



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL:
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

ALEXANDRE JORGE ROCHA MENEZES

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TERMO-MECÂNICO DE CONCRETOS
DE BAIXAS RESISTÊNCIAS EM BAIXAS IDADES

FORTALEZA

2015

ALEXANDRE JORGE ROCHA MENEZES

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TERMO-MECÂNICO DE CONCRETOS DE
BAIXAS RESISTÊNCIAS EM BAIXAS IDADES

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Construção Civil.

Orientador: Antônio Eduardo Bezerra Cabral

FORTALEZA

2015

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Pós-Graduação em Engenharia - BPGE

-
- M51a Menezes, Alexandre Jorge Rocha.
Análise do comportamento termo-mecânico de concretos de baixas resistências em baixas idades / Alexandre Jorge Rocha Menezes. – 2015.
141 f. : il. color., enc. ; 30 cm.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Fortaleza, 2015.
Área de Concentração: Construção Civil.
Orientação: Prof. Dr. Antônio Eduardo Bezerra Cabral.

1. Engenharia Estrutural. 2. Concreto. 3. Modelagem computacional. I. Título.

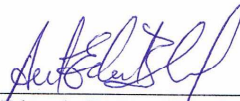
ALEXANDRE JORGE ROCHA MENEZES

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TERMO-MECÂNICO DE CONCRETOS DE
BAIXAS RESISTÊNCIAS EM BAIXAS IDADES

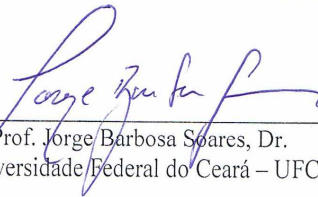
Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de Concentração: Construção Civil.

Aprovada em 24 /04 /2015.

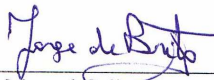
BANCA EXAMINADORA



Prof. Antônio Eduardo Bezerra Cabral, Dr. (Orientador)
Universidade Federal do Ceará – UFC



Prof. Jorge Barbosa Soares, Dr.
Universidade Federal do Ceará – UFC



Prof. Jorge Manuel Calião Lopes de Brito, Dr.
Instituto Superior Técnico - IST

Ao bom Deus.

E aos meus pais, Alexandre e Verônica.

AGRADECIMENTOS

Muitas foram as pessoas que com seu apoio, ajuda ou uma simples palavra de incentivo fizeram parte desse trabalho e deram uma contribuição substancial para que esse esteja finalizado.

Mas antes de tudo devo agradecer à Deus pela luz e força que me deu em todos os momentos em que não via solução ou não tinha mais força ou coragem para continuar.

Tenho também muito à agradecer aos meus pais por todo incentivo e apoio que me deram para iniciar e está superando mais uma etapa na minha vida.

Um agradecimento especial devo fazer ao Professor Eduardo Cabral por sua orientação e ajuda, não só durante o desenvolvimento desse projeto, mas durante uma boa parte da minha passagem pela Universidade, sempre se mostrando solícito, dedicado e sempre transmitindo confiança em mim.

Aos professores do DEECC, em especial a Professora Tereza Denyze, que sempre esteve disposta a ajudar ou orientar quando alguma dificuldade aparecia.

Aos integrantes do Laboratório de Materiais, Manoel, Helano e Frâncio, além da Heloína, que juntos me ajudou e parte desse trabalho é responsabilidade deles.

Aos funcionários que fazem parte do grupo de manutenção do Centro de Tecnologia, em especial ao Gadelha, por todo suporte dado.

Tenho muito que agradecer a Isabelle Bento que sem a sua ajuda e apoio não haveria concreto para concretizar esse trabalho. Também devo agradecer ao Lenilson, Tony e Nelson pela ajuda no desenvolvimento da fase experimental.

Ao Fábio Luis que também deu uma ajuda substancial para que esse trabalho tenha sido concluído da melhor forma possível.

À ConTech Analysis Aps em nome de Erik pela liberação da licença de uso do programa B4cast, que sem ele não teríamos tido condições de realizar uma parte importante deste trabalho.

Aos colegas e companheiros de luta do mestrado, que sempre incentivaram e ajudaram na minha introdução no mundo da pesquisa e da produção técnica. Também é detentora da minha gratidão a secretária do PEC, Diana Pereira, que sempre esteve disposta a ajudar quando era necessário.

