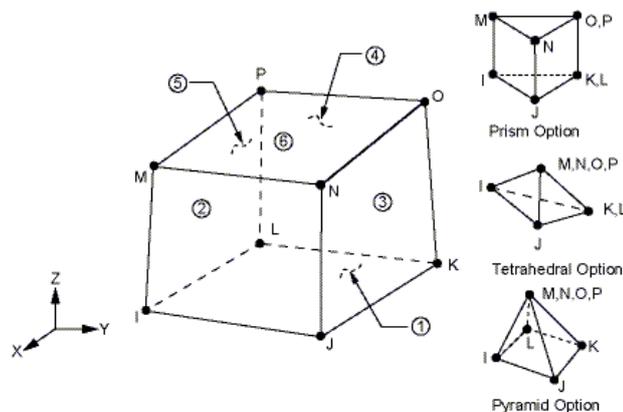


Figura 5.10 Elemento finito sólido com 1 grau de liberdade utilizado em análises térmicas. (KIM, 2010)

Conforme visto na equação de *Fourier*, a base para a análise de problemas térmicos consiste na resolução da equação de transferência de calor, que se baseia no princípio de conservação de energia. Em um sistema cartesiano tridimensional, a equação de *Fourier* pode ser escrita conforme a equação 5.23, sendo denominada equação da difusão de calor (INCROPERA & DeWITT, 2002; KIM, 2010; COELHO, 2012).

O cálculo de temperatura, neste caso, se dá através da imposição do equilíbrio térmico em cada nó da malha de elementos finitos discretizada, com uso da equação 5.23 (FURNAS, 1997).

$$\gamma \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \dot{q} + \frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial T}{\partial z} \right) \quad (5.23)$$

Onde:

$\gamma$  = massa específica do concreto [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ];

$c$  = calor específico do concreto;

$T$  = temperatura  $T=T(x,y,z)$ , [ $^{\circ}\text{C}$ ];

$t$  = tempo;

$\dot{q}$  = taxa de geração interna de calor no tempo por unidade de volume [ $\text{J}/\text{m}^3/\text{h}$ ] ou [ $\text{W}/\text{m}^3$ ];

$k_x, k_y, k_z$  = condutividade térmica do concreto nos eixos  $x, y$  e  $z$  [ $\text{J}/\text{m}/\text{h}/^{\circ}\text{C}$ ] ou [ $\text{W}/\text{m}/\text{K}$ ]

A resolução da equação 5.23 para uma seção transversal de concreto, aplicadas às condições de contorno, resulta na distribuição de temperaturas na mesma seção. No caso da análise térmica de um bloco de fundação, por exemplo, suas condições de contorno são dadas pelo contato do bloco com o solo, e as demais faces em contato direto com o ar ou, ainda, com as paredes das formas, devendo ser aplicada a condição de convecção mais adequada (FURNAS, 1997; KIM, 2010; COELHO, 2012).

A equação 5.23 pode ainda ser descrita na sua forma matricial, como um sistema de equações diferenciais, sendo:

$$[C]\{\dot{T}\} + [\bar{K}]\{T\} = \{Q\} \quad (5.23)$$

Onde:

$[C]$  = matriz de capacidade de calor ou matriz de calor específico;

$\{\dot{T}\}$  = vetor das temperaturas nodais derivado no tempo, também compreendido como vetor da taxa de variação das temperaturas nodais ao longo do tempo;

$[\bar{K}]$  = matriz de condutividade térmica;

$\{T\}$  = vetor das temperaturas nodais;

$\{Q\}$  = vetor do fluxo total de calor devido à hidratação interna e convecção dos nós adjacentes.

As formulações via MEF permitem analisar estruturas com um grande grau de refinamento e confiabilidade, entretanto, necessitam de uma modelagem adequada e correto lançamento dos dados de entrada do problema e respectivas condições de contorno. O MEF ainda permite a consideração de pós-refrigeração interna, no caso do concreto massa, devendo as tubulações e temperatura do fluido refrigerante serem adequadamente inseridas no modelo (FURNAS, 1997).

#### 5.4 Análise de tensões

As tensões térmicas no concreto devido ao calor de hidratação podem ser calculadas de diferentes formas, dentre as quais deve-se levar em conta o modelo constitutivo do concreto, computando suas propriedades viscoelásticas (FURNAS, 1997).

Pelo modelo de elementos finitos, as tensões podem ser calculadas via teoria da elasticidade, considerando o equilíbrio entre o trabalho das forças externas e internas, avaliando em seguida as deformações nodais e, por meio das propriedades elásticas do concreto, chegar ao valor das tensões. Nesta etapa, devem ser considerados no modelo o coeficiente de dilatação térmica, o módulo de elasticidade (na idade de cálculo), fluência e o coeficiente de Poisson (FURNAS, 1997; KIM, 2010).

Há ainda outros métodos aproximados para o cálculo de tensões, conforme descrito por Furnas (1997), sendo eles:

- Método simplificado de Wilson (para estruturas confinadas);
- Método baseado no comportamento viscoelástico linear do concreto, com emprego do modelo de Boltzmann para a fluência.

De Schutter (2002) apresentou uma formulação em elementos finitos baseada no grau de hidratação do cimento, obtendo bons resultados para análise de temperaturas e tensões. A seguir é descrito, de forma resumida, o artigo publicado por ele.

### ***De Schutter (2002)***

Pesquisas realizadas na Universidade de Ghent, na Bélgica, mais especificamente no Laboratório Magnel de Pesquisas em Concreto, conduziram a resultados interessantes sobre o uso do grau de hidratação do concreto na modelagem numérica (em elementos finitos), para previsão da curva de elevação de temperaturas em elementos de concreto massivo.

Basicamente, o estudo se baseia no nível do grau da reação entre o cimento e a água, através do grau de hidratação do concreto em função do tempo e na curva de calor de hidratação do cimento, obtida por meio das formulações de Bogue.

O pesquisador chama a atenção para o fato de que o concreto, durante a fase de endurecimento, não mantém suas propriedades constantes, por isso considera de suma importância a avaliação de cada propriedade em função da variação do grau da reação de hidratação em função do tempo.

Com isso são estimados, em função do grau de reação, parâmetros como:

- Calor específico do concreto em fase de endurecimento;
- Difusividade térmica do concreto em fase de endurecimento;
- Resistência do concreto à compressão;
- Módulo de elasticidade do concreto;
- Resistência do concreto à tração;
- Coeficiente de Poisson;
- Energia de fratura;
- Relações tensão-deformação para cargas de curta duração;
- Parâmetros de retração e relaxação (através de modelo constitutivo viscoelástico de *Kelvin*);
- Coeficiente de dilatação térmica (constante);

Através da metodologia proposta na pesquisa, simulações numéricas foram elaboradas e posteriormente calibradas por modelos físicos, nos quais ele verificou uma aproximação muito boa dos resultados obtidos nos dois modelos.

Em suas conclusões, De Schutter avalia que a modelagem tridimensional em elementos finitos, utilizando como base o grau de hidratação de concretos de cimento Portland, conduz a uma simulação relativamente precisa da evolução do campo de temperaturas.

O comportamento viscoelástico do concreto durante a fase de endurecimento pode ser adequadamente simulado por meio da implementação do grau de hidratação associado ao modelo constitutivo de *Kelvin*, juntamente com as demais propriedades mecânicas fundamentais do material. Com isso, pode-se simular, de forma precisa, as tensões de origem térmica no elemento.

O início de formação de fissuras e sua propagação também foram simulados através da formulação baseada no grau de hidratação. Os resultados da simulação computacional foram comparados com modelos físicos, os quais mostraram resultados satisfatórios.

## 6 ESTUDO EXPERIMENTAL E MODELAGENS

### 6.1 Contextualização

O estudo experimental consistiu na avaliação térmica de um elemento de fundação de grandes proporções, onde foi realizado um estudo térmico prévio e estudo de dosagem conforme trabalho publicado por Boni *et. al.* (2014) e, paralelamente foi realizada a monitoração de temperaturas em campo de onde foram extraídos os dados utilizados nesta dissertação.

Para esta análise, tomou-se um elemento de fundação direta apoiada em rocha da Gleba A do empreendimento Parque da Cidade, em São Paulo, SP (Figura 6.1), no caso específico uma sapata associada apoiada em rocha, com volume da ordem de 800 m<sup>3</sup>, 20,8 m x 10,60 m e altura final de 3,50 m. A denominação de projeto desta sapata é *Sapata para Pilares PM281 + PM289 + PM293 + PM294 + PM303*, doravante denominada Sapata.



Figura 6.1 Concepção artística do empreendimento Parque da Cidade, em São Paulo, SP.

Fonte: [www.parquedacidade.com.br](http://www.parquedacidade.com.br)

Para a simulação da elevação de temperatura, utilizou-se um modelo numérico em elementos finitos, com o emprego do *software b4cast*, o qual se baseia no Método da Maturidade, conforme descrito no Capítulo 5. A análise preliminar via MEF indicou a necessidade da execução da Sapata em pelo menos três camadas de cerca de 1,20 m de altura, defasadas por pelo menos cinco dias, e a temperatura máxima de lançamento do concreto limitada em 18° C. Entretanto, por razões de

cronograma, contrário às recomendações do programa térmico, a obra optou pela execução em duas camadas, tendo a primeira 1,1 m de altura e a segunda 2,4 m, devido à cota de posicionamento dos arranques dos pilares. O intervalo entre o término da primeira e início da segunda camada foi de sete dias ou 168 horas.

Como o objetivo principal seria a comparação das temperaturas reais aferidas em campo com as respostas do modelo de simulação térmica, o autor dessa pesquisa não se preocupou com a divisão de camadas do elemento estrutural (sapata) diferente das recomendações preliminares do programa. Entretanto, é óbvio que existem o risco de fissurações por origem térmica e risco de formação de entringita tardia, isso caso as restrições condicionantes explicadas na revisão bibliográfica dessa pesquisa não fossem devidamente atendidas (tensões atuantes inferiores às tensões resistentes numa determinada idade e temperatura interna máxima no elemento inferior a 65° C).

## **6.2 Características do projeto**

### **6.2.1 Características do projeto estrutural da Sapata**

As dimensões em planta da Sapata em estudo são de 20,8 m x 10,60 m e altura final de 3,50 m, resultando em um volume de 771,7 m<sup>3</sup>. A resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ) indicada no projeto estrutural foi de 40 Mpa, e o módulo de elasticidade ( $E_c$ ) especificado no projeto estrutural foi de 30,1 GPa para uma tensão de 16 MPa.

Na figura 6.2 é possível ver o detalhamento em planta do desenho de armaduras da Sapata associada, conforme detalhe do projeto estrutural.

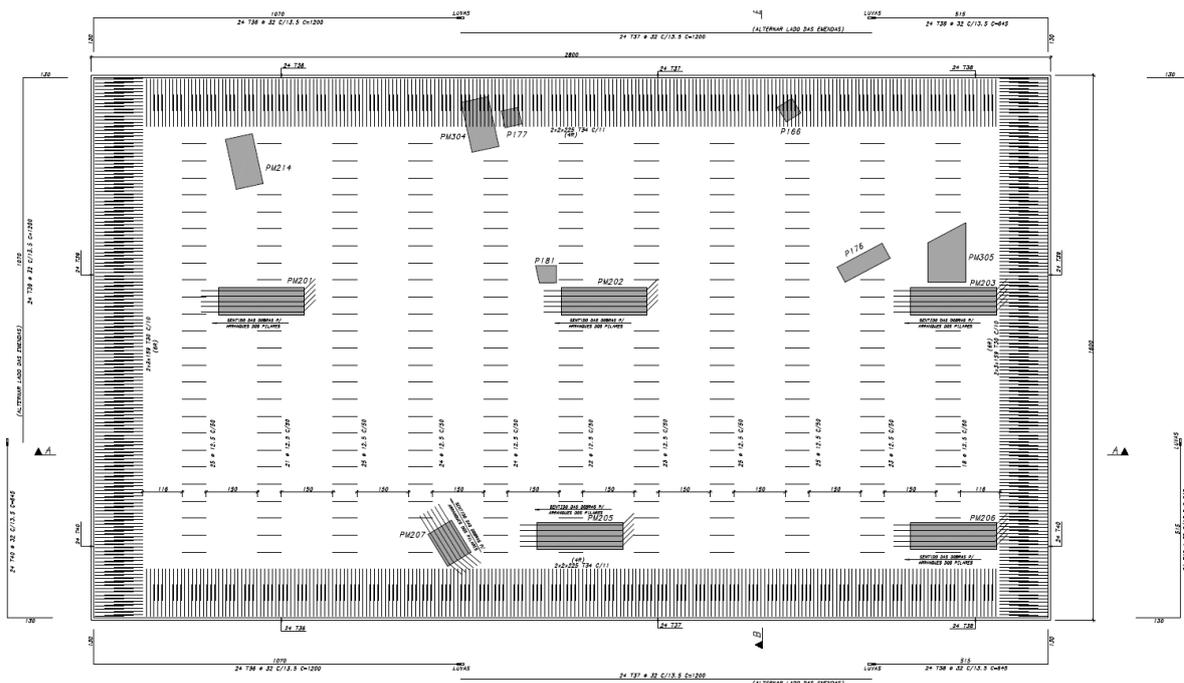


Figura 6.2 Detalhe em planta do desenho de armaduras da Sapata em estudo.

A taxa global de armadura (aço CA-50) empregada, apurada no quantitativo de projeto, é de cerca de  $527 \text{ kg/m}^3$ . Nesse montante também estão computadas as armaduras complementares detalhadas para a junta de concretagem entre camadas.

### 6.2.2 Características do projeto geotécnico

A região de apoio da Sapata consiste num afloramento rochoso na margem direita do Rio Pinheiros, entre as pontes do Morumbi e Laguna, no bairro Chácara Santo Antônio (Zona Sul de São Paulo), conforme mostrado na figura 6.3.



Figura 6.3 Região de localização da obra Parque da Cidade, no município de São Paulo – SP.

Fonte: Google Maps.

Devido ao apoio direto em rocha, a solução de fundação adotada foi a de sapata direta (sem estacas) e a proximidade entre os pilares ensejou a associação dos elementos de fundação em um único elemento com 771 m<sup>3</sup> de volume.

### 6.3 Estudo térmico e estudo de dosagem realizado

Conforme detalhado na publicação de Boni *et al.* (2014), foi realizado um estudo de dosagem do traço de concreto em função da resistência especificada no projeto estrutural, no qual, tendo em vista a aplicação do concreto em um elemento de grandes dimensões, teve-se como premissa obter a resistência de projeto com o mínimo consumo de cimento possível.

Em seguida, definidos os consumos de materiais do traço, foi realizado o seu balanço térmico, de modo a verificar o potencial de geração de calor desse concreto

e avaliar a necessidade de um estudo térmico mais elaborado. Nessa fase são efetuadas simulações com e sem a pré-refrigeração do concreto (uso de gelo).

Por fim, é procedido o estudo térmico propriamente dito, onde se define a temperatura de lançamento máxima admissível (e exequível) para que não se tenha problemas com a retração térmica e outros obstáculos, conforme listado nos Capítulos anteriores.

O traço de concreto implementado, para um  $f_{ck}$  de 40 MPa, é apresentado na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 Traço do concreto em materiais secos, dosado para um  $f_{ck}$  de 40 MPa, aplicado na Sapata Associada (BONI *et al.*, 2014).

Material	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )
Cimento Portland CP-III-40-RS	380,0
Sílica ativa	20,0
Areia fina natural	364,0
Areia artificial (pó de brita)	546,0
Brita 0	279,0
Brita 1	651,0
Aditivo polifuncional (MAXCHEM Maximent PX-50)	2,3
Aditivo superplastificante (BASF Glenium SCC 160)	4,6
Água de amassamento (usado 100% de gelo)	180,0
Massa específica no estado fresco	2426,9
Relação água/(cimento+adição) - (a/l)	0,45

De posse da dosagem do concreto para o  $f_{ck}$  requerido, deve-se proceder preliminarmente com o balanço térmico do traço, de modo a verificar o seu potencial ganho de temperatura com base na curva de elevação adiabática da temperatura. Assim, na Tabela 6.2, é apresentado o balanço térmico realizado para a situação inicial do traço, sem refrigeração, onde são assumidos valores disponíveis na literatura consagrada.

Tabela 6.2 Balanço térmico realizado para o traço sem refrigeração.

Material	Consumo (kg/m³)	Calor Específico (kcal/kg.°C)	Capacidade Calorífica (kcal/m³.°C)	Temperatura Inicial do Material (°C)	Quantidade de Calor (kcal/m³)
Cimento Portland CP-III-40 RS	380	0,20	76,0	50	3800,0
Sílica ativa	20	0,18	3,6	20	72,0
Areia fina natural	364	0,181	65,9	20	1317,7
Areia artificial (pó de pedra)	546	0,181	98,8	20	1976,5
Brita 0	279	0,181	50,5	20	1010,0
Brita 1	651	0,181	117,8	20	2356,6
Aditivo Polifuncional (MAXCHEM Maximent PX-50)	2,3	1,0	2,3	20	46,0
Aditivo superplastificante (BASF Glenium SCC 160)	4,6	1,0	4,6	20	92,0
Água de amassamento	116,3	1,0	116,3	20	2326,0
Umidade areia fina	25,5	1,0	25,5	20	510,0
Umidade Pó de pedra	38,2	1,0	38,2	20	764,0
Umidade Britas	0	1,0	0,0	20	0,0
Betoneira	0	0	0,0	0	2000,0
<b>Total</b>			599,5	-	<b>16270,8</b>
Temperatura da mistura ( $T_m$ - °C)					<b>27,1</b>
Ganho aprox. no transporte ( $T_L$ - °C)					<b>10,0</b>
Temperatura de lançamento (°C)					<b>37,1</b>

Encontra-se, neste caso, a temperatura de mistura ( $T_m$ ) como sendo a razão entre a quantidade de calor ( $Q$ ) e a capacidade calorífica ( $q$ ):

$$T_m = \frac{Q}{q} \quad (6.1)$$

Considerando ainda que a central dosadora de concreto estava localizada a uma distância de cerca de oito quilômetros e tempo de trajeto entre 15 e 20 minutos (sem trânsito), como mostrado na figura 6.4, o ganho de temperatura do concreto durante o percurso do caminhão betoneira poderia chegar a até 10° C, resultando em uma temperatura de lançamento ( $T_L$ ) de 37,1° C.

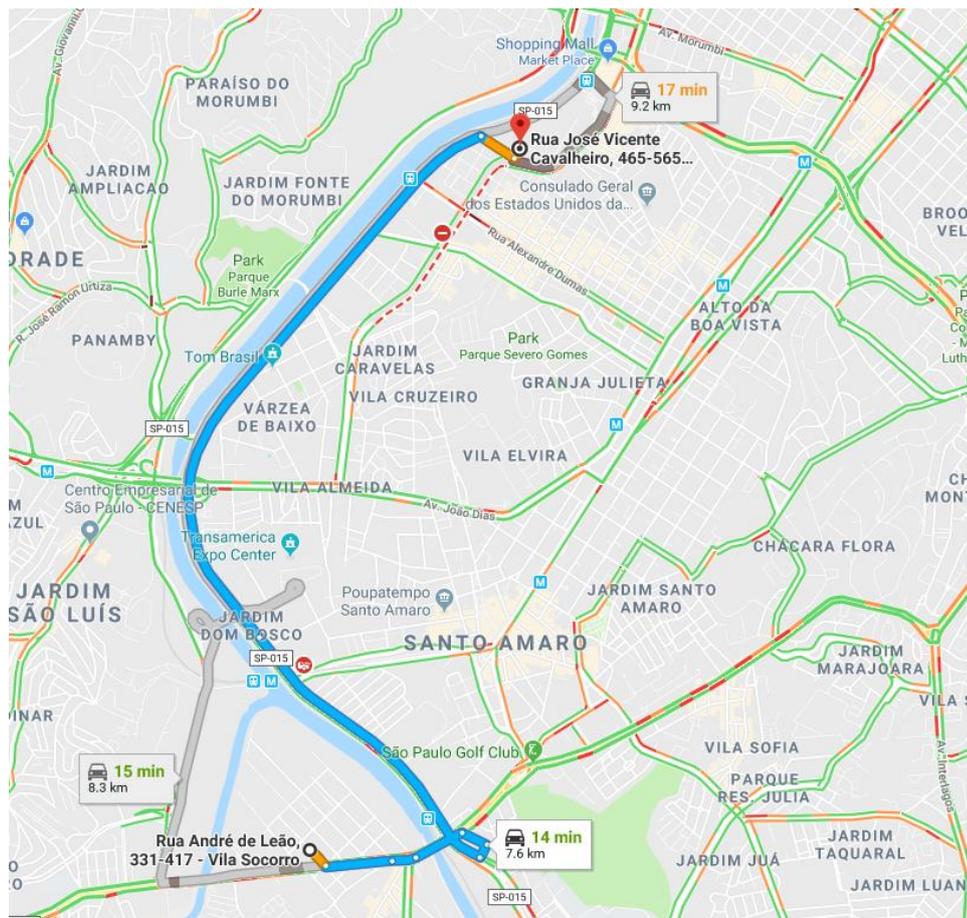


Figura 6.4 Distância e tempo de trajeto entre a central dosadora e o local da obra.  
Fonte: Google Maps.

Tendo a estimativa da temperatura de lançamento, pode-se também estimar o pico de temperatura para este concreto, considerando a curva de calor de hidratação do cimento e a elevação adiabática da temperatura através da relação de Rastrup.

Na Tabela 6.3 é apresentada a curva de calor de hidratação obtida para o cimento CP-III-40-RS em questão.

Tabela 6.3 Curva do calor de hidratação do cimento CP-III-40-RS utilizado.

Idade (horas)	Calor de Hidratação (J/g)
1	-
24	193
41	257
72	277
120	287
168	295
672	315

Assim, utilizando os dados de calor de hidratação do cimento pode-se obter a elevação adiabática da temperatura desse concreto e, dessa forma, determinar o pico de temperatura que ele pode alcançar.

Na Tabela 6.4 é realizado o cálculo da elevação adiabática da temperatura do traço em questão utilizando a equação (4.3). Para essa determinação, o calor específico do concreto foi adotado como 0,24 kcal/kg/° C.

Tabela 6.4 Cálculo da elevação adiabática da temperatura com base na curva de calor de hidratação do cimento.