À CAPES pelo incentivo financeiro essencial para o desenvolvimento dessa pesquisa.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Estrutural e Construção Civil da UFC pela oportunidade concedida.

Enfim, a todos que colaboraram, direta ou indiretamente, para a realização desse trabalho.

"Tenha coragem de seguir seu coração e sua intuição. Eles, de alguma forma, já sabem o que você realmente quer ser."

(Steve Jobs)

RESUMO

As grandes obras de infraestrutura como as centrais hidroelétricas requerem na sua construção grandes volumes de concreto, sendo classificadas como estruturas de concreto massa. Essas obras de geração de energia são estratégicas e fundamentais para o desenvolvimento de uma nação. Entretanto, durante sua construção e ao longo de sua vida útil estas podem apresentar manifestações patológicas que comprometem sua estabilidade. Um dos problemas mais comuns nesse tipo de estrutura é a fissuração causada pela energia térmica gerada devido à reação exotérmica de hidratação do cimento. Diante disso, buscou-se analisar como se dá o comportamento térmico de concretos utilizados para a construção de corpo de barragem, além de analisar como o tipo de cimento utilizado e o seu teor afetam a variação de temperatura da massa de concreto e os problemas causados por essa variação. Buscou-se ainda analisar a evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dinâmico à medida que o cimento se hidratava. Por fim, comparou-se o comportamento térmico dos concretos produzidos com os resultados obtidos por meio de um *software* comercial. Para a realização da parte experimental produziu-se blocos de concretos de 1,5 metros cúbicos com cimentos CP II-E 32 RS e CP IV 32 com consumo de 241,2 kg/m³ e 330,0 kg/m³ para análise térmica, além da moldagem de corpos de prova cilíndricos para as demais análises. Os resultados apontaram que o comportamento térmico do concreto apresenta uma pequena dependência do tipo de cimento. Entretanto, o teor de cimento afeta fortemente esse comportamento, sendo o cimento CP IV 32 o que apresentou maiores variações térmicas. Observou-se também que a evolução da resistência à compressão é fortemente dependente da quantidade de cimento, mas apresenta baixa dependência do tipo de cimento. A modelagem computacional apresentou resultados satisfatórios quando comparado aos resultados da evolução térmica dos blocos produzidos.

Palavras-chave: Concreto massa, evolução térmica, calor de hidratação e modelagem computacional.

ABSTRACT

Great works of infrastructure such as hydroelectric plants require, in its building, large concrete volumes classified as mass concrete structures. These works of power generation are strategic and fundamental for the development of a nation. However, during construction and throughout its life they may have pathological manifestations that compromise its stability. One of the most common problems in this type of structure is cracking caused by heat generated due to the exothermic reaction of cement hydration. Therefore, we had to analyze the thermal behavior of concrete, concrete with similar consistency and resistance like the concrete utilized in construction dam, and analyze how the type of cement utilized and its contents affects these parameters. In addition, we studied the evolution of compressive strength and dynamic modulus of elasticity as the cement hydrates. Finally, we compared the thermal performance of concretes produced with the results obtained from a commercial software. To carry out the experiment, concrete blocks were produced of 1,5m³ with cements CP II E 32 RS and CP IV 32 with consumption 241,2 kg/m³ and 330,0 kg/m³ for thermal analysis, besides cylindrical specimens for the remaining analyzes. The results showed that the thermal behavior of concrete has a small dependence on the type of cement, however the cement content affects too much this behavior, and the cement CP IV 32 showed higher thermal variations. It was also observed that the development of compressive strength is strongly dependent on the cement content, but it has low dependency on the type of cement. Computer modeling presented satisfactory results when it was compared to results of the thermal evolution blocks.