Idade (horas)	Calor de Hidratação (J/g)	Calor de Hidratação (cal/g)	e <sub>i</sub> (° C)
1	1,0	1,0	<b>1,0</b>
24	193	46,1	<b>30,1</b>
41	257	61,4	<b>40,0</b>
72	277	66,2	<b>43,2</b>
120	287	68,5	<b>44,7</b>
168	295	70,5	<b>46,0</b>
672	315	75,2	<b>49,1</b>

Assim, verifica-se que o traço de concreto dosado para essa Sapata tem potencial de geração de 49,1° C de elevação adiabática<sup>18</sup>, ou seja, com a temperatura inicial do concreto não refrigerado em 37,1° C, como apresentado na Tabela 6.3, o pico de temperatura seria de 86,2° C. Com a temperatura média ambiente em São Paulo, no mês de fevereiro, sendo da ordem de 23,5° C<sup>19</sup>, o gradiente térmico a que essa Sapata estaria sujeita seria de 62,7° C.

Como se trata de uma sapata apoiada sobre rocha, o grau de restrição externo ( $K_r$ ) pode ser estimado de acordo com os valores sugeridos pelo ACI-207.2R-2007 apresentados no ábaco da figura 4.4. Assim, o valor da restrição  $K_r$  adotado é igual a 1,0. Para a restrição  $K_r$ , adota-se o valor de 0,74, obtido por interpolação na Tabela

<sup>18</sup> Elevação de temperatura sem considerar as perdas por troca de calor com o meio externo.

<sup>19</sup> Temperatura média anual obtida segundo dados do site Clima Tempo em: <https://www.climatempo.com.br/climatologia/558/saopaulo-sp> (acessado em 20/04/2018).

4.1, considerando a fundação sobre rocha (gnaisse)  $E_f = 34.500 \text{ MPa}^{20}$  e  $E_c = 27.000 \text{ MPa}^{21}$ . Para o valor do coeficiente de fluência, arbitra-se o valor de  $\varphi = 1,0$ .

Assim o valor da tensão de tração para esse elemento, considerando sua execução em uma única etapa, é dado pela equação 4.8:

$$\sigma_t = 1,0 \cdot 0,74 \cdot \left[ \frac{27000}{(1+1)} \right] \cdot 10^{-5} \cdot 62,7 \quad (6.2)$$

$$\sigma_t = 6,26 \text{ MPa} \quad (6.3)$$

Assim, encontra-se uma tensão de tração de 6,26 MPa para essa Sapata, sendo que o limite máximo aceitável para a tensão de tração nesse concreto seria de  $f_{ct,m} = 3,5 \text{ MPa}$  (aos 28 dias), ou seja, nota-se que a tensão atuante seria 78% superior à tensão resistente de tração do concreto, o que resultaria fatalmente num quadro de fissuração por origem térmica.

Associado ao quadro de fissuração por origem térmica, o pico de temperatura de  $86,2^\circ \text{ C}$  pode desencadear reações expansivas devido à formação de etringita tardia (*DEF*), como comentado no Capítulo 4. Com essa verificação preliminar em mãos, deve-se, então, estudar alternativas para mitigar o problema do risco de fissuração e de elevação excessiva de temperatura interna. Do ponto de vista de viabilidade, as alternativas a serem estudadas poderiam ser listadas na seguinte ordem:

1. Pré-refrigeração do concreto;
2. Divisão da execução em camadas defasadas por alguns dias;
3. Pré-refrigeração associada à divisão da execução;
4. Pré e pós-refrigeração;

No caso específico da Sapata objeto do estudo deste trabalho, foram procedidas simulações nas quais se considerou a pré-refrigeração do concreto associado à segmentação de sua execução. Considerando a configuração adotada para

<sup>20</sup> Adotado valor do Módulo do Gnaisse conforme Furnas (1997).

<sup>21</sup> Valor do módulo de elasticidade do concreto estimado para uma idade de 200 horas que em geral é onde se dá o pico de temperatura.

execução (duas camadas), com uso de gelo, o valor da temperatura de lançamento foi calculado em 13,6° C, conforme mostra a Tabela 6.5.

Tabela 6.5 Balanço térmico realizado para o traço com uso de gelo.

Material	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )	Calor Específico (kcal/kg/° C)	Capacidade Calorífica (kcal/m <sup>3</sup> /° C)	Temperatura Inicial do Material - Ti (° C)	Temperatura Final do Material - Tf (° C)	Ti-Tf (° C)	Quantidade de Calor (kcal/m <sup>3</sup> )
Cimento Portland CP-III-40 RS	380	0,20	76,0	50	0	50	3800,0
Sílica ativa	20	0,18	3,6	20	0	20	72,0
Areia fina natural	364	0,181	65,9	20	0	20	1317,7
Areia artificial (pó de pedra)	546	0,181	98,8	20	0	20	1976,5
Brita 0 (calcário)	279	0,181	50,5	20	0	20	1010,0
Brita 1 (calcário)	651	0,181	117,8	20	0	20	2356,6
Aditivo Polifuncional (MAXCHEM Maximent PX-50)	2,3	1,0	2,3	20	0	20	46,0
Aditivo superplastificante (BASF Glenium SCC 160)	4,6	1,0	4,6	20	0	20	92,0
Gelo + Água	116,3	1,0	116,3	0	18	-18	-2093,4
Fusão do Gelo	116,3	1,0	116,3	0	0	0	-9304,0
Umidade areia fina	25,5	1,0	25,5	20	0	20	510,0
Umidade Pó de pedra	38,2	1,0	38,2	20	0	20	764,0
Umidade Britas	0	1,0	0,0	20	0	20	0,0
Betoneira	0	0	0,0	0	0	0	2000,0
<b>Total</b>			<b>715,8</b>	<b>-</b>			<b>2547,4</b>
Temperatura da mistura (T <sub>m</sub> - ° C)							<b>3,6</b>
Ganho aprox. no transporte (T <sub>L</sub> - ° C)							<b>10,0</b>
Temperatura de lançamento (° C)							<b>13,6</b>

No caso do uso de gelo, deve-se considerar também a parcela referente ao calor latente de sua fusão na redução da quantidade de calor total. O valor do calor latente de fusão é de 80 cal/g (ERN, 2003) .

Nota-se que, com a pré-refrigeração da mistura, há uma redução substancial na temperatura de lançamento do concreto. Somando-a agora com a elevação adiabática expedita de 49,1° C, tem-se um pico de temperatura de 62,6° C, aceitável do ponto de vista da formação de etringita tardia.

Do ponto de vista das tensões de tração, considerando duas camadas, o grau de restrição mais alto, na região de contato com a rocha, pode agora ser considerado próximo a 0,96 e o gradiente de temperatura se reduz para 39,1° C. Com esses dados tem-se com uso da equação (4.8):

$$\sigma_t = 1,0 \cdot 0,74 \cdot \left[ \frac{27000}{(1+1)} \right] \cdot 10^{-5} \cdot 39,1 \quad (6.4)$$

$$\sigma_t = 3,90 \text{MPa} \quad (6.5)$$

Nessa configuração, com temperatura de lançamento de 13° C, a tensão de tração obtida é 3,90 MPa, ligeiramente acima do limite de resistência do material, porém, como se trata de uma avaliação expedita, o cálculo térmico deve ser realizado por um método mais preciso, e as considerações do módulo de elasticidade e do coeficiente de fluência adotados para cada idade do concreto.

Cabe ainda ressaltar que o cálculo do balanço térmico é expedito e não leva em conta as perdas por troca de calor, tampouco as características geométricas do elemento estrutural, que são fundamentais para um cálculo preciso. Entretanto, o procedimento se constitui como uma importante ferramenta de avaliação preliminar, visto a facilidade de sua elaboração.

Deve-se ressaltar que a análise preliminar feita via balanço térmico é utilizada apenas como parâmetro inicial, ou seja, se utiliza para se obter uma ordem de grandeza do ganho potencial de temperatura do concreto.

Para uma análise mais precisa, são necessárias a determinação do ganho de temperatura e a propagação de calor com uso de métodos de cálculo mais precisos ao longo do tempo.

#### **6.4 Previsão numérica da temperatura do concreto**

Conforme apresentado no Capítulo 5, é possível se estimar numericamente a elevação de temperatura no concreto através de procedimentos tabulares baseados

no Método das Diferenças Finitas e também com o uso de aplicações via Método dos Elementos Finitos, todo baseados na equação de *Fourier*.

Os métodos tabulares mais conhecidos são o método de *Schmidt* e o método de *Carlson*. Apesar de serem consagrados e de terem sido utilizados no projeto de diversas barragens ao redor do mundo, atualmente seu emprego é pouco utilizado dada a facilidade e a disponibilidade de recursos computacionais onde se pode aplicar o Método dos Elementos Finitos. Entretanto, a comparação de resultados via diferentes métodos constitui uma análise importante no sentido de calibração de modelos e de ajustes nos coeficientes de segurança empregados.

Neste item, procura-se fazer uma comparação de resultados entre uma análise da Sapata realizada via o método tabular de *Schmidt* e a mesma análise feita via MEF com uso do Método da Maturidade.

#### 6.4.1 Previsão teórica via método de *Schmidt*

No Capítulo 5 são definidas as equações do método de *Schmidt*, onde basicamente a estrutura é dividida em pequenos elementos de volume e a temperatura é calculada em cada elemento dentro de um espaço de tempo  $dt$ , como define a equação 5.5.

Neste caso, como mostra a figura 5.2, para uma análise unidirecional, considera-se a elevação adiabática da temperatura mais a variação média da temperatura nos elementos adjacentes, que fazem a troca de calor com o elemento avaliado.

Dado o volume de trabalho necessário para uma análise tridimensional via métodos tabulares, a avaliação da temperatura foi feita apenas em fluxo unidirecional, embora seja possível avaliar a propagação do fluxo de calor em três dimensões.

Como dado de entrada do método, utiliza-se a curva teórica de elevação adiabática da temperatura do concreto, obtida através da regressão da curva de calor de hidratação indicada na Tabela 6.3.

Nas figuras 6.5 e 6.6 são apresentadas as curvas e respectivas equações de regressão obtidas. Para um melhor ajuste, considerou-se o gráfico como linear entre

os instantes  $t = 0$  e  $t = 24$  h e, de 24 h até  $t = \infty$ , os dados foram considerados como regressão logarítmica.

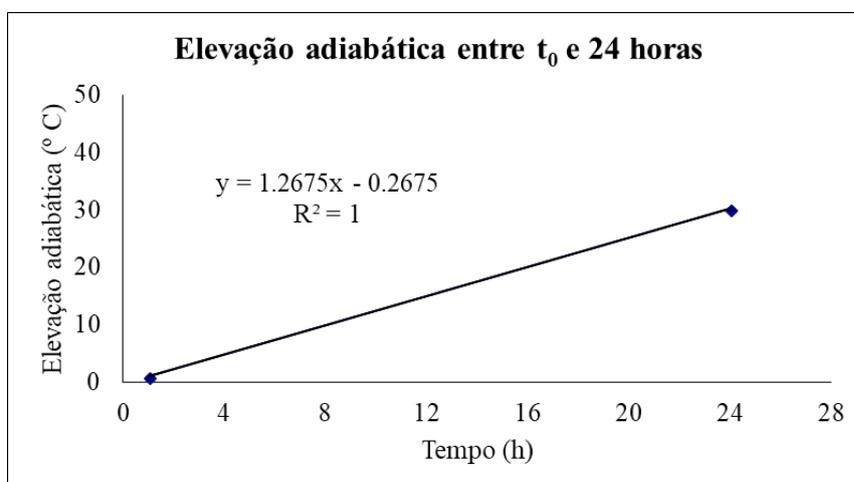


Figura 6.5 Curva de regressão da elevação adiabática obtida através dos dados de calor de hidratação entre  $t_0$  e 24 horas.

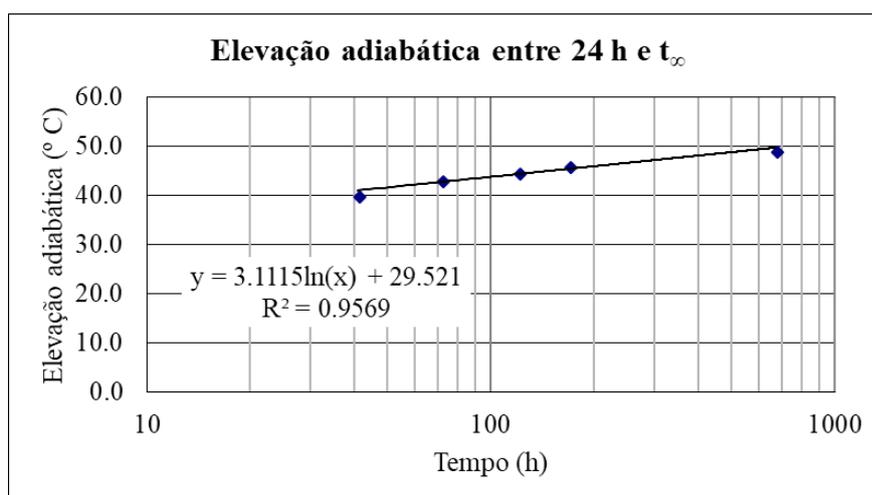


Figura 6.6 Curva de regressão da elevação adiabática obtida através dos dados de calor de hidratação entre 24 e 672 horas.

De posse dos dados gerados pelas curvas de elevação adiabática, obtém-se o incremento de temperatura gerado em cada instante  $t$ , ou para o intervalo  $dt$  definido na equação 5.5 do método de *Schmidt*.

No caso em questão arbitrou-se como intervalo de tempo padrão o valor de 0,25 por dia ou 6 horas para cada incremento de tempo e o valor de 0,23 metro para a variação de  $dz$ . Considerou-se também a execução em duas camadas.

Na figura 6.7 é apresentado o trecho da Tabela com os dados do cálculo térmico realizado via método de *Schmidt*.

Altura do Bloco (m)	Temperatura (°C)																		
	3,5	3,3	3,0	2,8	2,6	2,4	2,1	1,9	1,7	1,4	1,2	1,0	0,7	0,5	0,3	0,1	0,0		
Tempo (dias) - 2ª Camada	Tempo (dias) - 1ª Camada																		
-	0,00																		
-	0,25																		
-	0,50																		
-	0,75																		
-	1,00																		
-	1,25																		
-	1,50																		
-	1,75																		
-	2,00																		
-	2,25																		
-	2,50																		
-	2,75																		
-	3,00																		
-	3,25																		
-	3,50																		
-	3,75																		
-	4,00																		
-	4,25																		
-	4,50																		
-	4,75																		
-	5,00																		
-	5,25																		
-	5,50																		
-	5,75																		
-	6,00																		
-	6,25																		
-	6,50																		
-	6,75																		
0,00	7,00	23,50	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	13,60	
0,25	7,25	23,50	25,89	20,94	20,94	20,94	20,94	20,94	20,94	20,94	20,94	25,89	30,84	27,04	30,65	32,53	35,08	34,85	35,95
0,50	7,50	23,50	29,82	31,02	28,54	28,54	28,54	28,54	28,54	31,02	33,49	34,07	30,85	29,89	32,97	34,79	35,62	34,48	35,48
0,75	7,75	23,50	34,86	36,79	37,39	36,15	36,15	36,15	36,15	37,39	38,62	40,15	39,78	32,08	32,01	31,94	34,40	33,29	34,38
1,00	8,00	23,50	37,75	43,73	44,07	44,37	43,75	44,37	44,99	46,37	46,80	43,72	36,99	32,11	33,30	33,19	34,99	33,98	33,98
1,25	8,25	23,50	43,57	50,86	54,00	53,86	54,32	54,32	55,32	55,85	55,00	51,36	38,01	34,74	32,75	34,24	33,68	34,85	34,85
1,50	8,50	23,50	37,75	49,35	52,93	54,73	54,66	55,49	55,66	55,73	54,17	47,07	43,14	35,47	34,59	33,31	34,64	33,52	33,52
1,75	8,75	23,50	36,91	45,82	52,52	54,28	55,54	55,64	56,04	55,39	51,88	49,13	41,36	38,95	34,48	34,70	33,30	34,48	34,48
2,00	9,00	23,50	35,08	45,13	50,46	54,45	55,37	56,20	55,93	54,37	52,68	47,04	44,13	38,01	36,92	34,08	34,88	33,68	33,26
2,25	9,25	23,50	34,68	43,14	50,15	53,28	55,69	56,02	55,66	54,67	51,07	48,77	42,61	40,61	36,13	35,88	33,75	34,33	34,33
2,50	9,50	23,50	33,65	42,74	48,54	53,25	54,96	56,00	55,67	53,69	52,05	47,17	44,77	39,45	38,33	35,02	35,19	33,25	33,25
2,75	9,75	23,50	33,42	41,39	48,29	52,05	54,92	55,62	55,14	53,16	50,73	48,71	43,39	41,63	37,32	36,64	34,22	34,48	34,48
3,00	10,00	23,50	32,71	41,13	46,99	51,88	54,11	55,50	55,16	53,21	51,70	47,33	45,28	40,43	39,31	35,85	35,74	33,44	33,44
3,25	10,25	23,50	32,56	40,10	46,75	50,80	53,84	54,83	54,50	53,68	50,52	48,72	43,96	42,36	38,22	37,60	34,72	34,72	34,72
3,50	10,50	23,50	32,03	39,89	45,68	50,53	53,07	54,40	54,51	52,74	51,43	47,47	45,62	41,16	40,06	36,54	36,25	33,75	33,75
3,75	10,75	23,50	31,91	39,07	45,42	49,59	52,68	54,01	53,79	53,19	50,32	48,74	44,39	42,91	38,93	38,23	35,20	35,06	35,06
4,00	11,00	23,50	31,49	38,87	44,53	49,25	52,00	53,43	53,80	52,25	51,16	47,55	45,89	41,73	40,64	37,13	36,72	34,01	34,01
4,25	11,25	23,50	31,37	38,20	44,25	48,45	51,53	53,09	53,03	52,67	50,09	48,72	44,71	43,34	39,50	38,75	35,64	35,37	35,37
4,50	11,50	23,50	31,03	37,99	43,50	48,07	50,95	52,46	53,06	51,74	50,87	47,58	46,10	42,18	41,11	37,64	37,13	34,31	34,31
4,75	11,75	23,50	30,91	37,43	43,20	47,39	50,43	52,17	52,27	52,13	49,83	48,65	44,94	43,67	39,97	39,19	36,04	35,67	35,67
5,00	12,00	23,50	30,63	37,21	42,57	46,97	49,94	51,51	52,31	51,21	50,55	47,55	46,23	42,52	41,49	38,07	37,50	34,61	34,61
5,25	12,25	23,50	30,51	36,75	42,25	46,41	49,39	51,28	51,51	51,58	49,53	48,54	45,10	43,92	40,36	39,56	36,41	35,96	35,96
5,50	12,50	23,50	30,27	36,52	41,73	45,96	48,99	50,60	51,57	50,66	50,21	47,46	46,30	42,79	41,80	38,45	37,82	34,90	34,90
5,75	12,75	23,50	30,15	36,14	41,38	45,50	48,42	50,42	50,77	51,03	49,20	48,39	45,19	44,11	40,68	39,87	36,74	36,23	36,23
6,00	13,00	23,50	29,95	35,90	40,95	45,03	48,09	49,73	50,86	50,12	49,84	47,33	46,31	43,00	42,05	38,77	38,11	35,17	35,17
6,25	13,25	23,50	29,83	35,58	40,59	44,65	47,51	49,60	50,05	50,48	48,85	48,20	45,22	44,24	40,94	40,14	37,03	36,48	36,48
6,50	13,50	23,50	29,66	35,33	40,23	44,17	47,25	49,30	50,16	49,57	49,46	47,16	46,28	43,14	42,25	39,04	38,37	35,43	35,43
6,75	13,75	23,50	29,53	35,06	39,87	43,86	46,65	48,82	49,35	49,93	48,48	47,99	45,21	44,32	41,15	40,37	37,29	36,71	36,71
7,00	14,00	23,50	29,40	34,81	39,57	43,37	46,45	48,12	49,49	49,03	48,07	46,96	46,21	43,23	42,40	39,28	38,59	35,67	35,67
7,25	14,25	23,50	29,27	34,59	39,20	43,12	45,85	48,08	48,68	49,39	48,10	47,75	45,18	44,16	40,55	39,73	36,52	36,52	36,52
7,50	14,50	23,50	29,15	34,34	38,96	42,63	45,71	47,37	48,84	48,50	48,68	46,73	46,11	43,28	42,51	39,47	38,79	35,89	35,89
7,75	14,75	23,50	29,02	34,18	38,59	42,44	45,11	47,37	48,04	48,86	47,72	47,49	45,08	44,36	41,43	40,70	37,73	37,11	37,11
8,00	15,00	23,50	28,93	33,90	38,40	41,95	45,00	46,67	48,22	47,98	48,28	46,49	45,98	43,30	42,59	39,63	38,96	36,09	36,09
8,25	15,25	23,50	28,80	33,76	38,02	41,80	44,40	46,71	47,42	48,34	47,33	47,22	44,94	44,33	41,52	40,82	37,91	37,28	37,28
8,50	15,50	23,50	28,72	33,50	37,87	41,31	44,34	46,00	47,62	47,47	47,88	46,23	45,83	43,28	42,63	39,77	39,10	36,27	36,27
8,75	15,75	23,50	28,59	33,39	37,49	41,20	43,74	46,07	46,83	47,84	46,94	46,94	44,81	44,28	41,57	40,92	38,07	37,44	37,44
9,00	16,00	23,50	28,53	33,13	37,38	40,71	43,72	45,37	47,04	46,97	47,48	45,96	45,66	43,24	42,65	39,87	39,23	36,43	36,43
9,25	16,25	23,50	28,40	33,04	37,00	40,64	43,13	45,47	46,26	47,34	46,55	46,65	44,65	44,20	41,60	40,98	38,20	37,57	37,57
9,50	16,50	23,50	28,35	32,79	36,92	40,15	43,13	44,77	46,49	46,49	47,08	45,68	45,48	43,17	42,64	39,95	39,33	36,58	36,58
9,75	16,75	23,50	28,22	32,72	36,55	40,11	42,54	44,89	45,71	46,87	46,16	46,36	44,47	44,10	41,61	41,03	38,31	37,69	37,69
10,00	17,00	23,50	28,19	32,46	36,49	39,62	42,58	44,20	45,96	46,02	46,69	45,40	45,28	43,09	42,61	40,00	39,41	36,71	36,71
10,25	17,25	23,50	28,06	32,42	36,12	39,61	41,99	44,35	45,19	46,40	45,78	46,06	44,29	43,99	41,59	41,06	38,40	37,80	37,80

A temperatura máxima obtida na primeira cada via método de *Schmidt* foi de  $54,3^{\circ}\text{C}$  e o pico da segunda camada resultou em  $56,2^{\circ}\text{C}$ .

Na figura 6.8 pode-se observar de forma gráfica a evolução das temperaturas nas alturas de 0,3 m e 2,1 m para a primeira e segunda camadas, respectivamente.

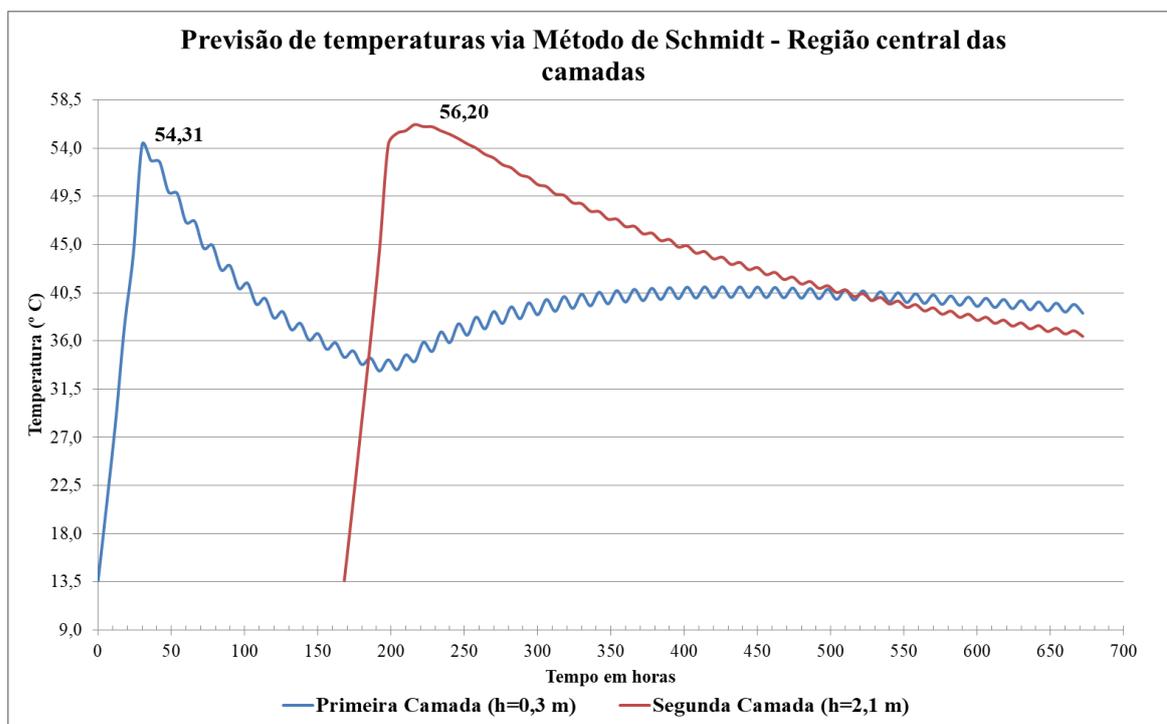


Figura 6.8 Gráfico de evolução das temperaturas na região central da Sapata nas alturas de 0,3 e 2,10 m.

Do ponto de vista de tensões térmicas, o cálculo considerando apenas a evolução do módulo de elasticidade com o tempo e adotando o coeficiente de fluência igual zero, ou seja, não considerando a fluência no modelo de tensões da equação 4.8, resulta nos valores obtidos e apresentados no gráfico da figura 6.9.

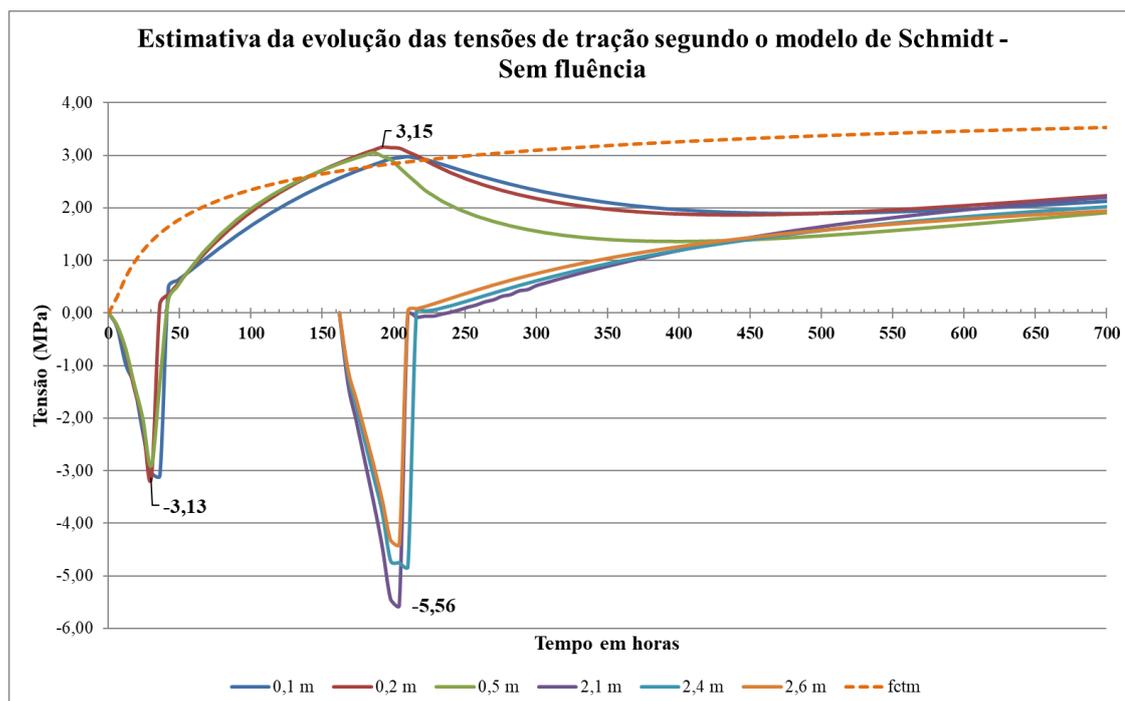


Figura 6.9 Gráfico de evolução das tensões de origem térmica em função do tempo obtido para o método de *Schmidt* sem consideração da fluência do concreto.

Considerando agora a evolução do módulo de elasticidade e do coeficiente de fluência em função do tempo (calculado segundo o Anexo A da ABNT NBR 6118:2014), a curva com a estimativa das tensões de tração, de acordo com a equação 4.8, fica conforme o apresentado na figura 6.10.

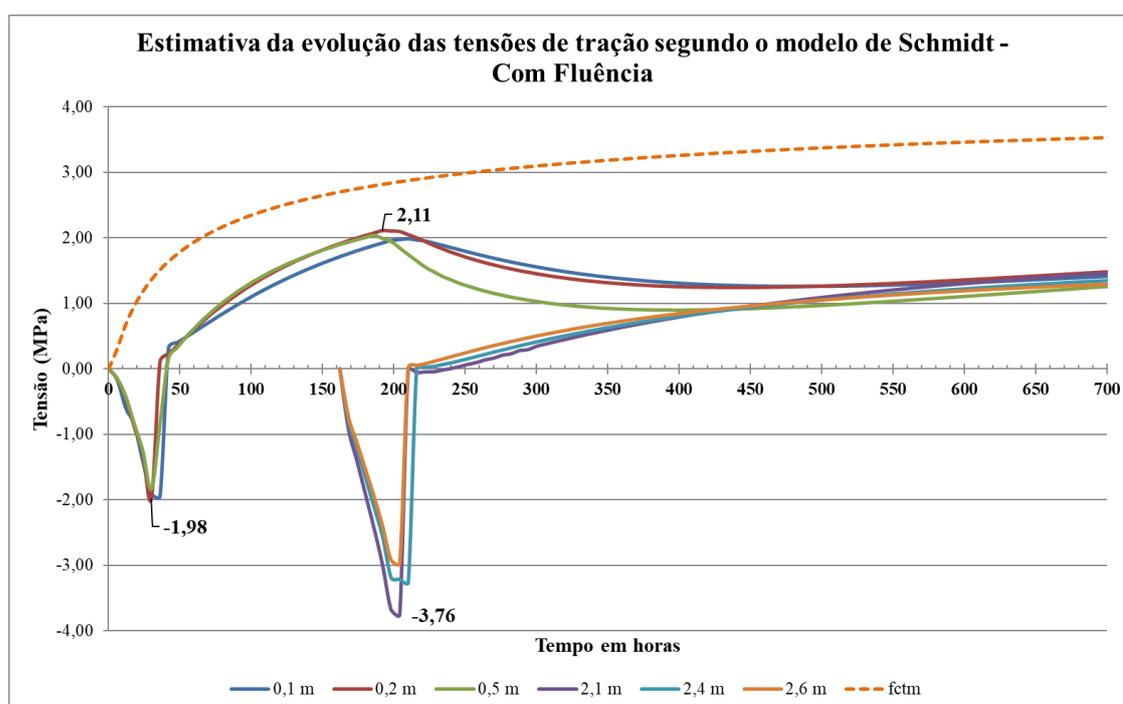


Figura 6.10 Gráfico de evolução das tensões de origem térmica em função do tempo obtido para o método de *Schmidt* com a consideração da fluência.

#### 6.4.2 Previsão teórica via Método da Maturidade (MEF)

Para a simulação inicial, utilizou-se o *software* de elementos finitos *b4cast*, que tem aplicação específica a problemas de calor de hidratação baseado no Método da Maturidade.

Para a entrada de dados do problema no *software* é necessário realizar inicialmente a modelagem tridimensional do elemento estrutural e de seu apoio por meio do editor gráfico disponível no próprio *software*.

Na figura 6.11 apresenta-se o modelo geométrico Sapata/Solo desenvolvido para essa análise no *b4cast*, com malha de elementos finitos discretizada.

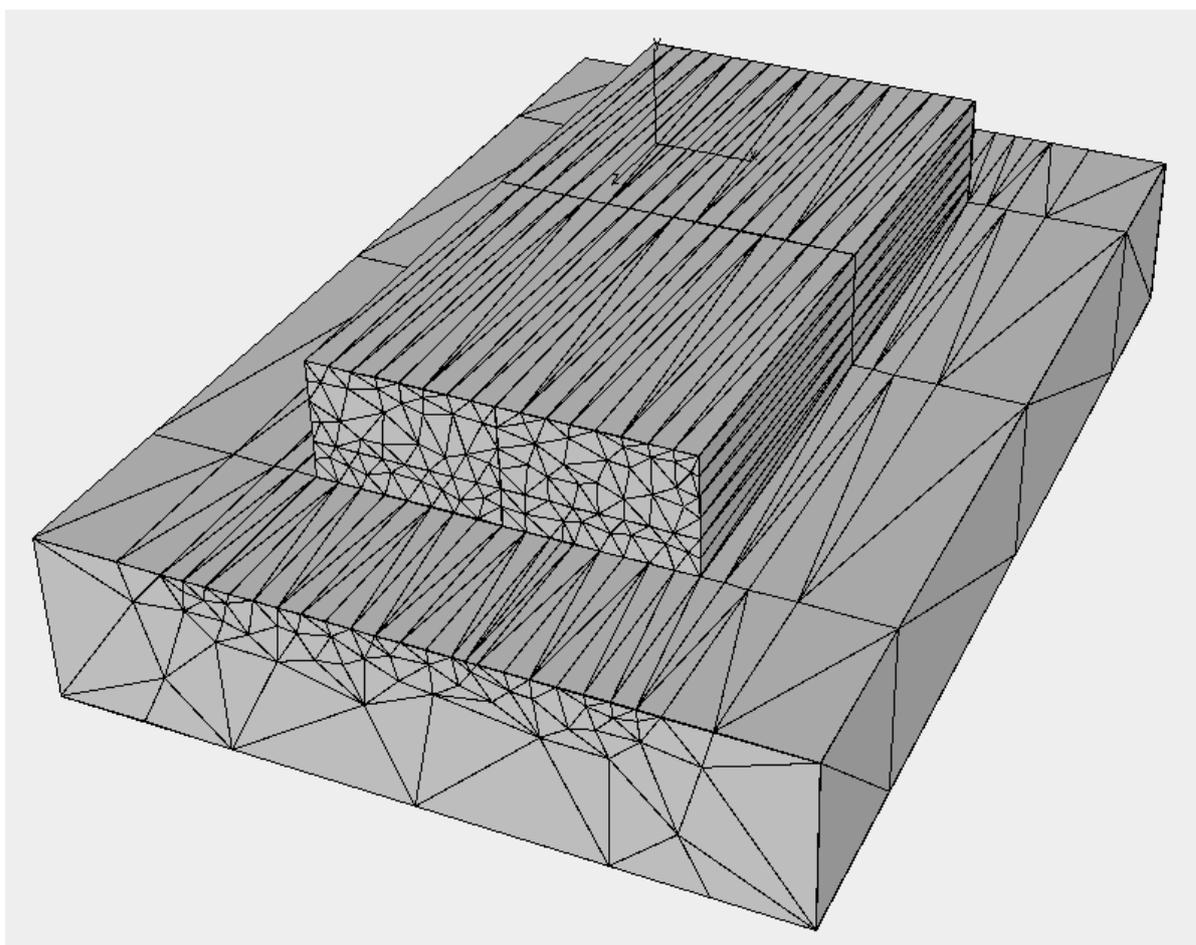


Figura 6.11 Modelo geométrico Sapata/Solo com malha discretizada.

Feita a entrada gráfica da geometria tridimensional do elemento estrutural, devem ser inseridas no programa as condições de contorno do problema, tais como

convecção das superfícies e propriedades térmicas do concreto e do solo (difusividade térmica, calor específico, condutividade térmica etc.).

Os dados de entrada utilizados no problema para o traço em questão são listados abaixo:

- Coeficiente de dilatação térmica ( $\alpha$ ):  $10^{-5} / ^\circ \text{C}$ ;
- Calor específico ( $c$ ): 1,0 kJ/kg/K;
- Condutividade térmica ( $k$ ): 2,75 W/m/K;
- Difusividade térmica ( $\delta$ ): 1,133 m<sup>2</sup>/s ou 4,079 m<sup>2</sup>/h;
- Massa específica ( $\gamma$ ): 2426,9 kg/m<sup>3</sup>.

Como o modelo de elementos finitos permite simulação da troca de calor com o meio externo, foram também inseridas nas condições de contorno do problema os dados de convecção ( $\eta$ ) das formas utilizadas, que foram de chapa de madeira compensada com espessura de 20 mm. Tais dados são apresentados na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 Transmissão superficial por convecção ( $\eta$ )<sup>22</sup>

Vento $V_0$ (m/s)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\eta$ (kJ/m <sup>2</sup> .h.K)	12,7	17,2	20,2	22,4	24,0	25,2	26,2	26,9	27,6	28,1	28,5

A velocidade do vento considerada no modelo foi de 2,0 m/s, conforme medições realizadas no local da obra e a condição de cura considerada com água permanente, o que resultou em 20,2 kJ/m<sup>2</sup>/h/K, conforme a biblioteca de dados do *software b4cast*.

Em seguida o *software* realiza, de forma automática, a discretização do modelo em elementos finitos tetraédricos com um grau de liberdade em cada direção principal, que no caso é a temperatura.

Após definidas as condições de contorno, é também necessário fornecer ao *software* os dados da energia de ativação obtidos através da equação 5.21. Convenientemente deve-se elaborar uma planilha com os dados da equação e posteriormente inseri-los já calculados no *b4cast*.

<sup>22</sup> Dados da biblioteca do *software b4cast*.

Então, dá-se seqüência ao processamento do modelo em elementos finitos para obtenção dos dados térmicos. Diferentemente dos métodos tabulares, com uso da ferramenta computacional pode-se realizar a avaliação do fluxo de calor em três dimensões sem a necessidade de extensos cálculos manuais.

Finalizado o processamento por elementos finitos, é possível obter as curvas de elevação de temperatura, assim como as isotermas em todo o volume modelado. Nas figuras 6.13 a 6.17 são apresentados os gráficos com a elevação teórica de temperaturas obtidas no modelo numérico elaborado no *software b4cast*, e, nas figuras 6.18 e 6.19, são apresentadas as isotermas nos respectivos instantes de pico de temperatura da primeira e segunda camadas.

Foram definidos previamente pontos de monitoramento em campo e neles foram extraídas as temperaturas virtuais no modelo tridimensional *b4cast*. Os pontos de monitoramento podem ser verificados na figura 6.12, identificados de T01 a T09.

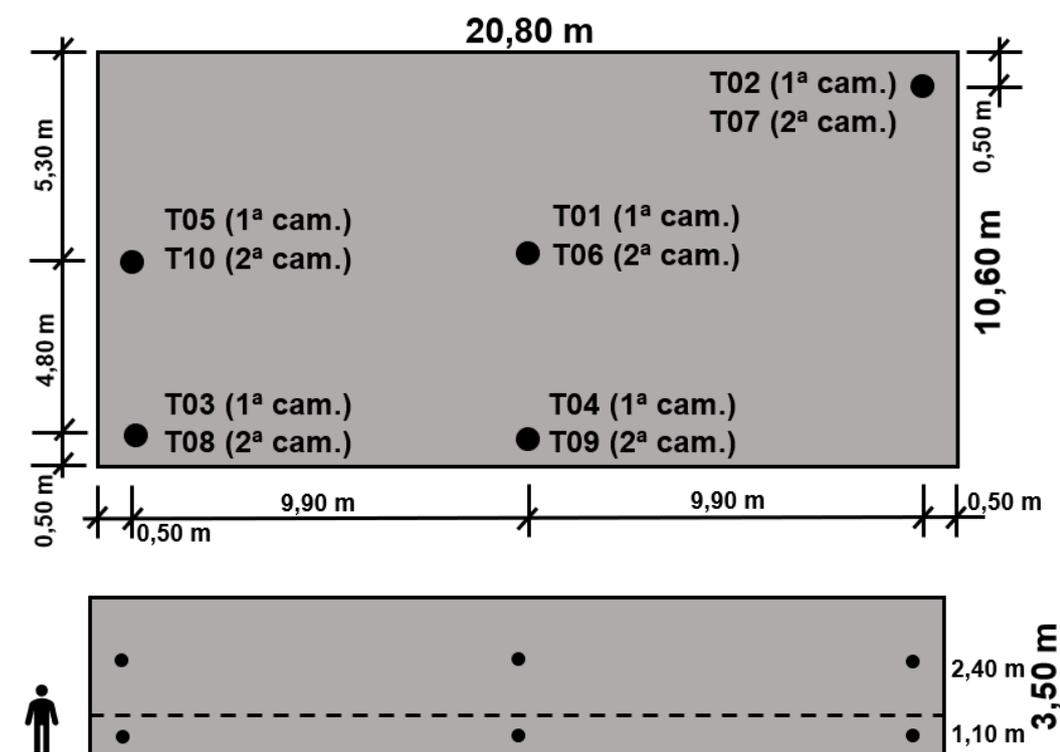


Figura 6.12 Pontos definidos para monitoramento de temperaturas e extração de temperaturas virtuais no *b4cast*.

Ressalta-se que os pontos foram definidos em comum acordo com a equipe de execução da obra e em função das espessuras das camadas de concretagem, as

quais foram estabelecidas com 1,1 m e 2,4 m devido ao posicionamento das armaduras de arranque dos pilares, conforme projeto estrutural.

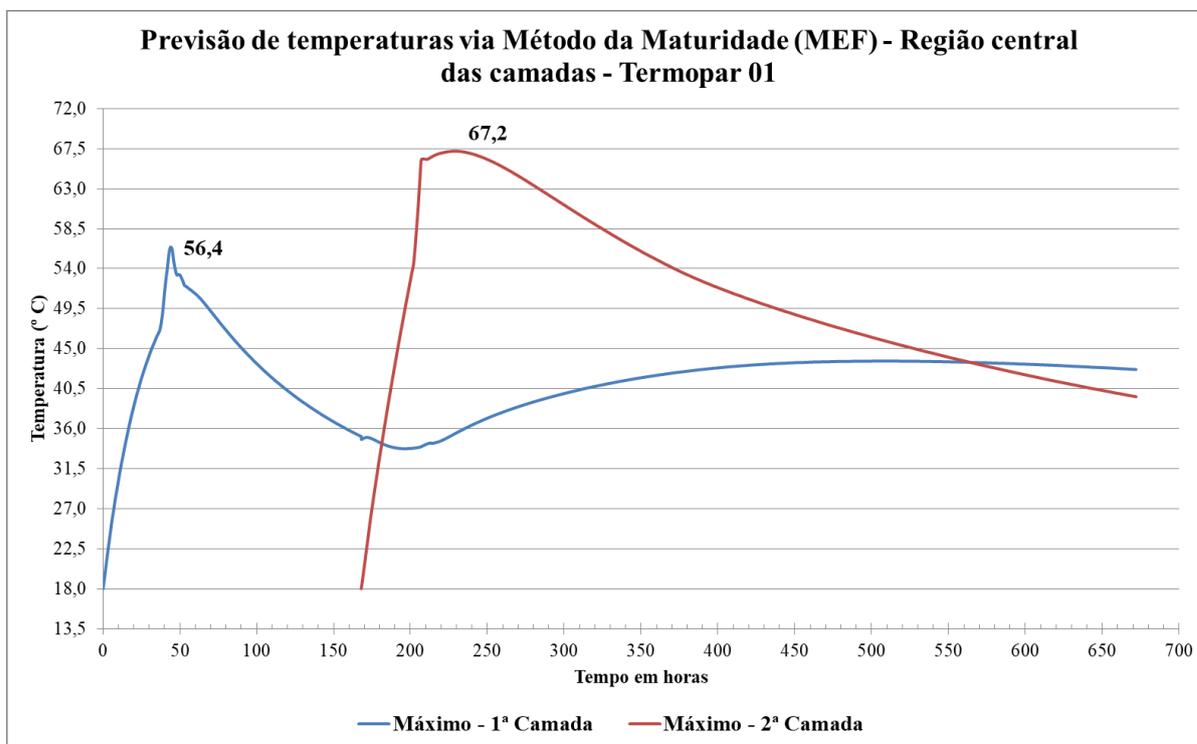


Figura 6.13 Curvas virtuais de elevação de temperatura na seção central da Sapata (Termopar 01) previstas via Método da Maturidade no *software b4cast*.