Keywords: Mass concrete, thermal evolution, heat of hydration and computational modeling.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Processo de hidratação do cimento Portland.	27
Figura 2- Evolução do processo de hidratação do concreto. (a) Estágio de dissolução; (b) equilíbrio dinâmico e endurecimento; (c) estágio de endurecimento e (d) estágio estável.	31
Figura 3- Evolução da temperatura no interior de um bloco de concreto ao longo do tempo através da observação e da modelagem computacional. (a) Fundo do bloco; (b) Meio do bloco e (c) 200 mm abaixo do topo do bloco.	34
Figura 4- Evolução das tensões térmicas internas na massa de concreto.	35
Figura 5- Apresentação das isotérmicas de uma barragem de gravidade.	37
Figura 6- Variáveis envolvidas na pesquisa.	47
Figura 7- Fluxograma de atividades.	51
Figura 8- (a) Brita 19 mm; (b) Brita 38 mm.	52
Figura 9- Betoneira auto-carregável com 600L de capacidade.	56
Figura 10- (a) Representação da locação dos 3 termopares na região central do bloco em perspectiva; (b) vista superior da locação dos termopares no bloco.	57
Figura 11- (a) Aplicação de desmoldante e apresentação dos termopares; (b) visualização dos termopares no ato da concretagem; (c) ajuste dos termopares;	58
Figura 12- (a) Termopar tipo K; (b) Registrador eletrônico de sinais, LogBox-AA.	59
Figura 13- Registrador de temperatura portátil, 305 tipo K.	59
Figura 14- (a) Concretagem do bloco de controle da temperatura; (b) adensamento do bloco com auxílio do vibrador de imersão; (c) 32 corpos-de-prova de concreto com dimensões 15 x 30cm.	61
Figura 15- Equipamento de ultrassom.	62
Figura 16- Isotérmica de um corte central do bloco 10 II: (a) No momento de máxima temperatura; (b) 10 horas após a temperatura máxima.	89
Figura 17- Isotérmica de um corte central do bloco 10 IV: (a) No momento de máxima temperatura; (b) 10 horas após a temperatura máxima.	89
Figura 18- Isotérmica de um corte central do bloco 20 II: (a) No momento de máxima temperatura; (b) 10 horas após a temperatura máxima.	90
Figura 19- Isotérmica de um corte central do bloco 20 IV: (a) No momento de máxima temperatura; (b) 10 horas após a temperatura máxima.	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Tipos de cimento Portland fabricados no Brasil e sua composição.	26
Tabela 2- Calor de hidratação dos compostos puros do cimento Portland.....	28
Tabela 3- Transmissão superficial de calor.	36
Tabela 4- Limites de diferença de temperatura máxima entre o concreto e a temperatura ambiente.	39
Tabela 5- Características físicas dos agregados.	53
Tabela 6- Calor de hidratação dos cimentos Portland utilizados neste trabalho.	54
Tabela 7- Traço em massa e o consumo por metro cúbicos dos concretos estudados. .	55
Tabela 8- Identificação dos traços de concreto analisados.....	56
Tabela 9- Períodos de molhagem dos blocos.	60
Tabela 10- Períodos de realização dos ensaios de resistência à compressão e de ultrassom nos corpos-de-prova, após o término da concretagem.....	62
Tabela 11- Dados de entrada constante aos blocos de concreto para a modelagem computacional.....	63
Tabela 12- Temperatura de pico e tempo de pico dos blocos de controle por camada. .	69
Tabela 13- Taxa de ganho e perda de temperatura.	70
Tabela 14- Taxa de ganho de resistência até 72 horas e de 72 até 168 horas após a fim da concretagem.	72
Tabela 15- Equações das curvas de modelagem da evolução da temperatura versus resistência à compressão.....	76
Tabela 16- Temperatura máxima com sua respectiva resistência à compressão.....	76
Tabela 17- Equações das curvas de modelagem da evolução do módulo dinâmico versus resistência à compressão.....	78
Tabela 18- Equações das curvas de modelagem da evolução do módulo dinâmico versus resistência à compressão.....	78
Tabela 19- Tempo equivalente do concreto 10 II na região central do bloco (horas)...	79
Tabela 20- Tempo equivalente do concreto 10 IV na região central do bloco (horas). .	80
Tabela 21- Tempo equivalente do concreto 20 II na região central do bloco (horas)...	81
Tabela 22- Tempo equivalente do concreto 20 IV na região central do bloco (horas). .	81
Tabela 23- Tempo equivalente comparativo entre os blocos produzidos para 24 horas e 168 horas (horas).	82

Tabela 24- Equações das curvas de modelagem da evolução da resistência no tempo equivalente.....	85
Tabela 25- Evolução da temperatura real e modelada do bloco produzido com concreto 10 II.	86
Tabela 26- Evolução da temperatura real e modelada do bloco do bloco produzido com concreto 10 IV.	86
Tabela 27- Evolução da temperatura real e modelada do bloco do bloco produzido com concreto 20 II.....	87
Continuação Tabela 2728- Evolução da temperatura real e modelada do bloco do bloco produzido com concreto 20 II.....	88
Tabela 29- Evolução da temperatura real e modelada do bloco do bloco produzido com concreto 20 IV.	88
Tabela 30- Temperatura de pico e seu respectivo tempo, reais e modelados, para os quatro blocos de concreto analisados.	91
Tabela 31- Erros de temperatura de pico e seu respectivo tempo entre os valores reais e os modelados.	91
Tabela 32- Resultados da incerteza padrão, amplitude e desvio padrão das amostras... 92	
Tabela 33- Tempo de concretagem por camada dos blocos analisados.	106
Tabela 34- Temperatura ambiental durante a cura dos blocos de concreto.....	107
Tabela 35- Teste de variância ANOVA das temperaturas coletadas durante os 7 dias na camada inferior.	108
Tabela 36- Teste de variância ANOVA das temperaturas coletadas durante os 7 dias na camada central.	109
Tabela 37- Teste de variância ANOVA das temperaturas coletadas durante os 7 dias na camada superior.	110
Tabela 38- Teste de variância ANOVA das temperaturas entre as camadas coletadas durante os 7 dias no bloco 10 II.....	111
Tabela 39- Teste de variância ANOVA das temperaturas entre as camadas coletadas durante os 7 dias no bloco 20 II.....	111
Tabela 40- Teste de variância ANOVA das temperaturas entre as camadas coletadas durante os 7 dias no bloco 10 IV.	112
Tabela 41- Teste de variância ANOVA das temperaturas entre as camadas coletadas durante os 7 dias no bloco 20 IV.	112

Tabela 42- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das temperaturas entre as camadas coletadas durante o período de pico para o bloco 10 II.	113
Tabela 43- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das temperaturas entre as camadas coletadas durante o período de pico para o bloco 20 II.	114
Tabela 44- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das temperaturas entre as camadas coletadas durante o período de pico para o bloco 10 IV.....	115
Tabela 45- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das temperaturas entre as camadas coletadas durante o período de pico para o bloco 20 IV.....	116
Tabela 46- Teste de variância ANOVA das resistências à compressão coletadas durante os 28 dias.	117
Tabela 47- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das resistências à compressão coletadas durante os 7 dias.	118
Tabela 48- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das resistências à compressão coletadas durante os 3 dias.	119
Tabela 49- Teste de variância ANOVA dos módulos de elasticidade dinâmico coletadas durante os 28 dias.	120
Tabela 50- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan dos módulos de elasticidade dinâmico coletadas durante os 28 dias.	121
Tabela 51- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 10 II.....	122
Tabela 52- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 10 IV.....	123
Tabela 53- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 20 II.....	124
Tabela 54- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 20 IV.....	125
Tabela 55- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada inferior do concreto 10 II.....	126
Tabela 56- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada superior do concreto 10 II.....	127
Tabela 57- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada inferior do concreto 10 IV.....	128
Tabela 58- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada superior do concreto 10 IV.....	129
Tabela 59- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada inferior do concreto 20 II.....	130

Tabela 60- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada superior do concreto 20 II.....	131
Tabela 61- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada inferior do concreto 20 IV.....	132
Tabela 62- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada superior do concreto 20 IV.....	133
Tabela 63- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada inferior do bloco produzido com concreto 10 II.....	134
Tabela 64- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada inferior do bloco produzido com concreto 10 IV.....	135
Tabela 65- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada inferior do bloco produzido com concreto 20 II.....	136
Tabela 66- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada inferior do bloco produzido com concreto 20 IV.....	137
Tabela 67- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada superior do bloco produzido com concreto 10 II.....	138
Tabela 68- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada superior do bloco produzido com concreto 10 IV.....	139
Tabela 69- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada superior do bloco produzido com concreto 20 II.....	140
Tabela 70- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada superior do bloco produzido com concreto 20 IV.....	141