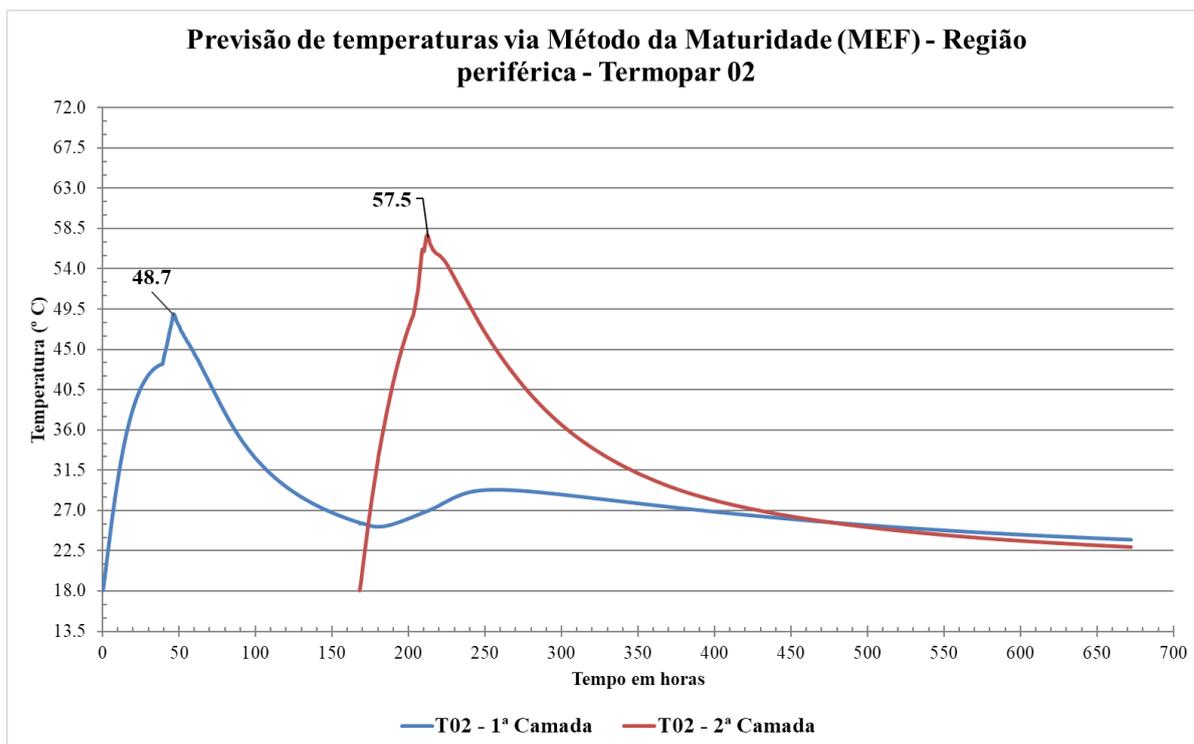


Figura 6.14 Curvas virtuais de elevação de temperatura na seção periférica da Sapata (Termopar 02) previstas via Método da Maturidade no *software b4cast*.

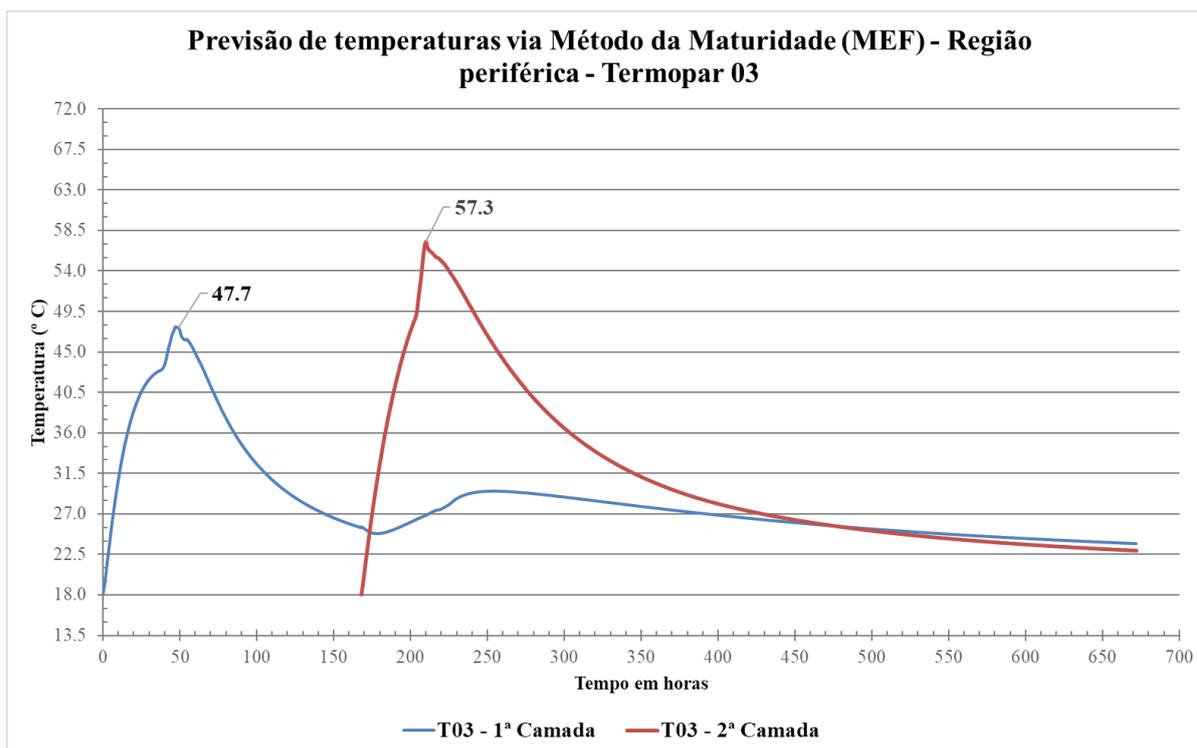


Figura 6.15 Curvas virtuais de elevação de temperatura na seção periférica da Sapata (Termopar 03) previstas via Método da Maturidade no *software b4cast*.

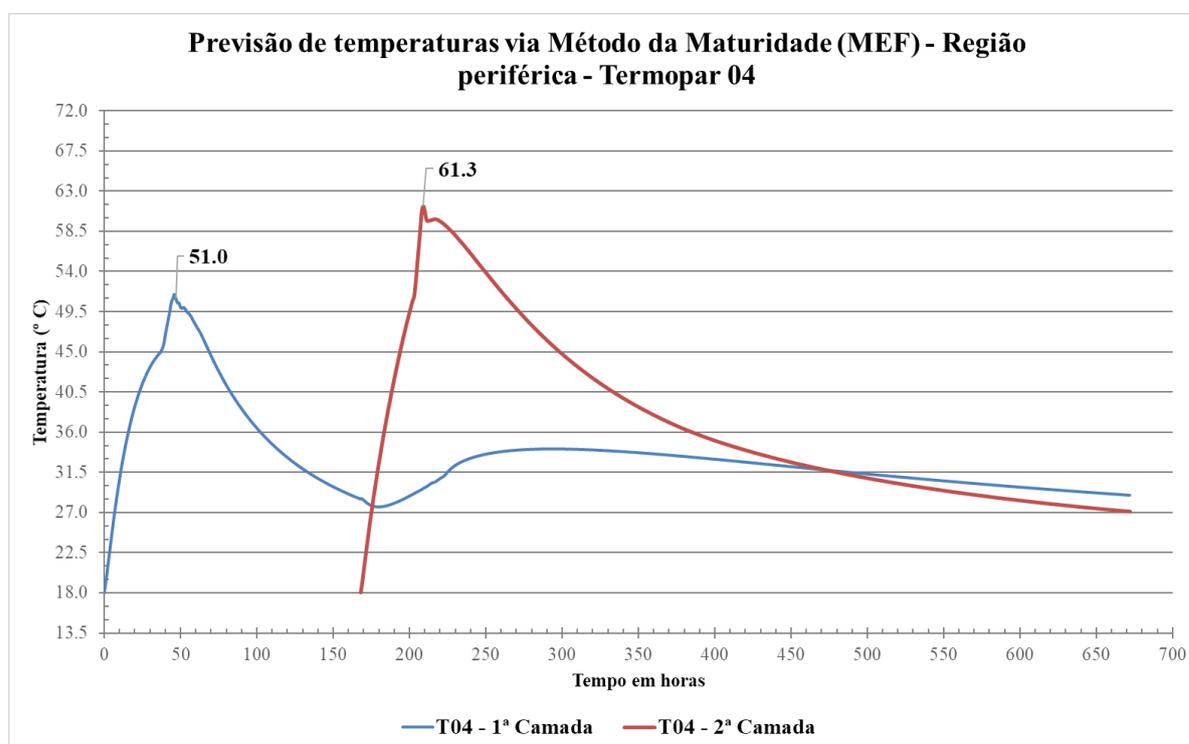


Figura 6.16 Curvas virtuais de elevação de temperatura na seção periférica da Sapata (Termopar 04) previstas via Método da Maturidade no *software b4cast*.

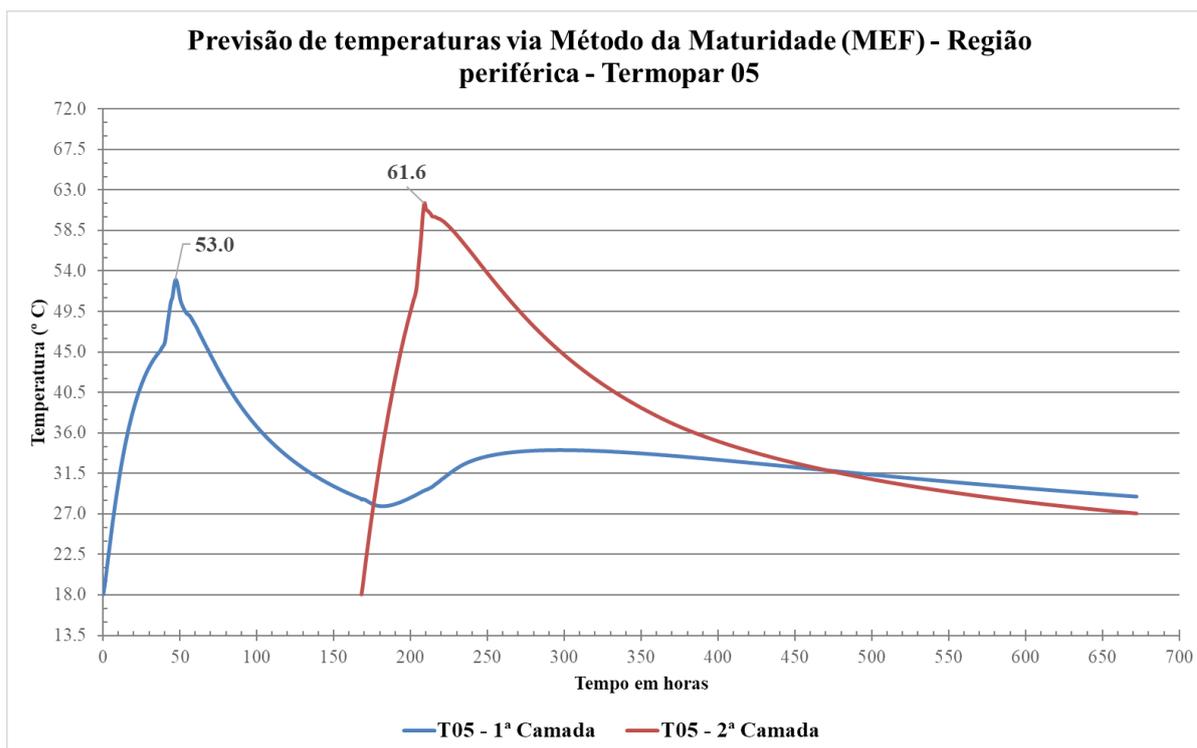


Figura 6.17 Curvas virtuais de elevação de temperatura na seção periférica da Sapata (Termopar 05) previstas via Método da Maturidade no *software b4cast*.

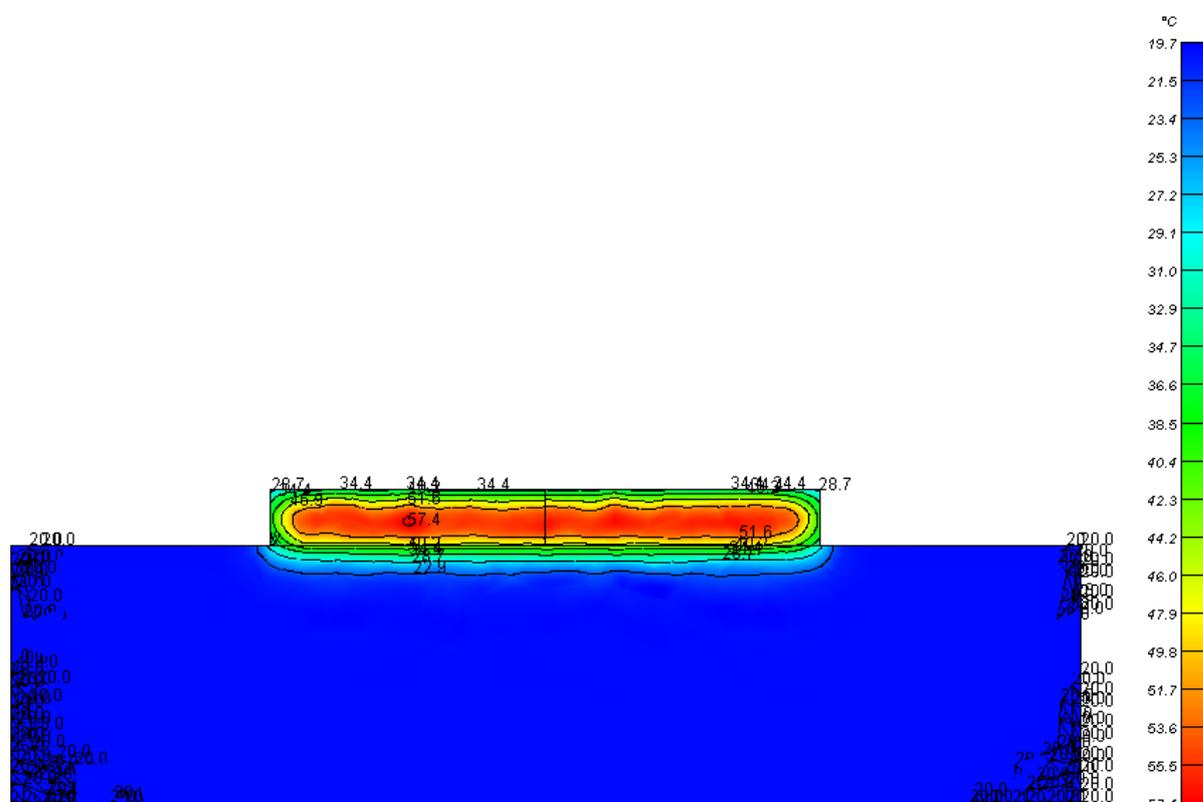


Figura 6.18 Isotermas virtuais na seção central do bloco no instante  $t = 44$  h, de temperatura máxima da primeira camada.

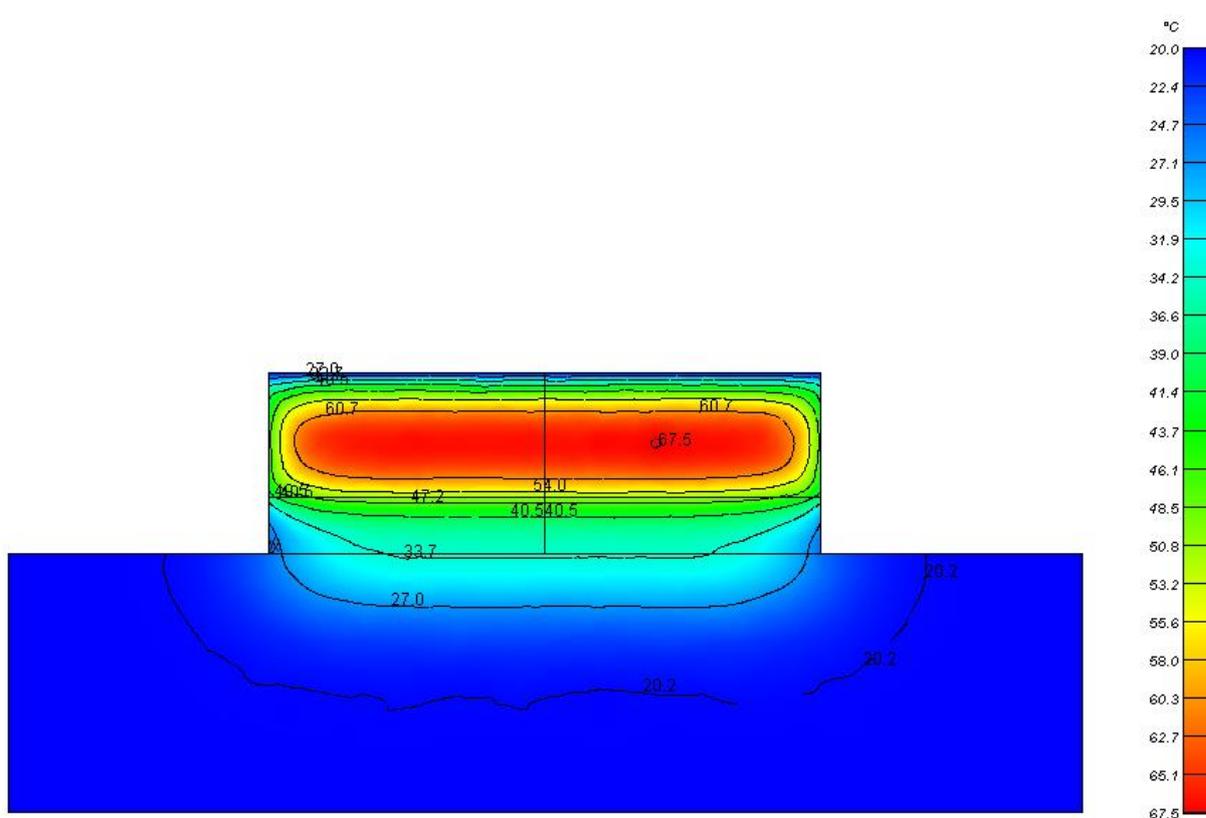


Figura 6.19 Isotermas virtuais na seção central do bloco no instante  $t = 225$  h, de temperatura máxima da segunda camada.

Nota-se, pelos resultados do modelo, que o pico de temperaturas da primeira camada foi de  $56,4^{\circ}\text{C}$  no instante  $t = 44$  horas e o pico da segunda camada foi de  $67,2^{\circ}\text{C}$  (Figura 6.13), no instante  $t = 225$  h.

No caso do *software b4cast*, é possível realizar o cálculo automático das tensões considerando os seguintes parâmetros:

- Módulo de elasticidade;
- Coeficiente de Poisson (adotado 0,2);
- Coeficiente de dilatação térmica (adotado  $10^{-5} /^{\circ}\text{C}$ );
- Modelo constitutivo de Fluência.

Para elaboração da curva de evolução do módulo de elasticidade foi utilizado o modelo proposto pela ABNT NBR 6118:2014 que consta na equação 2.10, considerando a utilização de agregado granítico e  $E_{ci}$  calculado de acordo com a equação 2.6. A curva obtida através dessa equação pode ser observada na figura 6.20.

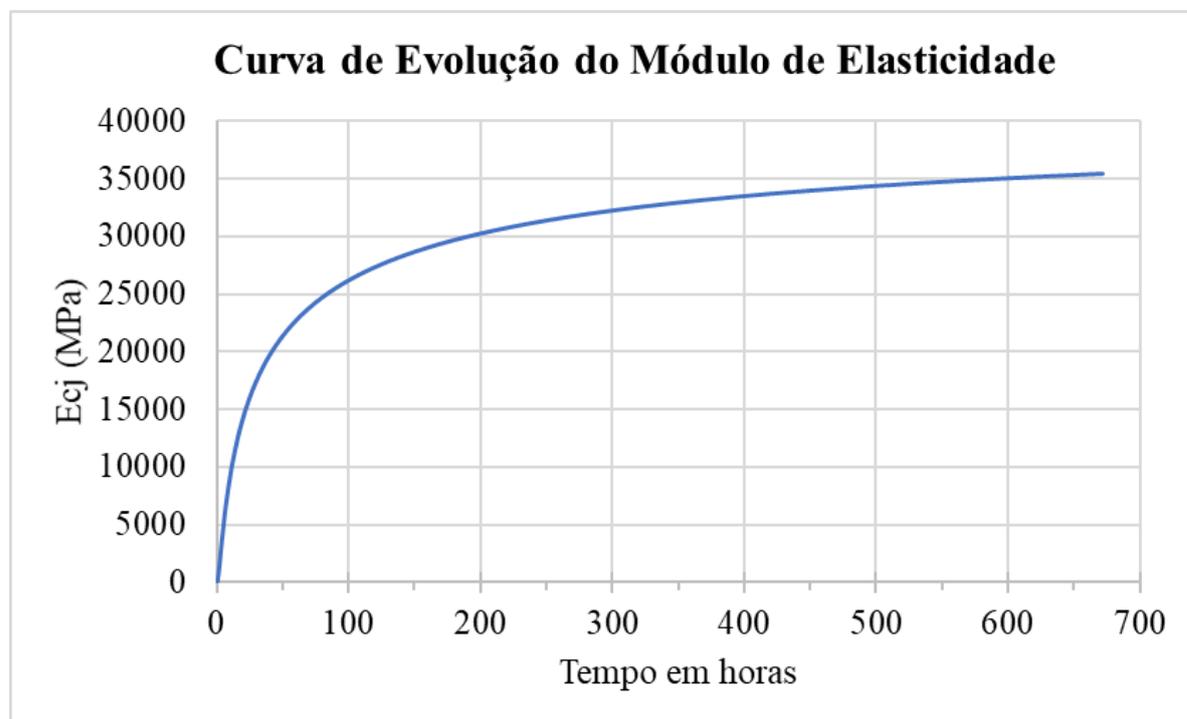


Figura 6.20 Curva de evolução do módulo de elasticidade do concreto obtida através da formulação da ABNT NBR 6118:2014.

O modelo constitutivo de fluência adotado pelo *b4cast* consiste em duas séries de elementos de *Kelvin* conectados (Figura 6.20).

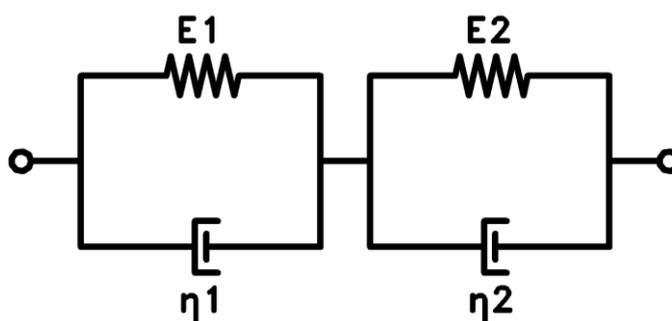


Figura 6.21 Modelo viscoelástico de *Kelvin* associado em série e utilizado pelo software *b4cast* para análise das tensões.

Nesse modelo, a taxa de deformação por fluência é calculada a partir das seguintes expressões:

$$\dot{\varepsilon}_c = \sum_{i=1}^2 \left( \frac{1}{\eta_i} \bar{\sigma} - \frac{E_i}{\eta_i} \varepsilon_{c,i} \right) \quad (6.1)$$

$$\bar{\sigma} = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}] \quad (6.2)$$

$$\bar{\bar{A}} = \begin{bmatrix} 1 & -v_c & -v_c & 0 & 0 & 0 \\ -v_c & 1 & -v_c & 0 & 0 & 0 \\ -v_c & -v_c & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+v_c) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+v_c) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+v_c) \end{bmatrix} \quad (6.3)$$

Onde:

$\varepsilon_c$  = taxa de deformação por fluência;

$\eta_i$  = fator de viscosidade do elemento de *Kelvin* (MPa.h);

$E_i$  = fator de elasticidade do elemento de *Kelvin* (MPa);

$\bar{\sigma}$  = vetor de tensões;

$\sigma_x$  = tensão normal na direção x;

$\sigma_y$  = tensão normal na direção y;

$\sigma_z$  = tensão normal na direção z;

$\tau_{xy}$  = tensão de cisalhamento no plano xy;

$\tau_{yz}$  = tensão de cisalhamento no plano yz;

$\tau_{zx}$  = tensão de cisalhamento no plano zx;

$\bar{\bar{A}}$  = matriz de fluência;

$v_c$  = coeficiente de Poisson na fluência;

$\varepsilon_{c,i}$  = taxa de deformação por fluência.

Nessas expressões, os valores dos parâmetros acima listados devem ser introduzidos como função da curva de maturidade determinada para esse concreto.

Para efeito de padronização do cálculo e na falta de determinações mais precisas, foram adotados para o módulo de elasticidade e resistência do concreto à tração os valores indicados pela ABNT NBR 6118:2014. Para o módulo de elasticidade nas primeiras idades, sua curva foi determinada a partir da equação 2.10, e a resistência do concreto à tração ( $f_{ctm}$ ) teve sua determinação realizada a partir da equação 2.4.

Os valores adotados para os parâmetros de elasticidade e viscosidade dos elementos de *Kelvin* foram definidos em função do tempo e da maturidade do concreto, com base nos dados de grau de hidratação utilizando o modelo proposto por De Schutter & Taerwe (1996) e De Schutter (1999) juntamente com as considerações de Powers (1966) para estimativa do grau de hidratação do cimento aos 28 dias.

Com a associação do grau de hidratação do cimento à curva de maturidade, é possível estabelecer a curva de variação dos parâmetros viscoelásticos do concreto em função do tempo e, com isso, simular o efeito da fluência sobre as tensões no concreto nas primeiras idades.

Nas considerações referentes ao grau de restrição, o modelo em elementos finitos do *software b4cast* considera automaticamente o efeito das restrições internas, causadas pela contração da periferia do elemento em relação ao núcleo. Nas restrições externas, considerou-se o elemento em contato direto com rocha, onde se atribuiu restrição total ( $K_r = 1,0$ ) ao movimento na região de contato, variando em função da altura do elemento estrutural, conforme recomenda o ACI 207.2R-2007. Tal condição foi adotada devido à ausência de estudos mais detalhados sobre o nível de restrição nessas condições.

A título de comparação serão apresentados os resultados das tensões com e sem a consideração da fluência do concreto.

Nas figuras 6.21 a 6.24 são apresentadas as curvas de variação da tensão de origem térmica nos eixos  $x$  (transversal) e  $z$  (longitudinal) da Sapata, sem a consideração da fluência. Cada curva corresponde ao ponto de locação de cada termopar, sendo que as tensões com sinal positivo são tensões de tração, e as com sinal negativo, de compressão.

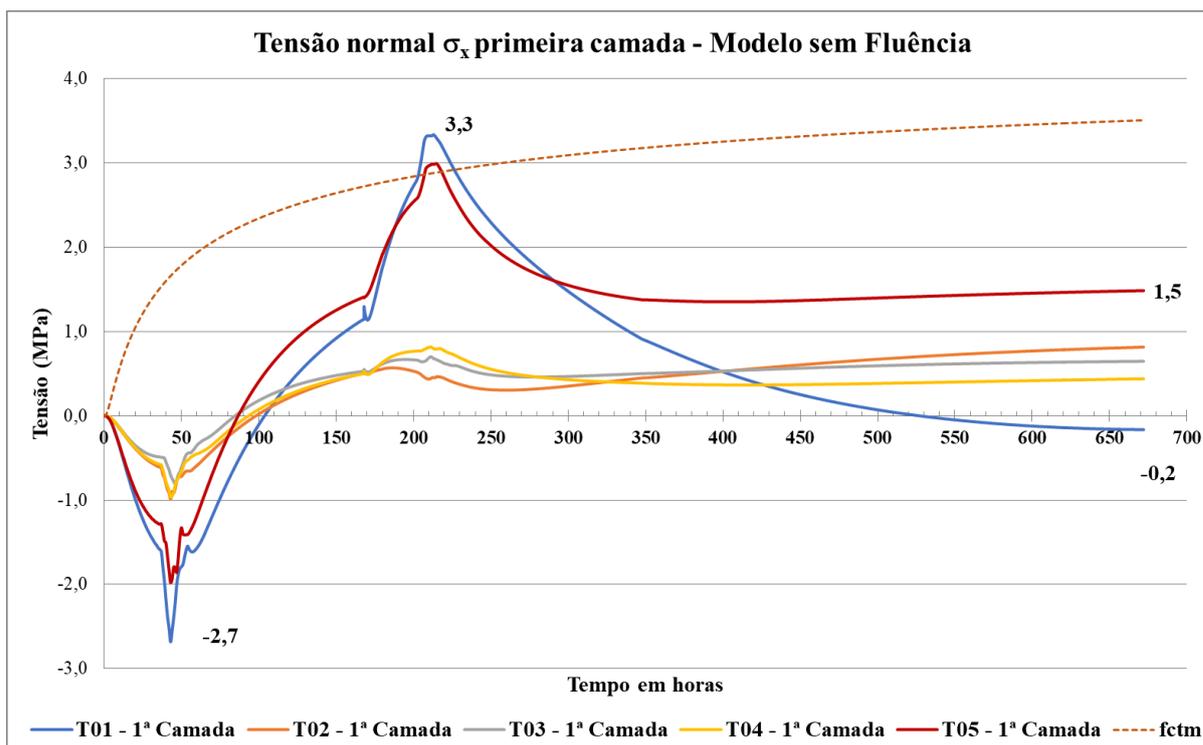


Figura 6.22 Tensões normais  $\sigma_x$  obtidas no modelo de elementos finitos para a primeira camada de concretagem sem consideração da fluência.

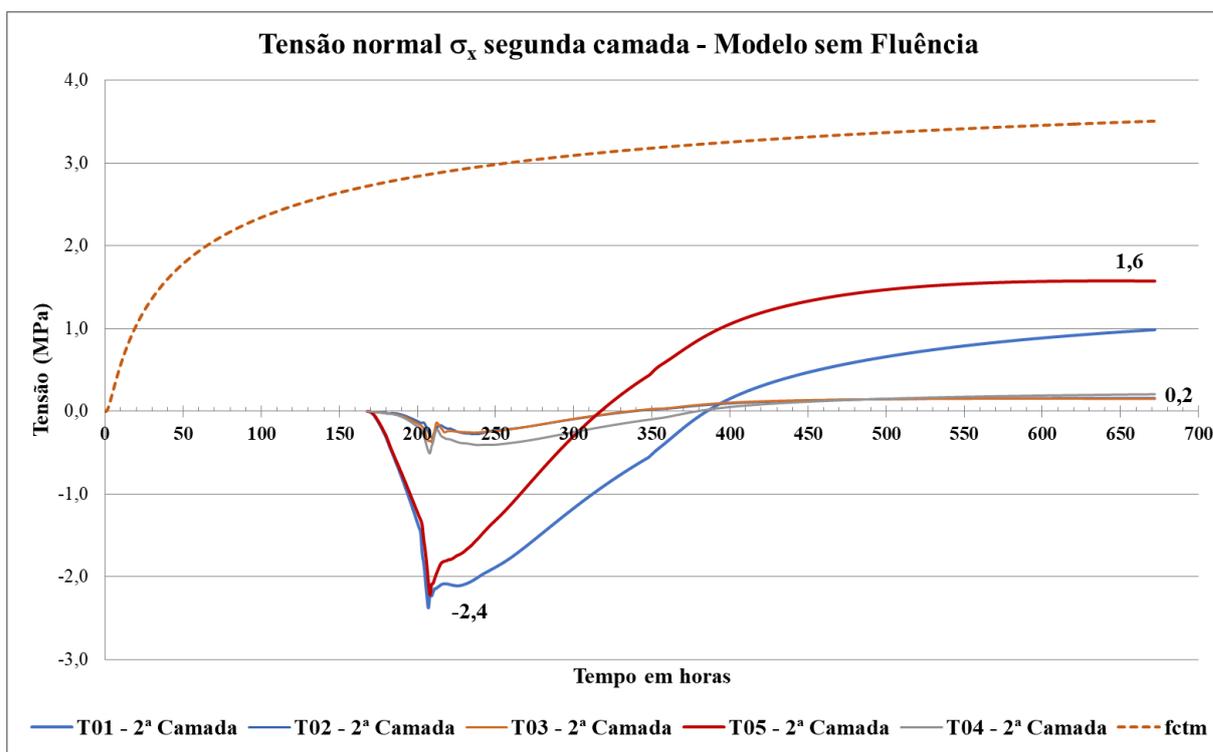


Figura 6.23 Tensões normais  $\sigma_x$  obtidas no modelo de elementos finitos para a segunda camada de concretagem sem consideração da fluência.

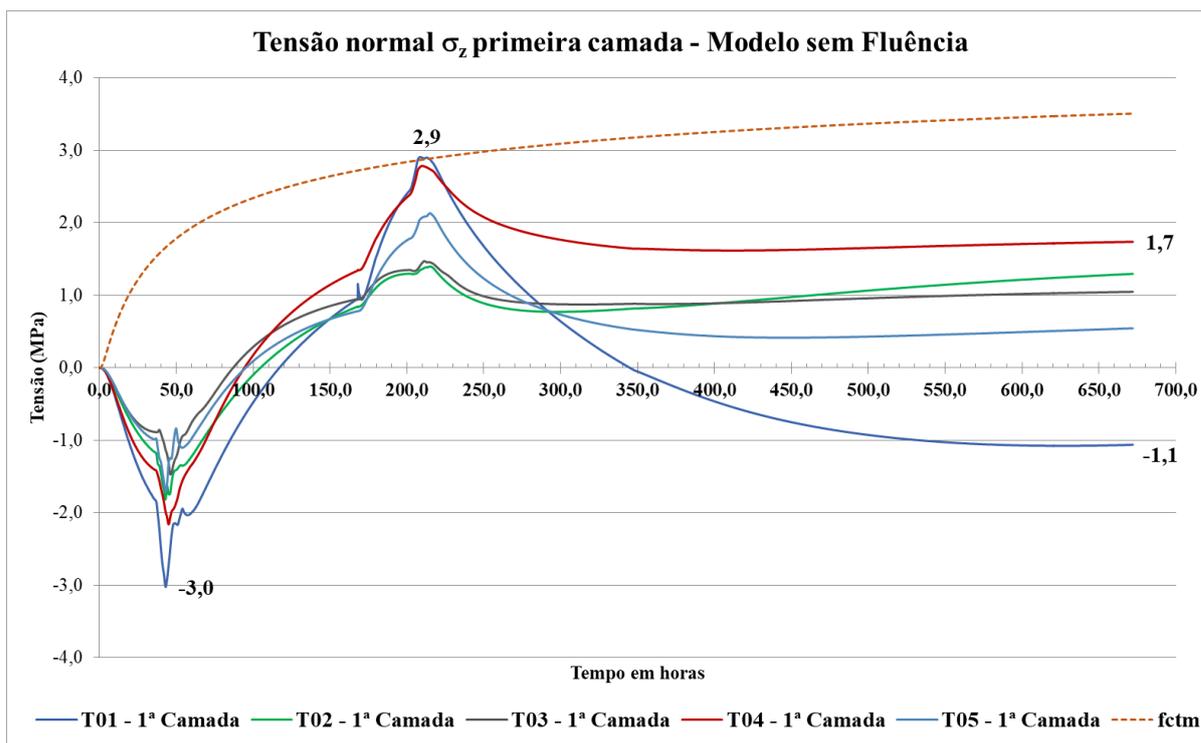


Figura 6.24 Tensões normais  $\sigma_z$  obtidas no modelo de elementos finitos para a primeira camada de concretagem sem consideração da fluência.

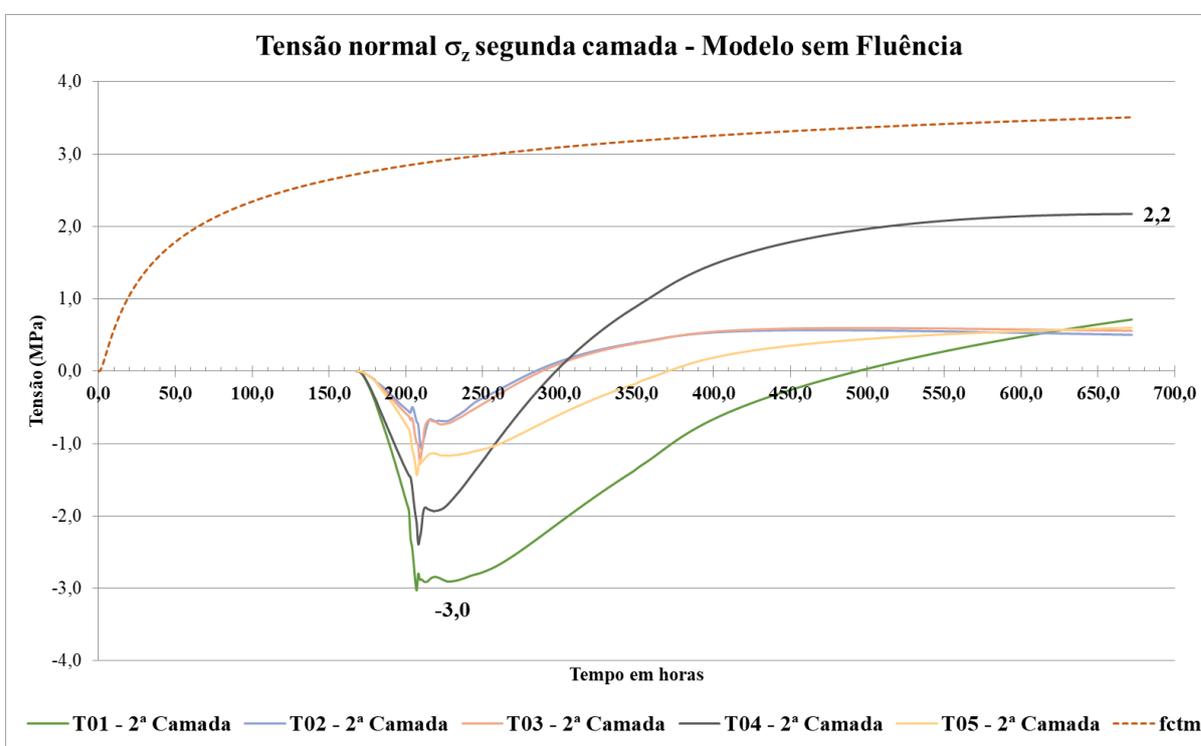


Figura 6.25 Tensões normais  $\sigma_z$  obtidas no modelo de elementos finitos para a segunda camada de concretagem sem consideração da fluência.

Na figura 6.25 é apresentada a envoltória dos resultados de tensões do modelo sem as considerações de fluência.

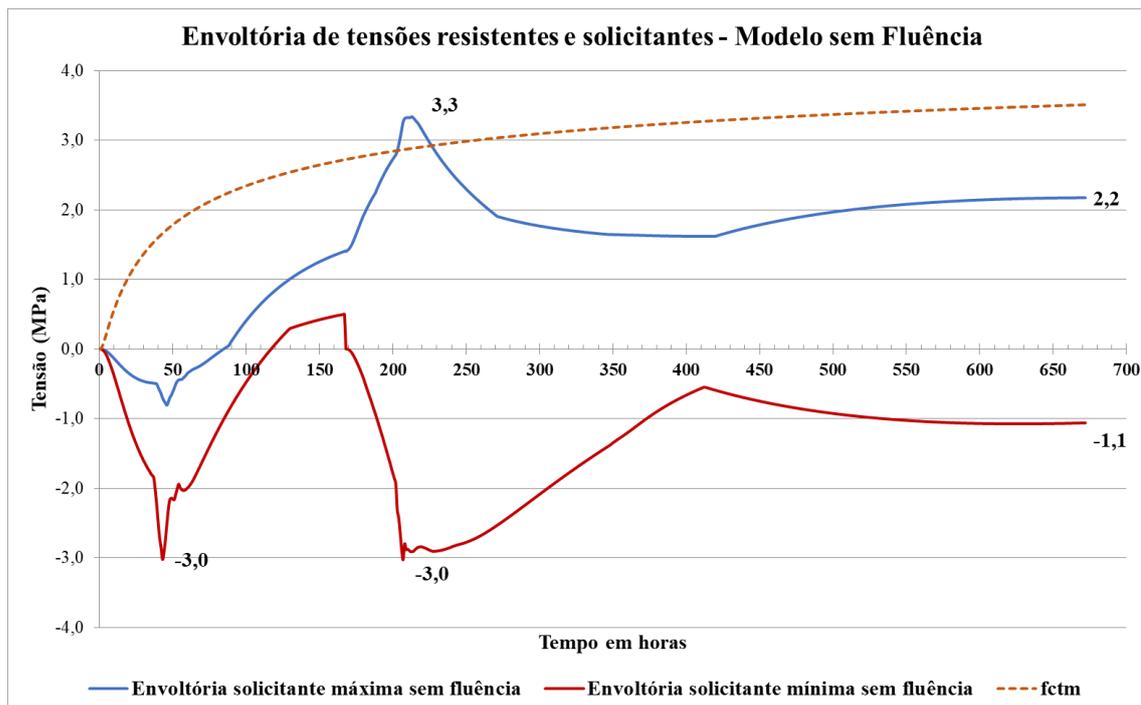


Figura 6.26 Envoltória de tensões resistentes e solicitantes obtida no modelo sem consideração da fluência.

Já nas figuras 6.26 a 6.29 são apresentadas curvas de variação das tensões de origem térmica nos eixos  $x$  (transversal) e  $z$  (longitudinal) da Sapata, agora no modelo onde se levou em consideração o efeito da fluência com base no modelo constitutivo viscoelástico de *Kelvin*.

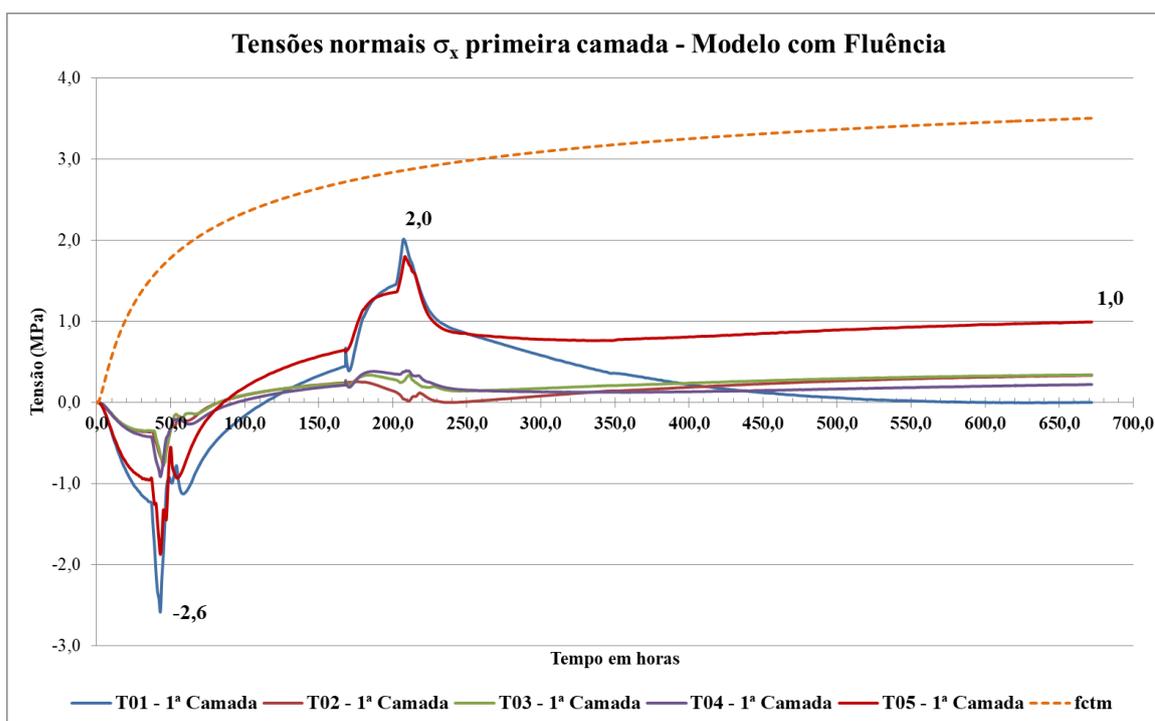


Figura 6.27 Tensões normais  $\sigma_x$  obtidas no modelo de elementos finitos para a primeira camada de concretagem com consideração de fluência.