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1- Distribuição granulométrica dos agregados utilizados.	53
Gráfico 2- Índice de vazios do empacotamento das britas.	54
Gráfico 3- Análise térmica da camada inferior do bloco de controle.....	67
Gráfico 4- Análise térmica da camada central do bloco de controle.....	68
Gráfico 5- Análise térmica da camada superior do bloco de controle.....	68
Gráfico 6- Curvas de modelagem da evolução da resistência a compressão.	71
Gráfico 7- Curvas da evolução do módulo de elasticidade dinâmico.	73
Gráfico 8- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico tendo como referência o resultado aos 28 dias.....	74
Gráfico 9- Relação entre a evolução da temperatura e a evolução da resistência à compressão.	75
Gráfico 10- Relação entre a evolução do módulo de elasticidade dinâmico e a evolução da resistência à compressão para o concreto de 10 MPa.	77
Gráfico 11- Relação entre a evolução do módulo de elasticidade dinâmico e a evolução da resistência à compressão para o concreto de 20 MPa.	78
Gráfico 12- Relação entre o tempo equivalente e o tempo real.....	83
Gráfico 13- Relação entre a resistência à compressão e o tempo equivalente para os concretos de 10 MPa e 20 MPa.	84

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	Justificativa	19
1.2	Objetivos	22
1.2.1	Objetivo geral	22
1.2.2	Objetivos específicos	22
1.3	Estrutura da dissertação	23
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	24
2.1	Cimento Portland	24
2.2	Hidratação do cimento Portland.....	26
2.3	Concreto em baixas idades.....	29
2.3.1	Introdução	29
2.3.2	Evolução de temperatura no concreto	32
2.3.3	Fissuração térmica	37
2.4	Maturidade e idade equivalente	40
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	47
3.1	Introdução	47
3.2	Variáveis da pesquisa.....	48
3.2.1	Fatores variáveis	48
3.2.2	Fatores constantes.....	48
3.2.3	Fatores não controladas	49
3.2.4	Variáveis de resposta	49
3.3	Método da pesquisa	50
3.3.1	Introdução	50
3.3.2	Materiais	51
3.3.3	Dosagem dos concretos	55
3.3.4	Produção do concreto e moldagem dos corpos de prova.....	56
3.3.5	Modelagem computacional.....	62
3.3.6	Análise do tempo equivalente.....	64
3.3.7	Tratamento dos resultados obtidos para as variáveis de resposta.....	65
4	APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	67
4.1	Apresentação e análise dos resultados	67
4.1.1	Temperatura dos blocos de controle ao longo do tempo.....	67
4.1.2	Resultados da evolução da resistência à compressão	71
4.1.3	Resultados da evolução do módulo de elasticidade dinâmico.....	73
4.2	Discussão	75

4.2.1	Relação entre a evolução da resistência à compressão e a evolução da temperatura	75
4.2.2	Relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a resistência à compressão	77
4.2.3	Tempos equivalentes	79
4.2.4	Relação entre o tempo equivalente e a resistência à compressão.....	84
4.2.5	Modelagem computacional da evolução da temperatura dos blocos de concreto	85
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	93
5.1	Conclusões	93
5.2	Indicações para trabalhos futuros.....	94
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	96
	APÊNDICE A.....	104
	APÊNDICE B.....	106
	APÊNDICE C.....	107
	APÊNDICE D.....	108
	APÊNDICE E.....	122
	APÊNDICE F.....	126
	APÊNDICE G.....	134

1 INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa

No Brasil a cada ano cresce a demanda por energia elétrica. Segundo dados da Federação do Comércio de Bens, Serviços e Turismo do Estado de São Paulo, publicados em fevereiro de 2012, o consumo das famílias brasileiras cresceu 45% entre os anos de 2002 e 2012, impulsionado pelo aumento da renda da população (FECOMERCIO, 2012).

Esse aumento da renda e, conseqüente aumento do consumo das famílias brasileiras, fez crescer a necessidade por gerar energia elétrica, como pode ser constatado em Francisco (2010), onde este afirma que a renda domiciliar e o consumo de energia elétrica apresentam uma auto-correlação.

O Brasil apresenta uma grande diversidade de fontes geradoras de energia elétrica, como por exemplo, o petróleo, a lenha e carvão vegetal e mineral, gás natural e hidroelétricas. Além da rica matriz energética brasileira, outro ponto importante deste sistema é o fato desta possuir uma grande participação de fontes renováveis, atualmente correspondendo a 86% da energia elétrica gerada (Ventura Filho, 2009).

A energia elétrica produzida por hidroelétricas representa cerca de 80% do total de energia produzida no Brasil. Esta fonte geradora, segundo Ventura Filho (2009), é a mais adequada para a produção de energia no País, isto considerando o aspecto relacionado com o porte, montante do potencial hidroelétrico, sua competitividade econômica, a tecnologia plenamente dominada pelo país e a vantajosa viabilidade sócio-econômica.

A Eletrobrás (2003) define hidrelétrica como um conjunto de obras e equipamentos cuja finalidade é a geração de energia elétrica através do potencial hidráulico existente em um rio. Esse potencial se dá pela vazão hidráulica e pela concentração de desníveis existentes ao longo do curso do rio. Estes desníveis, fundamentais para as hidrelétricas gerarem energia, podem se dar de forma natural, quando o desnível se origina do terreno, ou de forma artificial, com a criação de barragens.

De acordo com as Diretrizes para Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas da Eletrobrás (Eletrobras, 2000), os projetos de aproveitamentos

hidrelétricos tem adotado, preferencialmente, barragens de terra, de enrocamento e de concreto.

As barragens de concreto, em especial a do tipo concreto compactado a rolo (CCR), vem sendo cada vez mais utilizada devido a estas proporcionarem uma construção mais rápida, a custos mais baixos (Milane Filho, 2003).

A estabilidade e a segurança das barragens são preocupações constantes, tanto por sua importância econômica específica, como pelo risco potencial que representa a possibilidade de ruptura ou outros acidentes graves, em termos de vidas humanas, impacto ambiental, prejuízos materiais, além dos reflexos econômico-financeiros.

Marques Filho (2011) afirma que as manifestações patológicas mais comuns em barragens de concreto são as fissuras térmicas e os defeitos de construção, como porosidade no corpo da barragem, juntas de construção mal preparadas, drenos e superfícies hidráulicas inadequadas.

A fissuração térmica está relacionada ao fenômeno de geração de calor devido à reação exotérmica de hidratação do cimento, uma vez que qualquer corpo quando submetido à energia calorífica tende a modificar sua geometria (Santos, Gambale e Gama, 2005). Essa variação geométrica provoca tensões internas na massa de concreto, e quando essas superam a capacidade do concreto de resistir a essas tensões, as fissuras térmicas surgirão.

O fenômeno da elevação da temperatura devido a hidratação do cimento fica mais evidente em estruturas de concreto massa, como as barragens de concreto massa, pois o elevado volume de concreto utilizado potencializa estas estruturas a atingirem maiores temperaturas e ao mesmo tempo impedem uma dissipação rápida do calor gerado (Gambale, Traboulsi e Andrade, 2008).

Mehta e Monteiro (2014) citam que o controle da temperatura nas estruturas de concreto se faz importante, principalmente nas primeiras idades, pois o calor produzido pela hidratação do cimento ocorre com maior intensidade nos primeiros momentos após o contato deste com a água, período em que as características mecânicas do concreto ainda estão em formação.

Kuperman (2014) apresenta algumas medidas importantes para minimizar ou evitar problemas causados pela variação térmica do concreto. Este aponta a redução da resistência característica do projeto como um dos primeiros fatores a serem

considerados, uma vez que essa escolha reduzirá o consumo de cimento e conseqüentemente a geração de calor. Este mesmo autor também cita que é relevante o uso de cimentos com baixo calor de hidratação, como por exemplo, os cimentos Portland Pozolânicos (CP IV) ou de Escória de Alto Forno (CP III). Outras medidas são apresentadas em Funahashi Junior et al. (2010), como a substituição de parte de água de amassamento por gelo em escama, para reduzir a temperatura de lançamento do concreto, ou resfriar os agregados utilizados buscando o mesmo fim.

A utilização dessas medidas para conter o aquecimento da massa de concreto podem afetar o desenvolvimento das propriedades mecânicas, em particular a resistência à compressão. A determinação das influências dos materiais constituintes no concreto geralmente são realizadas a partir de ensaios produzidos em corpos de prova obtidos a partir de dosagens experimentais.