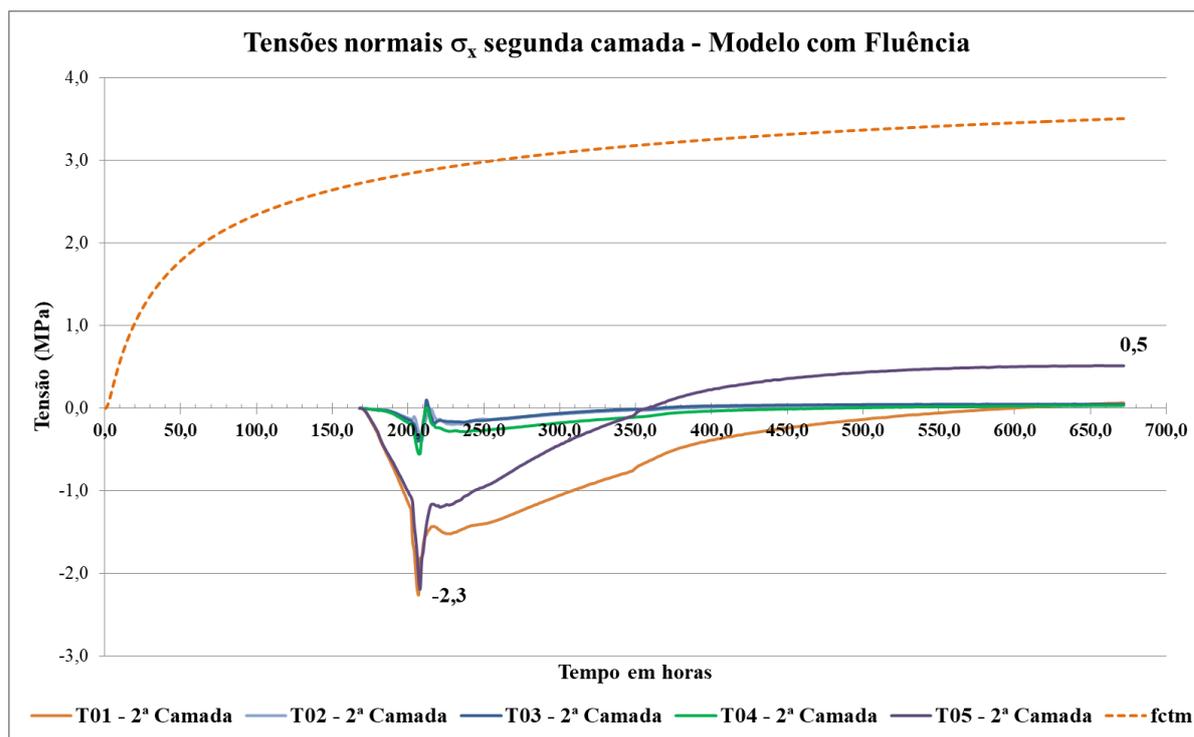


Figura 6.28 Tensões normais  $\sigma_x$  obtidas no modelo de elementos finitos para a segunda camada de concretagem com consideração de fluência.

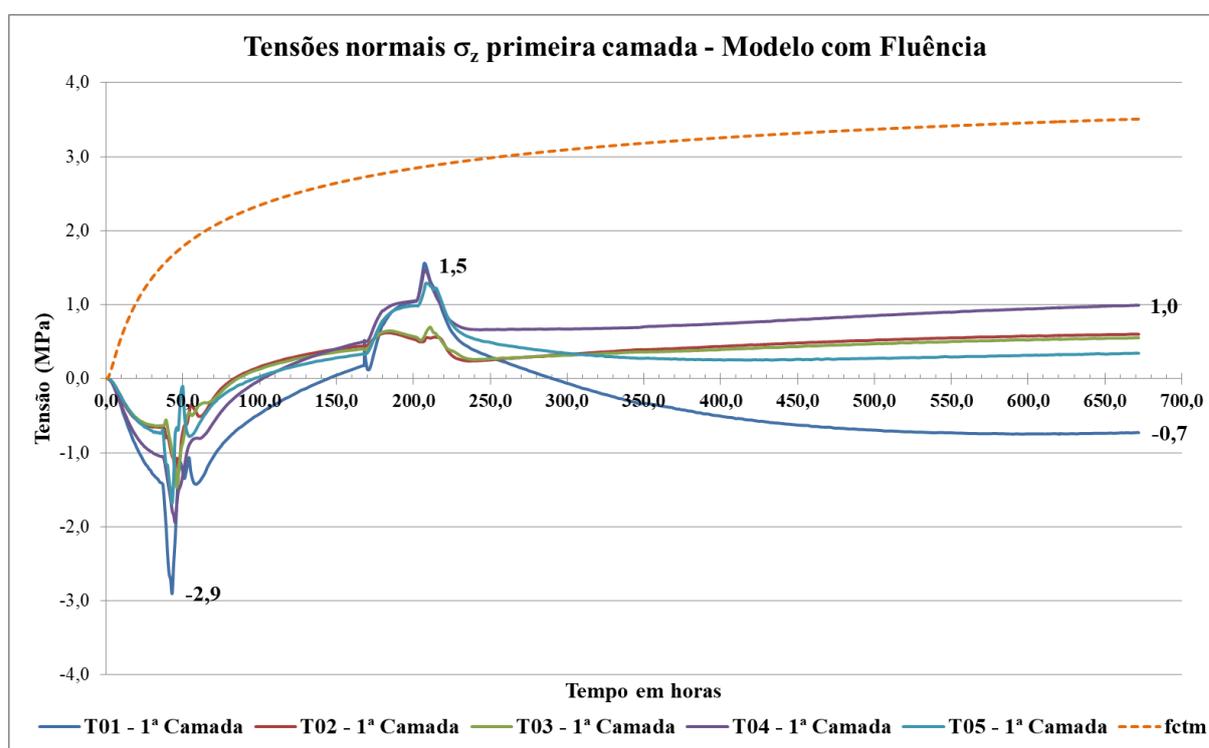


Figura 6.29 Tensões normais  $\sigma_z$  obtidas no modelo de elementos finitos para a primeira camada de concretagem com consideração de fluência.

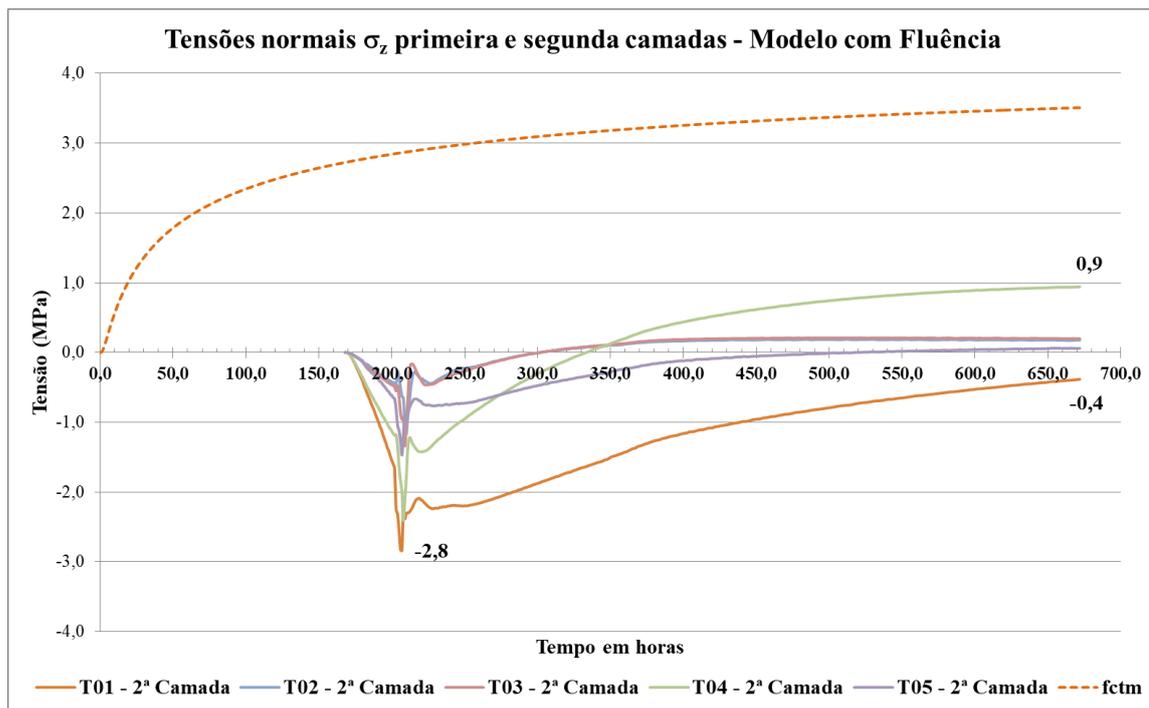


Figura 6.30 Tensões normais  $\sigma_z$  obtidas no modelo de elementos finitos para a segunda camada de concretagem com consideração de fluência.

Na figura 6.30 é apresentada a envoltória dos resultados de tensões solicitantes, obtida através do modelo com a consideração da fluência através do procedimento viscoelástico de *Kelvin*. A envoltória de tensões resistentes de tração foi determinada segundo a ABNT NBR 6118:2014.

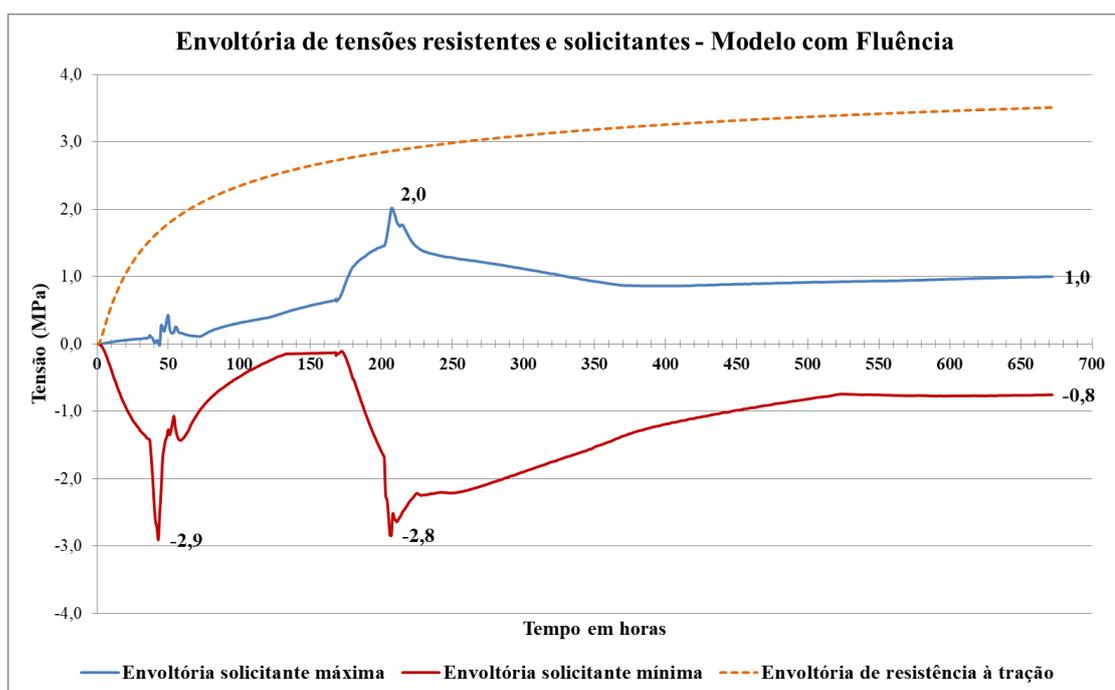


Figura 6.31 Envoltória de tensões resistentes e solicitante obtida no modelo com consideração da fluência.

## 6.5 Resultados do monitoramento térmico realizado em campo

### 6.5.1 Detalhes de instrumentação da Sapata

Conforme já indicado em 6.4.2, os termopares foram convenientemente instalados em cada camada de execução da Sapata de modo a se poder comparar o valor das temperaturas do modelo físico ao modelo numérico de elementos finitos, uma vez que este propiciou a análise tridimensional do problema.

O posicionamento dos termopares foi realizado conforme indicado na figura 6.12 e, na 6.31, pode-se observar a sapata já armada, precedentemente ao evento de concretagem, com os pontos de instalação dos termopares destacados.



Figura 6.32 Sapata armada, precedente a concretagem da primeira camada, e termopares destacados em vermelho.

A evolução das temperaturas do concreto foi monitorada com o uso de termômetros digitais da marca ICEL, modelo TD-890, e cabos termopares tipo “K” (Cromo/Alumínio) colocados através de uma barra de aço auxiliar, de forma a se garantir seu posicionamento durante o lançamento do concreto. Na figura 6.32 pode-se observar o detalhe de fixação do conjunto do termopar na estrutura da Sapata e o detalhe do termopar utilizado.



Figura 6.33 Detalhe da fixação do termopar e do aquisitor de dados na estrutura da Sapata e do termopar tipo “k” utilizado.

A concretagem da primeira camada ocorreu no dia 06 de fevereiro de 2015 e a segunda camada foi executada em 13 de fevereiro de 2015. Nas figuras 6.33 a 6.35 são apresentados os registros dos procedimentos de recebimento do concreto aplicado na Sapata.



Figura 6.34 Chegada do primeiro caminhão betoneira na obra.



Figura 6.35 Verificação da temperatura no recebimento do concreto.



Figura 6.36 Ensaio de abatimento de tronco de cone realizado no concreto aplicado na Sapata.

Registra-se que a temperatura de recebimento do concreto situou-se entre 13,0 e 14,5° C.

#### 6.5.2 Resultados aferidos em campo

Após sete dias da finalização da última camada, os termopares foram desligados, sendo que todos os cinco sensores registraram as leituras, na primeira camada, durante o instante  $t = 0$  ao instante  $t = 171$  h, e na segunda camada o registro dos dados ocorreu entre os instantes  $t = 167$  h a  $t = 339$  h. Simultaneamente a cada termopar foi acoplado um sensor para medir a variação da temperatura ambiente, tendo sido registrada uma leitura a cada hora em todos os sensores.

Na figura 6.36 são apresentadas as leituras de temperatura obtidas em campo para a primeira camada de concretagem da Sapata e, na figura 6.37, apresenta-se as leituras registradas na segunda camada.

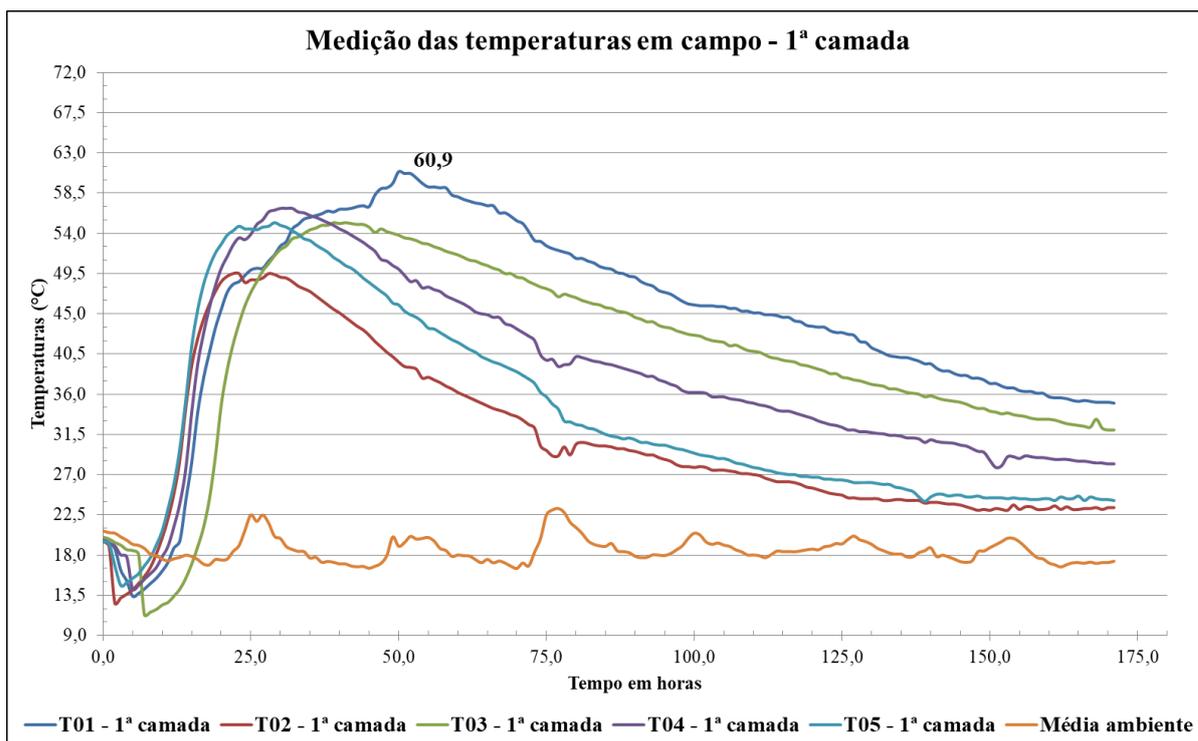


Figura 6.37 Gráfico das temperaturas obtidas na primeira camada.

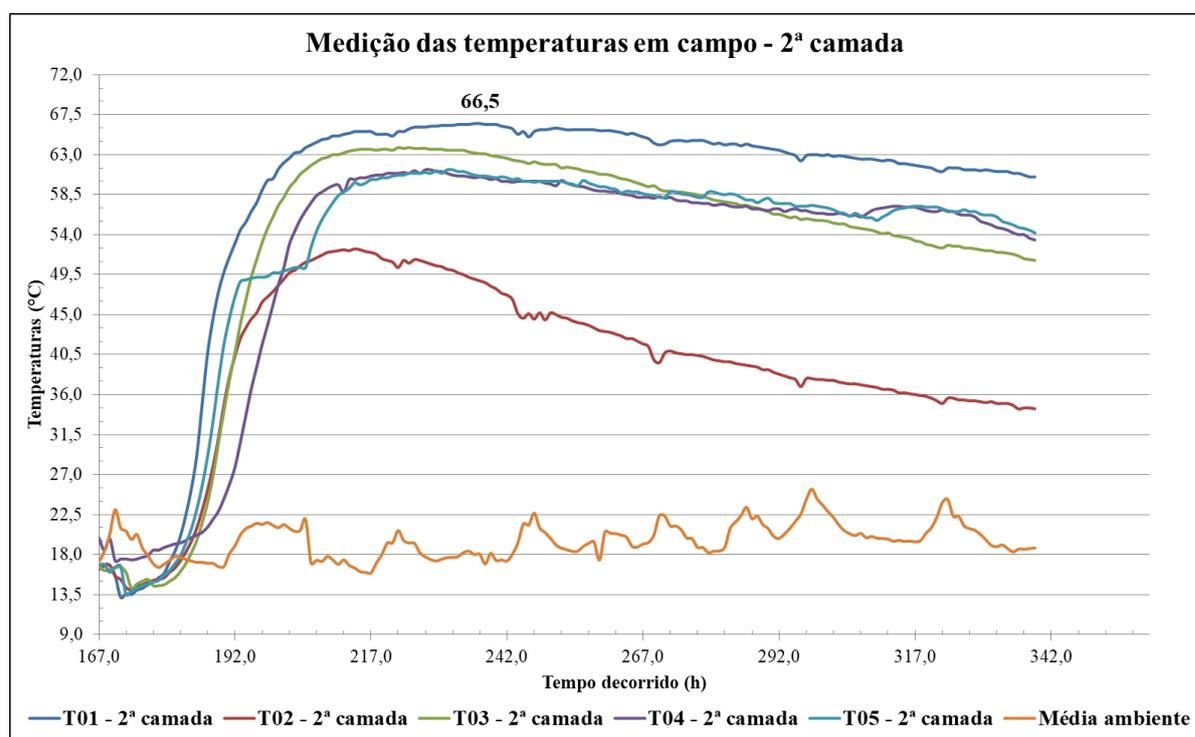


Figura 6.38 Gráfico das temperaturas obtidas na segunda camada.

Observa-se que o pico de temperatura da primeira camada ocorreu no instante  $t = 50$  h, com valor de  $60,9^{\circ}\text{C}$ , registrado no Termopar T01. O pico de temperatura da segunda camada ocorreu no instante  $t = 236$  h, com valor de  $66,5^{\circ}\text{C}$ , também no Termopar T01.

## **7 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E COMPARAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS DE PREVISÃO**

Neste capítulo serão discutidos e avaliados os aspectos envolvidos nos modelos numéricos de previsão da elevação da temperatura no concreto e, também, será realizada a comparação dos resultados numéricos com os resultados obtidos no monitoramento do modelo físico da Sapata.

Com base nessas comparações e avaliações, será realizada uma análise crítica dos métodos disponíveis para modelagem de problemas envolvendo o calor de hidratação do cimento, assim como metodologias para aferir os modelos de cálculo de tensão de origem térmica.

### **7.1 Balanço térmico do traço de concreto**

A realização do balanço térmico do traço, apesar de não fornecer resultados que possam ser considerados representativos do modelo físico, constitui uma importante ferramenta de verificação inicial do potencial de ganho térmico de um traço, assim como permite uma avaliação da necessidade de pré-refrigeração do concreto.

Nela, não são consideradas as perdas por troca de calor, sendo os cálculos realizados como se o sistema fosse totalmente adiabático, o que não ocorre durante a execução de estrutura, por exemplo.

Devido à simplicidade de sua elaboração e da necessidade apenas da curva do calor de hidratação do cimento, pode-se dizer que o balanço térmico é o primeiro passo a ser realizado quando se tem um problema envolvendo concreto massa, constituindo-se como uma ferramenta bastante útil a ser utilizada na fase de estudo de dosagem do concreto, objetivando, em primeira instância, obter um traço que atenda às especificações de resistência e, ao mesmo tempo, gere a menor quantidade de calor possível. Trata-se de uma modelagem expedita.

No caso do traço de concreto em questão, ao se realizar o seu balanço térmico, pode-se notar, de forma bastante clara, o seu potencial de geração de calor, o que motiva a realização de estudo térmico aprofundado diante do volume do elemento

de concreto a ser executado, no caso uma Sapata com volume de 771,7 m<sup>3</sup> e  $f_{ck}$  de 40 MPa aos 28 dias, o que exige um consumo de cimento considerável.