Atualmente, é cada vez mais comum o uso de modelos computacional, capazes de prever, com precisão, o comportamento térmico e mecânico do concreto, bem como suas variações físicas (Farias, 2004). Entretanto, segundo Santos, Gambale e Gama (2005), existem poucos programas voltados para a análise térmica e tensional, pois normalmente esse tipo de análise é realizada em obras que requerem grandes volumes de concreto, ou seja, obras de grande vultuosidade, o que restringe e inibe a criação de *softwares* específicos para essas análises.

Outro ponto relevante que dificulta a utilização de programas computacionais para prever o comportamento de estruturas de concreto é ainda a falta de dados que alimentem e sirvam para o refino dos programas, comprometendo assim a confiabilidades dessas análises.

Dessa forma, diante da grande demanda por novas centrais hidroelétricas, bem como a necessidade de se desenvolver estruturas de concreto mais duradouras e confiáveis, o estudo do comportamento térmico e mecânico do concreto, em especial nas suas primeiras idades, se faz necessário.

Diante de tais justificativas, acredita-se que a proposta da pesquisa aqui desenvolvida é seguramente plausível e contribuirá, em especial para o desenvolvimento tecnológico do concreto, em especial do concreto massa, através da criação um banco de dados relevantes sobre o concreto com pouca idade.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral desta dissertação é avaliar o comportamento da evolução das propriedades físicas e mecânicas do concreto de baixas resistências ao longo do tempo nas suas primeiras idades.

1.2.2 Objetivos específicos

Tem-se como objetivos específicos:

- analisar a evolução da temperatura gerada pela hidratação do cimento na massa de concreto;
- analisar a evolução do ganho de resistência mecânica do concreto em relação à evolução da temperatura e do tempo;
- analisar a evolução do módulo de elasticidade dinâmicos do concreto em relação à evolução da temperatura e do tempo;
- avaliar como o comportamento térmico e mecânico do concreto são afetados pela variação do tipo e teor de cimento, para dois tipos de cimentos brasileiros;
- avaliar o comportamento do concreto por meio da teoria do tempo equivalente;
- comparar o comportamento térmico de blocos de concreto com dados obtidos por modelagens computacional realizada em um *software* comercial comparando-se com dados de comportamento real.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação apresenta-se dividida em cinco capítulos, descritos a seguir.

No capítulo 1 é apresentada a introdução da pesquisa através da sua justificativa e relevância, com uma apresentação do seu tema central, além de serem expostos também os seus objetivos e estrutura da dissertação.

No capítulo 2 apresenta-se a fundamentação teórica, por meio de uma abordagem sobre o cimento e o seu processo que hidratação, o qual é um dos fatores principais que afetam a elevação de temperatura da massa de concreto. Também é apresentada uma abordagem teórica sobre o processo de fissuração térmica do concreto e a teoria da maturidade do mesmo.

O capítulo 3 descreve detalhadamente o programa experimental. São apresentadas as caracterizações dos materiais utilizados nos estudos laboratoriais, bem como o método de pesquisa utilizado na dissertação, envolvendo o processo de obtenção dos traços experimentais e os ensaios realizados.

No capítulo 4 são apresentados, analisados e discutidos os resultados obtidos no programa experimental.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões do trabalho, além de sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

Ao final, estão apresentadas as referências bibliográficas usadas na pesquisa; seguidas dos apêndices, os quais contêm os resultados da evolução dos módulos de elasticidade dinâmico detalhadamente, as temperaturas ambientes durante o período de cura dos blocos, os intervalos de concretagem entre as camadas dos blocos, os tempos equivalentes das camadas inferiores e superiores, as comparações entre as temperaturas reais e as temperaturas de modelagem das camadas inferiores e superiores e os testes de variância realizados.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo apresenta-se um levantamento bibliográfico sobre o calor de hidratação do cimento, a evolução de temperatura, comportamento do concreto a baixas idades, bem como sobre fissuração térmica, maturidade e idade equivalente.

2.1 Cimento Portland

Mehta e Monteiro (2014) acentuam que o cimento Portland não possui, por si só, capacidade de ligar areia e pedra. Este adquire essa capacidade adesiva somente quando misturado à água. Isso porque é a reação química do cimento com a água, comumente chamada de reação de hidratação, que dá origem a produtos com características adesivas e de endurecimento.