Dessa forma, como a solução mais viável do ponto de vista executivo foi a pré-refrigeração do concreto e posterior divisão em camadas, pôde-se avaliar as temperaturas iniciais do material de modo a se minimizar os problemas, muito embora se considere que o cálculo deva ser realizado de forma interativa, ajustando a temperatura de entrada conforme os resultados dos modelos de simulação forem sendo obtidos.

## 7.2 Previsão teórica via método de *Schmidt*

O método de *Schmidt* baseia-se fundamentalmente na troca de calor entre os elementos vizinhos e o avaliado somado à elevação adiabática da temperatura. Como a metodologia tem sua origem na equação de troca de calor de *Fourier*, deve-se considerar também o tempo na avaliação do problema.

A troca de calor entre os elementos considerados é avaliada pela média aritmética das temperaturas dos elementos adjacentes no instante “t” anterior, somada à elevação adiabática da temperatura nesse intervalo  $\Delta t$ .

Dessa forma, dividindo o elemento em diversos elementos unidirecionais é possível considerar no problema, de forma muito simplificada, a troca de calor que ocorre com o meio externo, assim como as trocas de calor que ocorrem internamente no concreto.

Não obstante, a formulação do método de *Schmidt* apresenta algumas deficiências no sentido de sua difícil implementação para análises bidimensionais e tridimensionais de fluxo de temperatura, o que dificulta sua aplicação nesse tipo de avaliação.

Outro fator que deve ser mencionado é a incapacidade do método para o cálculo de camadas de espessuras diferentes, sendo o método válido apenas para cálculo em camadas iguais, e também o fato de não ser possível considerar as condições de convecção do elemento de concreto com o meio externo, parâmetro fundamental

para se determinar a taxa de troca de calor e, conseqüentemente, as diferenças internas de temperatura no concreto.

Há uma boa aproximação entre modelos para o cálculo térmico em apenas uma camada. Entretanto na comparação com o modelo físico, seria conveniente adotar um coeficiente de segurança para o valor da temperatura.

### **7.3 Previsão teórica via Método da Maturidade e cálculo via Método dos Elementos Finitos**

Sem dúvida, as aplicações computacionais constituem uma importante ferramenta para a avaliação dos problemas de engenharia, tendendo a economizar tempo em análises complexas envolvendo sistemas de equações.

Conforme visto nas referências bibliográficas consultadas, o Método da Maturidade possui um grau de precisão bastante elevado desde que os parâmetros para determinação de sua curva sejam obtidos adequadamente.

A associação desse procedimento a uma aplicação computacional em Método dos Elementos Finitos permite a avaliação do elemento estrutural de forma tridimensional juntamente com as condições de contorno existentes no problema, como a convecção, restrições e outros.

Conforme observado no Capítulo 5, o programa utilizado neste caso, o *b4cast*, emprega a metodologia do Método da Maturidade baseado na equação de *Nurse-Saul*, para a obtenção da elevação da temperatura, e, por meio das equações de *Fourier*, realiza o cálculo do fluxo e troca de calor em todas as três direções.

Com as considerações mais completas da aplicação, obtém-se um resultado que leva em conta diversas variáveis e que podem se traduzir em um resultado mais próximo à realidade, com a ressalva de que podem ser ainda inferiores aos resultados do modelo físico.

## 7.4 Comparação entre modelos

### 7.4.1 Análise de temperatura

Avaliando comparativamente o modelo de *Schmidt*, os resultados obtidos via MEF e os dados de monitoramento, nota-se que a previsão via método Tabular de *Schmidt* resultou em pico de 54,3° C na primeira camada contra 56,4° C na previsão via Método da Maturidade. No caso da segunda camada a diferença foi ainda maior entre os modelos, resultando em 56,2° C na previsão via método de *Schmidt* e 67,2° C na previsão via Maturidade.

Comparando os modelos com os resultados do modelo físico, nota-se que a previsão via Método da Maturidade aplicada via MEF produziu resultados muito mais próximos àqueles efetivamente obtidos em campo. Na Tabela 7.1 pode-se observar a comparação dos resultados entre camadas obtidos por cada metodologia.

Tabela 7.1 Comparação entre os picos de temperatura obtidos

<b>Métod Local</b>	<b>Método de Schmidt (° C)</b>	<b>Método da Maturidade (MEF) – (° C)</b>	<b>Modelo Físico (° C)</b>
1ª Camada	54.3	56.4	60.9
2ª Camada	56.2	67.2	66.5

A diferença considerável obtida principalmente entre o método tabular e o modelo físico pode estar relacionada à simplificação da formulação e ao fato de que não se considera os dados de contorno do problema de forma efetiva.

Se comparados os resultados apenas da primeira camada, pode-se dizer que houve uma aproximação muito razoável entre os dois métodos numéricos estudados e o modelo físico, com a ressalva de que ambos os modelos resultaram em temperaturas menores do que as de fato mensuradas em campo. Na figura 7.1, apresenta-se uma comparação entre as curvas de elevação de temperatura de cada método, juntamente com os dados obtidos em campo nos termopares.

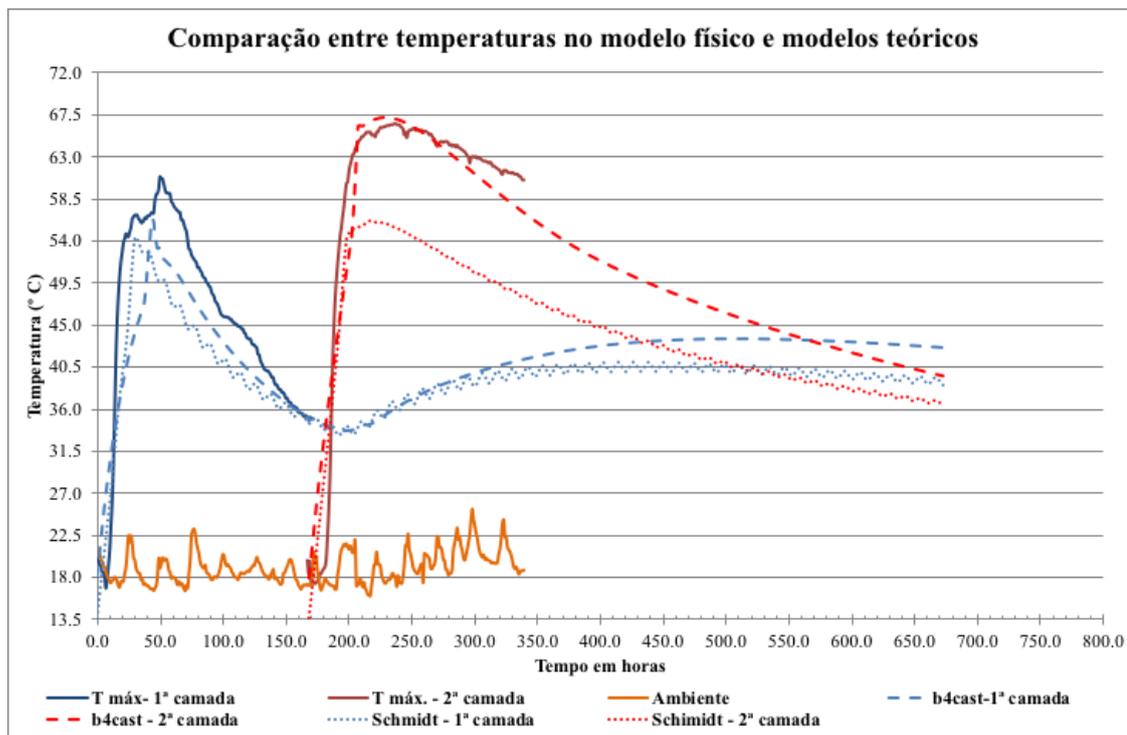


Figura 7.1 Gráfico com a comparação entre os modelos numéricos e modelo físico na evolução da temperatura.

Nota-se no gráfico da figura 7.1 que, no caso da segunda camada, o modelo em elementos finitos resultou em uma aproximação muito conexas ao modelo físico, estando o resultado da previsão numérica ligeiramente acima do valor real. Já a avaliação via método de *Schmidt* se mostrou muito aquém para segunda camada, gerando resultados de cerca de 10° C abaixo do aferido no modelo físico, o que demonstra a invalidade deste método para o cálculo de elementos com camadas de espessuras diferentes.

Um outro ponto importante a ser mencionado é a consideração da taxa de convecção no modelo, que constitui uma importante parcela da formulação da troca de calor e é responsável por controlar a velocidade com que as trocas de calor são realizadas com o meio externo. Essa consideração só foi possível no modelo em elementos finitos, visto que o método de *Schmidt* não contempla tal consideração. Assim, constata-se que a maior proximidade entre os resultados do modelo físico foi observada na aplicação do Método da Maturidade associado ao modelo em elementos finitos.

Cabe ressaltar também que a variabilidade das operações de dosagem do concreto dentro da central dosadora podem influenciar diretamente nos resultados, visto que

o consumo de cimento efetivo está sujeito à variação, influenciando na quantidade de calor gerada, e a formulação dos modelos não contemplaram tais variabilidades.

Para que se pudesse ter uma avaliação fidedigna dos modelos, era possível realizar uma análise inversa e estabelecer uma envoltória térmica ajustando os dados com os dados reais de pesagem dos materiais, considerando o desvio padrão e variabilidade da central dosadora.

Outro fato importante na análise dessa variabilidade vai de encontro ao observado por Vicente *et al.* (2014), onde se verifica que a variabilidade do teor de escoria, no caso do cimento CP-III, tem grande influência na curva de calor de hidratação do cimento, e como a ABNT NBR 5735 permite teores de 35 a 70% de escoria na composição do cimento de alto forno, um cimento classificado como CP-III pode ter diversas curvas de calor de hidratação segundo o teor de escoria empregado.

Tendo por base o observado nesse estudo de caso, pode-se dizer que o uso do método tabular de *Schmidt* tem boa aproximação para elementos de concreto executados em uma única camada, ou ainda em elementos com camadas de espessuras iguais, sendo conveniente adotar um coeficiente de segurança nas curvas de temperatura.

O estabelecimento de um coeficiente de segurança adequado careceria de mais dados de pesquisa de modo a se realizar uma análise matemática adequada.

Outra questão, agora sobre a temperatura aferida em campo, concerne ao pico de temperaturas atingido na segunda camada com valor de 66,5° C.

Conforme observado no Capítulo 4, Mehta & Monteiro (2014) sugerem que valores de temperatura acima de 65° C são suficientes para dissolver os cristais de etringita e criar potencial para formação de etringita tardia, o que poderia acarretar em fissuração do elemento estrutural. Sobre o mesmo tema, Taylor & Famy (2001) sugerem que o valor de temperatura necessário para dissolução dos cristais é de 70° C, estando nesse cenário o bloco dentro do limite aceitável por estes pesquisadores.

Em todo o caso, o pico de temperaturas tendo se situado entre 65° C e 70° C, deveu-se à decisão de se executar a Sapata em apenas duas camadas. A adoção de uma camada intermediária certamente deixaria o pico de temperatura abaixo de 65° C.

Visto que há divergência entre pesquisadores sobre o limite máximo de temperatura, do ponto de vista de engenharia, deve-se sempre adotar o limite mais conservador.

Em suma, a análise de temperaturas depende de uma série de parâmetros de entrada que são de difícil obtenção e possuem grande variabilidade, sendo necessário muita cautela na determinação desses parâmetros e na modelagem numérica como um todo.

#### 7.4.2 Análise de tensões

Como as tensões de origem térmica estão diretamente associadas ao gradiente de temperatura ao qual o elemento estrutural é submetido, a sua correta avaliação depende fundamentalmente da precisão do modelo de previsão de temperaturas.

Neste caso, a avaliação de tensões com os dados obtidos via método de *Schmidt* fica prejudicada, uma vez que os dados de temperatura calculados para a segunda camada de concretagem resultaram em valores muito aquém dos reais obtidos.

Não obstante, nota-se também que a consideração do efeito da fluência nas primeiras idades é fundamental para uma avaliação correta do nível de tensões geradas pela retração térmica.

Considerou-se que a avaliação simplificada de tensões para os dados obtidos via método de *Schmidt* tiveram uma boa aproximação para os dados obtidos para a primeira camada de concretagem, o que é esperado, visto que o cálculo de temperaturas para a primeira camada resultou em valores próximos ao modelo de elementos finitos. Na figura 7.2 é apresentada a comparação das envoltórias de tensão calculadas através do modelo da equação 4.2 com as temperaturas obtidas pelo método de *Schmidt*. Na figura 7.3 apresenta-se a mesma comparação com as

tensões obtidas via Método dos Elementos Finitos utilizando o modelo constitutivo de *Kelvin*, através das equações 6.1, 6.2 e 6.3.

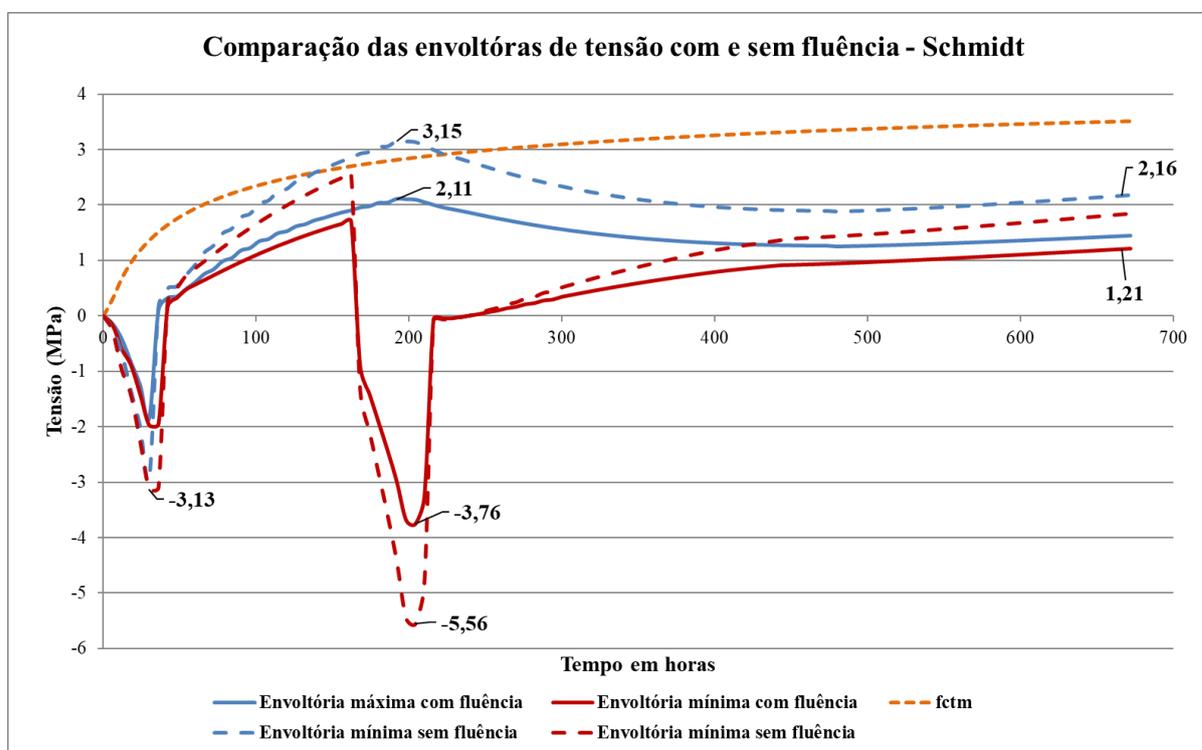


Figura 7.2 Envoltória de tensões com e sem a consideração da fluência do concreto obtidas a partir do método de *Schmidt*.

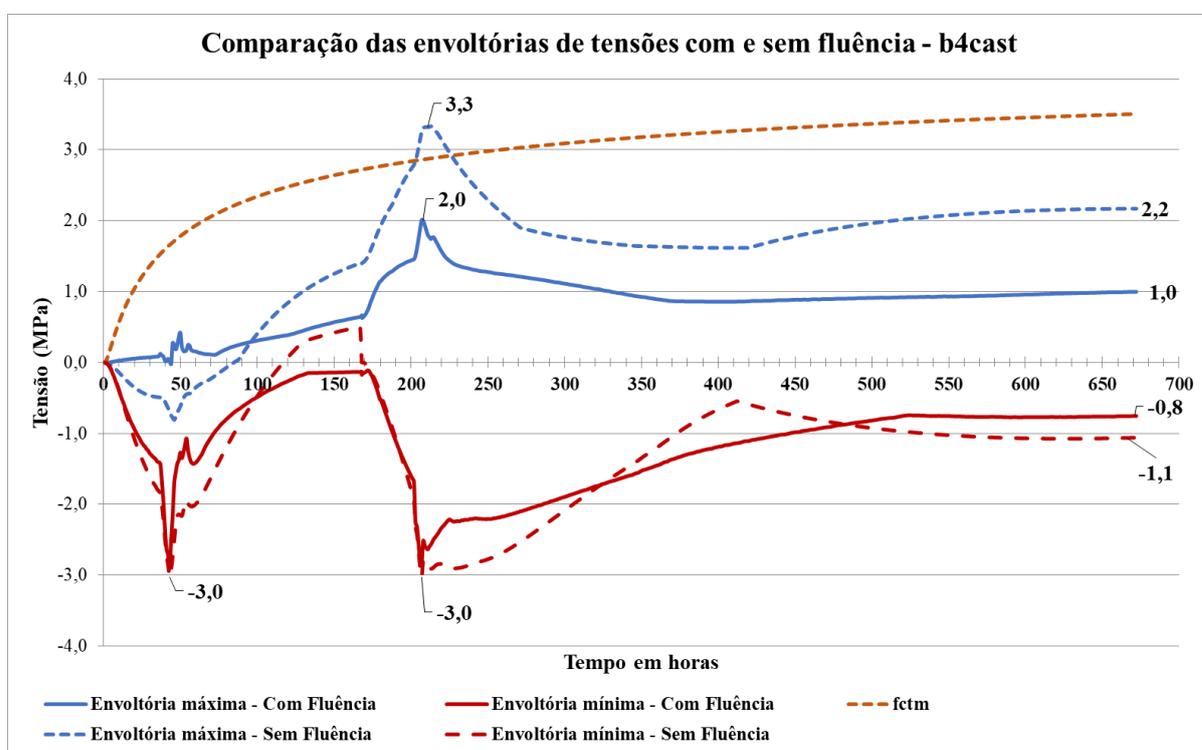


Figura 7.3 Envoltória de tensões com e sem a consideração da fluência do concreto obtidas a partir do Método de Elementos Finitos.

Comparando as figuras 7.2 e 7.3 nota-se que, do ponto de vista da consideração do coeficiente de fluência, o modelo constitutivo de *Kelvin*, adotado pelo *b4cast*, conduz a valores de tensão muito próximos aos obtidos com o uso do coeficiente de fluência proposto pela ABNT NBR 6118, quando observados os valores obtidos para a primeira camada de concretagem.

Como nessa região as curvas de temperatura possuem valores muito próximos, é razoável dizer que há um certo ajuste entre o modelo normativo e o adotado para o cálculo via elementos finitos. Entretanto, a mesma análise fica prejudicada para a segunda camada, dada a discrepância dos valores de temperatura obtidos pelo método de *Schmidt*.

Neste caso, com intuito de comparar de forma equivalente o modelo de elementos finitos com o modelo normativo, foi realizada a comparação entre os valores de tensões obtidas através do cálculo utilizando o modelo constitutivo de *Kelvin*, juntamente com o valor das tensões obtidas com a introdução do coeficiente de fluência, calculado conforme o Anexo A da ABNT NBR 6118:2014. O resultado dessa comparação entre as envoltórias pode ser observado na figura 7.4.

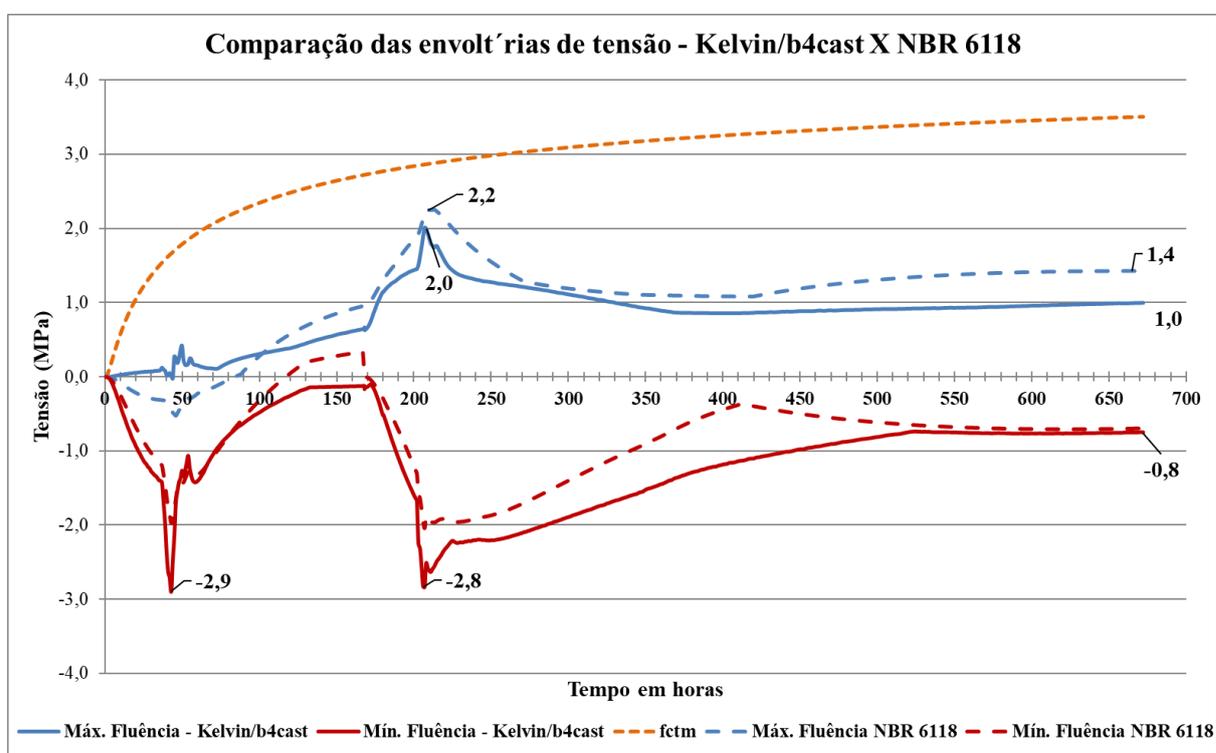


Figura 7.4 Comparação das envoltórias de tensão obtidas com os diferentes métodos de simulação da fluência do concreto.

Nesta comparação entre o modelo constitutivo de *Kelvin* e o Anexo A da ABNT NBR 6118, nota-se que o modelo normativo apresenta certa segurança para os resultados de tensões máximas (tração) com boa aproximação entre os valores em ambas as curvas, o que indica que o modelo de fluência utilizado na simulação em elementos finitos conduz a resultados bastante satisfatórios e condizentes com a literatura e consenso técnico atual.

Juntamente com essa constatação, nota-se que o modelo de obtenção dos parâmetros viscoelásticos associados ao grau de hidratação, proposto por De Schutter & Taerwe (1996) e De Schutter (1999), se ajustam com bastante precisão ao modelo normativo adotado pela ABNT NBR 6118.

Faz-se uma ressalva novamente quanto a obtenção dos parâmetros de entrada, que no caso das tensões, dependem do módulo de elasticidade e do coeficiente de fluência, que carregam consigo grandes variabilidades em suas determinações, principalmente nas primeiras idades.

## **8 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Esta dissertação possibilitou realizar uma ampla revisão bibliográfica sobre a temática do calor de hidratação do cimento Portland e seus efeitos em elementos de concreto de grandes volumes. Foram consultados diversos documentos técnicos dos mais recentes até a literatura consagrada pela tecnologia do concreto.

A possibilidade de avaliar um modelo físico em condições reais de obra deu também um caráter especial a esse trabalho, uma vez que, fora do controle das condições de laboratório, certas variáveis não têm o controle adequado e podem ter grande influência nos resultados gerados.

Neste quesito pode-se considerar que os procedimentos e controles adotados na execução e monitoramento da Sapata conduziram a resultados muito próximos ao do modelo numérico elaborado via Método dos Elementos Finitos.

Juntamente com isso, pode-se avaliar numericamente a introdução da fluência no cálculo de tensões de origem térmica e comparar os resultados com o modelo normativo atualmente adotado pela ABNT NBR 6118.

### **8.1 Conclusões**

Como conclusões efetivas deste trabalho, a comparação entre duas diferentes metodologias de previsão de temperatura mostra as dificuldades da realização de um estudo complexo, porém extremamente necessário para a mitigação de problemas patológicos.

O fenômeno da retração térmica, anteriormente exclusivo a barragens de concreto, hoje é um problema recorrente nas edificações em geral e necessita ser considerado no projeto desses elementos, pois os problemas oriundos da temperatura do concreto podem gerar grandes prejuízos financeiros e até mesmo comprometer a segurança de uma estrutura.

Problemas como a formação de etringita tardia (DEF) podem comprometer a monoliticidade de elemento de concreto e, como geralmente esses elementos se encontram nas fundações, sob o solo, as consequências são apenas observadas

quando a estrutura apresenta sinais de comportamento inadequado, como fissuras, recalques diferenciais e outros sintomas.

A comparação entre um método tabular e um método envolvendo análise por elementos finitos demonstra a grande diferença entre os modelos e a necessidade da adoção de coeficientes de ajuste no caso da previsão por métodos mais simplificados. Atribui-se a diferença obtida via método de *Schmidt* a impossibilidade da consideração das condições de contorno do problema e o fato de que a análise adotada foi unidirecional dada a complexidade de cálculos tridimensionais neste método.

A simplificação de *Schmidt* considera apenas a geração de calor de um elemento e a troca de calor direta entre os elementos adjacentes e não são consideradas as condições de convecção entre o elemento e o meio externo tampouco a velocidade da troca em função do vento.

Neste caso, pode-se dizer que a realização de uma análise unidirecional via método de *Schmidt* é viável apenas para uma análise prévia do problema, de modo a se ter uma ordem de grandeza menos imprecisa a já obtida no balanço térmico ou, ainda, em situações que envolvam apenas uma camada de concretagem, devendo-se adotar um coeficiente de segurança para a temperatura e sua aplicação só é válida para elementos divididos em camadas com espessuras iguais.

A análise realizada via Método da Maturidade conduziu a resultados muito próximos aos reais do monitoramento, sendo considerado seu uso plenamente viável em simulações desse tipo.

A dificuldade nesta aplicação se dá apenas na programação da ferramenta de elementos finitos, visto que é necessário criar previamente uma rotina de pré-processamento e introduzir os dados de maturidade no *software* de elementos utilizado.

No caso do *b4cast*, devido ao fato de ser uma aplicação exclusiva para análise de problemas de calor de hidratação do concreto, este já possui a análise via Método da Maturidade em suas rotinas de processamento, sendo necessário apenas a introdução dos dados geométricos do problema, das condições de contorno

(convecção) e a curva de maturidade obtida via o modelo de *Nurse-Saul* ou *Arrhenius*.

Do ponto de vista da análise de tensões, a pesquisa realizada evidenciou uma grande falta de publicações sobre os parâmetros envolvidos nesse tipo de análise. A avaliação do grau de restrição, por exemplo, limita-se a utilização do ábaco fornecido pelo ACI-207, e parâmetros como fluência e evolução do módulo de elasticidade nas primeiras idades ainda é um assunto bastante controverso e muito discutido pela tecnologia do concreto nos dias atuais.

Considera-se fundamental a consideração da fluência no cálculo das tensões de origem térmica. Como verificado nos resultados e comparações realizadas, a não consideração da fluência conduz a valores de tensão superestimados, que podem onerar demasiadamente o dimensionamento da estrutura e o procedimento executivo do elemento estrutural. Em contraponto, sabe-se das dificuldades da determinação fidedigna do coeficiente de fluência nas primeiras idades, fato que merece maior atenção dos pesquisadores da área.

A avaliação comparativa entre a simulação da fluência do concreto através do modelo viscoelástico de *Kelvin* (adotado no *b4cast*) e o coeficiente de fluência adotado pela ABNT NBR 6118 conduziu a resultados bastante satisfatórios e próximos entre si, de modo que, para o caso estudado, verifica-se uma boa aproximação entre os dois modelos, estando o modelo normativo a favor da segurança.

A aplicação do modelo simplificado para cálculo de tensões proposto por Mehta & Monteiro (2014) e utilizado neste trabalho, necessita de validação em um modelo físico na opinião deste autor.

Não se encontrou em nenhuma referência pesquisada a avaliação da influência da armadura na determinação das tensões e sua interação com o concreto durante a fase de retração térmica nos métodos utilizados neste trabalho, apenas a resistência do concreto foi levada em conta no cálculo das tensões.

Dadas as incertezas e variabilidades dos dados necessários para a modelagem de problemas térmicos, é necessário ter cautela na adoção de valores literários, uma

vez que estes podem não representar as propriedades reais do material a ser utilizado. Deve-se sempre procurar adotar valores fidedignos e realmente representativos das propriedades dos materiais empregados em cada situação, visando a obtenção de resultados que sejam o mais próximos da realidade.

## **8.2 Sugestões para pesquisas futuras**

Para pesquisas futuras o autor considera que poderiam ser conduzidos estudos para:

- Medição do grau de restrição em função da altura de modo a validar (ou não) o ábaco que consta no ACI-207, estudando um modelo físico e comparando os resultados com modelos constitutivos apropriados;
- Estudos envolvendo a evolução do módulo de elasticidade e fluência do concreto nas primeiras idades e seus respectivos valores;
- Avaliação dos modelos de cálculo de tensões existentes, calibrando os valores com dados experimentais e de modelos constitutivos;
- Avaliação do uso de aditivos estabilizadores de hidratação para controle do calor de hidratação do cimento.

Por fim, considera-se que a modelagem de problemas térmicos envolvendo o calor de hidratação do cimento constitui uma importante interface entre a engenharia de estruturas de concreto e a engenharia de tecnologia do concreto, sendo que os dados de dimensionamento dependem fundamentalmente das propriedades do material. Neste aspecto, o projeto estrutural deve prever a realização de estudos térmicos sempre que peças com volumosas forem necessárias.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 207.1R-05: **Guide to mass concrete**. Farmington Hills. ACI, 2005.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 207.2R-07: **Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete**. Farmington Hills. ACI, 2007.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 224.1R-07: **Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures**. Farmington Hills. ACI, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C186-15a: **Standard test method for heat of hydration of hydraulic cement**. West Conshohocken. ASTM, 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C215-14: **Standard test method for fundamental transverse, longitudinal, and torsional resonant frequencies of concrete specimens**. West Conshohocken. ASTM, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C469-14: **Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression**. West Conshohocken. ASTM, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C597-16: **Standard test method for pulse velocity through concrete**. West Conshohocken. ASTM, 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C1074-11: **Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method**. West Conshohocken. ASTM, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM E1461-13: **Standard Test Method for Thermal Diffusivity by the Flash Method**. West Conshohocken. ASTM, 2013.

ANDRADE, J. J. O.; TUTIKIAN, B. F. **Resistência mecânica do concreto**. In: ISAIA, G. C. et. al. **Concreto: Ciência e Tecnologia (2 vol.)**. v.1. Cap. 17, p.615-651. São Paulo: Ed. Ibracon, 2011. ISBN 978-85-98576-16-9 (v1).

ASSAN, A. E. **Método dos elementos finitos**. 2ª ed. Editora Unicamp. Campinas, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5735: **Cimento Portland de alto forno**. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211: **Agregados para concreto – Especificação**. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: **Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: **Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8809: **Cimento Portland – Determinação do calor de hidratação a partir do calor de dissolução – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11768: **Aditivos químicos para concreto – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12006: **Cimento – Determinação do calor de hidratação pelo método da garrafa de Langavant – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12142: **Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos**. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655: **Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12818: **Concreto – Determinação da difusividade térmica – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12819: **Concreto e argamassa – Determinação da elevação adiabática da temperatura – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13116: **Cimento Portland de baixo calor de hidratação - Especificação**. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13956: **Sílica ativa para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta**. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931: **Execução de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15894: **Metacaulim para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta**. Rio de Janeiro, 2004.

B4CAST (2015). (Versão 4.0) [Software]. Allerød, Denmark: ConTech Analysis ApS.

BARBOSA, M. P.; PINTO, R. C. A.; LAZARI, C. R.; SALLES, F. M. **O Método da Maturidade na determinação da resistência à compressão do CAD produzido com seixo rolado**. 1º Encontro nacional de pesquisa, projeto e produção em concreto pré-moldado. EESC-USP. São Carlos, 2005.

BATTAGIN, A. F. **Cimento Portland**. In: ISAIA, G. C. et. al. **Concreto: Ciência e Tecnologia (2 vol.)**. v.1. Cap. 6, p.185-232. São Paulo: Ed. Ibracon, 2011. ISBN 978-85-98576-16-9 (v1)

BOBKO, C. P.; EDWARDS, A. J.; SERACINO, R.; ZIA, P. **Thermal Cracking of Mass Concrete Bridge Footings in Costal Environments**. ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities. v. 29, Issue 6, December, 2015.

BOGUE, R. H. **The chemistry of Portland cement**. 2<sup>nd</sup> ed. Reinhold Pub. Corp. New York, 1955.

BONI, R.; VASCONCELLOS, A.; BRITZ, C.; ROCHA, R.; HELENE, P. **Estudo de caso envolvendo concretagens de elementos de fundação de grandes volumes. Caso Parque da Cidade-SP**. 56º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Anais. Natal, 2014.

BRITZ, C. A. **Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas**. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-31052011-170216/>>. Acesso em: 2016-05-08.

BRITZ, C.; HELENE, P.; BILESKY, P. **Método adaptado da ASTM E1461 para caracterização das propriedades térmicas do concreto**. 55º Congresso Brasileiro do Concreto – Anais. Ibracon, Gramado, 2013. ISSN 2175-8182

BRITISH STANDARD INSTITUTION BS 1881: Part 121: **Testing concrete. Method for determination of static modulus of elasticity in compression**. London, 1983.

BRITISH STANDARD INSTITUTION BS 1881: Part 203: **Testing concrete. Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete**. London, 1986.

BRITISH STANDARD INSTITUTION BS 1881: Part 209: **Testing concrete. Recommendations for the measurement of dynamic modulus of elasticity.** London, 1990.

BROWN, T. L.; LeMAY, H. E. **Chemistry: The central science.** 4th Ed. p. 494-498. Prentice Hall. Englewood Cliffs, NJ, 1988.

BUTTIGNOL, T. E. T.; ALMEIDA, L. C. **Concrete compressive characteristic strength analysis of piles caps with three piles.** Ibracon Structures and Materials Journal. v.6, Issue 1. Pages 158-177. February, 2013. ISSN 1983-4195.

CARINO, N. J.; LEW, H. S. **The Maturity Method: From theory to application.** ASCE Structures Congress 2001. pp. 1-19. Washington, D.C., 2001. ISBN 978-0-7844-0558-1.

CARLSON, R. W.; HOUGHTON, D. L.; POLIVIKA, M. **Causes and Control of Cracking in Reinforced Mass Concrete.** ACI Journal, Proceedings. v.76, n.7, Pages 821-837. Detroit, July, 1979.

CHADWICK, W. L. **Roy W. Carlson.** In: **Memorial Tributes. National Academy of Engineering (5 vol).** v.5. p.36-39. Washington – D.C., 1992. ISBN 0-30904689-0 (v.5)

CINCOTTO, M. A. **Reações de Hidratação e Pozolânicas.** In: ISAIA, G. C. et. al. **Concreto: Ciência e Tecnologia (2 vol.).** v.1. Cap. 11, p.381-413. São Paulo: Ed. Ibracon, 2011. ISBN 978-85-98576-16-9 (v1)

COELHO, N. A. **Um estudo numérico do efeito térmico em concreto massa.** 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2012. 152 p.

DE SCHUTTER, G.; TAERWE, L. **Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete.** Materials and Structures. v.29. July 1996. Pp 335-344. Brussels, 1996. DOI: <https://doi.org/10.1007/BF02486341>

DE SCHUTTER, G. **Degree of hydration-based Kelvin model for the basic creep of early age concrete.** Materials and Structures. v.32. May 1999. pp 260-265. Rilem. Brussels. DOI: <https://doi.org/10.1007/BF02479595>

DE SCHUTTER, G. **Finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydration based material laws.** Computer & Structures v.80. Issue 27-30. Pages 2035-2042. Leuven, Belgium, 2002.

DE SCHUTTER, G. **Applicability of degree of hydration concept and maturity method for thermo-visco-elastic behavior of early age concrete.** Cement & Concrete Composites v. 26. Issue 5. Pages 437-443. Oxford, England, 2004.

EMBORG, M.; BERNANDER, S. **Assessment of risk of thermal cracking in hardening concrete**. ASCE Journal of Structural Engineering. v. 120, Issue 10, Pages 2893-2912, October, 1994.

ENCYCLOPÆDIA BRITANNICA. Versão on-line disponível em <<https://global.britannica.com>>. Acessado em 22/06/2016.

ERN, T. **Estudo das propriedades térmicas do concreto de média e alta resistência. Contribuição a critérios de projeto e construção**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2003. 107 p.

ERN, T.; HELENE, P. R. L. **Estudo das propriedades térmicas do concreto de média e alta resistência**. Boletim técnico BT/PCC/439. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, 2003. ISSN 0103-9830.

FURNAS. **Concretos: Ensaio e Propriedades**. São Paulo: Ed. PINI, 1997.

GADJA, J.; VANGEEM, M. **Controlling Temperatures in Mass Concrete**. Concrete International. v. 24. Issue 1. pages 59-62, January, 2002.

HALLIDAY, D.; RESNICK, R.; WALKER, J. **Fundamentos de Física – Volume 2 – Gravitação, ondas e termodinâmica**. 8ª Edição. 4 volumes. 1996.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estabelecimento de parâmetros de dosagem e controle de concretos de cimento Portland**. 1987. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1987.

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: PINI, 1992. 349p. ISBN 85-7266-007-0.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão de armaduras de concreto armado**. 1993. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HELENE, P. R. L. **El arte de proyectar y construir estructuras**. Ingeniería Estructural. v. 15, p. 32-42, Septiembre, 2007. Disponível em: <<http://www.imcyc.com/ct2007/sept07/ingenieria.htm>> acessado em: 18/07/2016.

HASPARICK, N. P.; KUPERMAN, S.; RAMALHO, J. **Estudo de caso envolvendo ataque combinado de RAA e DEF em concreto de fundação de edificação**. 54º Congresso Brasileiro do Concreto – Anais. Ibracon, Maceió, 2012.

INCROPERA, F. P.; DeWITT, D. P. **Fundamentos da transferência de calor**. 5ª ed. Tradução de Carlos A. Biolchini da Silva. Ed. LTC. Rio de Janeiro, 2002.

KIM, S. G. **Effect of heat generation from cement hydration on mass concrete placement**. 2010. Master of science thesis. Civil Engineering. Iowa State University. Ames, 2010.

KUPERMAN, S. C. **Concreto Massa e Compactado com Rolo para Barragens**. In: ISAIA, G. C. et al. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações (2 vol.)**. v.2. Cap. 41, p.1259-1295. São Paulo: Ed. Ibracon, 2005. ISBN 85-98576-05-0 (v2)

MARQUES FILHO, J. **Concreto Massa e Compactado com Rolo**. In: ISAIA, G. C. et al. **Concreto: Ciência e Tecnologia (2 vol.)**. v.2. Cap. 39, p.1398-1447. São Paulo: Ed. Ibracon, 2011. ISBN 978-85-98576-20-6 (v2)

McINTOSH, J. D. **Electrical curing of concrete**. Magazine of concrete research. vol.1, nº 1, Jan., 1949. pp.21-28

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 4ª.ed. São Paulo: Ed. IBRACON, 2014. ISBN 978-85-98576-21-3

MONTEIRO, P. J. M. **Dois mil anos de tecnologia do concreto e os grandes desafios para o novo milênio**. Conferencia plenária apresentada no 56º Congresso Brasileiro do Concreto, 2014. Disponível em: <[http://www.ibracon.org.br/eventos/56cbc/conference\\_Monteiro\\_final3.pdf](http://www.ibracon.org.br/eventos/56cbc/conference_Monteiro_final3.pdf)> Acesso em: 2016-03-01.

NEVILLE, A. M; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**. 2.ª ed. Tradução: Ruy Alberto Cremonini. Porto Alegre: Bookman, 2013. 448p. ISBN 978-85-8260-071-9

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 5.ª ed. Tradução: Ruy Alberto Cremonini. Porto Alegre: Bookman, 2016. 888p. ISBN 978-85-8260-365-9.

NUNES, F.; SHEHATA, L.; SHEHATA, I. **Resistência e módulo de elasticidade dos concreto usinados do Rio de Janeiro**. Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Anais. Rio de Janeiro, Outubro, 2005.

NURSE, R. W. **Steam curing of concrete**. Magazine of concrete research, vol. 1, nº 2, 1949. pp. 79-88.

PACHECO, J.; BILESKEY, P.; MORAIS, T. R.; GRANDO, F.; HELENE, P. **Considerações sobre o módulo de elasticidade do concreto**. 56º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Anais. Natal, 2014.

PERES, L. D. P.; BARBOSA, M. P.; PINTO, R. C. A. **Aplicação do Método da Maturidade na avaliação da resistência à compressão de peças pré-moldadas**. 1º Encontro nacional de pesquisa, projeto e produção em concreto pré-moldado. EESC-USP. São Carlos, 2005.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. Apostila – Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas – São Carlos, 2007.

POWERS, T. C. **The Nature of Concrete**. STP - Special Technical Publication nº 169-A 61-72. American Society for Testing and Materials. Illinois, 1966.

RIDING, K. A.; POOLE, J. L.; SCHINDLER, A. K.; JUENGER, M. C. G.; FOLLIARD, K. J. **Statistical determination of cracking probability for mass concrete**. ASCE Journal of Materials in Civil Engineering. v.26, Issue 9, September, 2014.

RÜSH, H. **Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete**. ACI Journal. Proceedings. vol. 57. n. 1. July, 1960. 28p.

SAUL, A. G. A. **Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure**. Magazine of concrete research. vol. 88, nº 1 Jan-Feb, 1951. pp. 74-83.

SERWAY, R. A.; JEWETT Jr, J. W. **Princípios de física. v2 : movimento ondulatório e termodinâmica**. Tradução: Leonardo Freire de Melo, Tânia M. V. Freire de Melo. 2 vol. Ed. Thomson. São Paulo, 2004. 669p. ISBN 85-221-0413-1 (v.2)

SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO (SNIC). **Relatório anual**, Rio de Janeiro, 2013.

TAYLOR, H. F.; FAMY, C.; SCRIVENER, K. L.; **Delayed ettringite formation**. Cement and Concrete Research, Volume 31, Issue 5, Pages 683-693, ELSEVIER, May, 2001.

TIPLER, P. A.; MOSCA, G. **Física para cientistas e engenheiros, v.1: mecânica, oscilações e ondas, termodinâmica**. Tradução: Fernando Ribeiro da Silva, Gisele Maria Ribeiro da Silva. 3 vol. Ed. LTC. Rio de Janeiro, 2006. 793p. ISBN 978-85-216-1462-3 (v.1)

TUTIKIAN, B. F.; HELENE, P. **Dosagem dos Concretos de Cimento Portland**. In: ISAIA, G. C. *et. al.* **Concreto: Ciência e Tecnologia (2vol.)**. v.1. Cap. 12, p.415-451. São Paulo: Ed. Ibracon, 2011.

VICENTE, G. R.; KUPERMAN, S.; FUNAHASHI Jr., E. I. **Fissuração de origem térmica em blocos de fundação: Quando refrigerar o concreto?** 56º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Anais. Natal, 2014.

WALLER, V.; d'ALOÏA, L.; CUSSIGH, F.; LECRUX, S. **Using the maturity method in concrete cracking control at early ages**. Cement & Concrete Composites v. 26. Issue 5. Pages 589-599. Oxford, England, 2004.

WIGHT, J. K.; MacGREGOR, J. G. **Reinforced Concrete – Mechanics & Desing.** 6<sup>th</sup> Edition. Pearson-Prentice Hall, New York, 2011. ISBN 978-0132176521.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. **The Finite Element Method.** 5<sup>th</sup> Edition. Butterworth-Heinemann, Oxford, 2000. ISBN 0-7506-5055-9