A química do concreto é essencialmente a química da reação entre o cimento Portland e água... Em qualquer reação química as principais características de interesse são as mudanças na matéria, as mudanças na energia e a velocidade da reação. Esses três aspectos de uma reação tem grande importância prática para o usuário do cimento Portland... O conhecimento da quantidade de calor liberado é importante porque o calor é por vezes uma ajuda e, por vezes, um obstáculo... O conhecimento da velocidade de reação é importante porque determina o tempo de configuração e endurecimento. A reação inicial deve ser lenta o suficiente para permitir que o concreto seja derramado no lugar. Por outro lado, o endurecimento rápido após o concreto ter sido colocado é muitas vezes desejável. (Brunauer e Copeland, 1964, apud Mehta e Monteiro, 2014).

O cimento Portland comum ou puro é uma mistura complexa de fases inorgânicas, essencialmente formadas por clínquer e gipsita em uma proporção aproximada de 95% e 5%, respectivamente.

O clínquer Portland é obtido pela calcinação e moagem de uma mistura de calcário e argila, gerando um composto formado por silicatos de cálcio - Ca_3SiO_5 (alita ou C_3S) e Ca_2SiO_4 (belita ou C_2S), aluminato de cálcio - $\text{Ca}_3\text{Al}_2\text{O}_6$ (C_3A) e ferroaluminato de tetracálcico - $\text{Ca}_4\text{Al}_2\text{Fe}_2\text{O}_{10}$ (C_4AF). Vale ressaltar que o produto da clinquerização não é puro, podendo incorporar à mistura final elementos menores, oriundos das matérias-primas ou da interação com os combustíveis utilizados na própria clinquerização (Taylor, 1990).

Vale observar ainda que pode haver a adição de materiais finamente moídos aos componentes básicos do cimento, denominados de adições minerais. As razões para o uso dessas adições são várias: melhoria da trabalhabilidade, durabilidade, redução dos custos e apelo ambiental.

Fonseca (2010) destaca que as principais adições incorporadas aos cimentos Portland brasileiro são escórias de alto-forno, fíler calcário e materiais pozolânicos. Salientando ainda que cada tipo de adição mineral proporcionará uma reação característica ao cimento, oferecendo, assim, características físicas e mecânicas particulares ao composto.

As principais características atribuídas às adições minerais são:

- Para o fíler calcário - o efeito dessa adição mineral depende da relação água/cimento (a/c) e das propriedades do próprio fíler, podendo este melhorar a trabalhabilidade e a massa específica, reduzindo a permeabilidade, a exsudação e a tendência à fissuração, através da melhoria do empacotamento;
- Para os materiais pozolânicos – algumas dessas adições ao serem finamente moídas e misturadas à água, reagem com hidróxido de cálcio à temperatura ambiente e formam compostos com propriedades hidráulicas. Uma característica do concreto produzido com cimento que tenha esse tipo de adição é o registro de um menor calor gerado na reação entre este e a água;
- Para as escória de alto-forno – material oriundo da fabricação do ferro gusa. Essa adição possibilita ao cimento um menor calor de hidratação, baixa permeabilidade e uma maior durabilidade à estrutura de concreto.

A Tabela 1 apresenta os principais tipos de cimento Portland normalizados no Brasil e as suas composições:

Tabela 1- Tipos de cimento Portland fabricados no Brasil e sua composição.

Nome Técnico do Cimento Portland	Sigla	Norma	Conteúdo dos componentes (%)			
			Clínquer + gesso	Escória	Pozolana	Fíler calcário
Comum	CP I	NBR 5.732:91	100	0		
Comum com adição	CP I-S	NBR 5.732:91	99-95	1-5		
Composto com escória	CP II-E	NBR 11.578:91	94-56	6-34	0	0-10
Composto com pozolana	CP II-Z	NBR 11.578:91	94-76	0	6-14	0-10
Composto com fíler	CP II-F	NBR 11.578:91	94-90	0	0	6-10
Alto-Forno	CP III	NBR 5.735:91	65-25	35-70	0	0-5
Pozolânico	CP IV	NBR 5.736:91	85-45	0	15-50	0-5
Alta Resistência Inicial	CP V-ARI	NBR 5.733:91	100-95	0	0	0-5

Fonte: Battagin (2011).

Na tabela anterior são visto alguns dos principais cimentos brasileiros, com suas composições. Fica evidente a grande variação entre os cimentos listados e a importância de conhecer como cada variação interfere no processo de hidratação do cimento, para que assim busque-se sua correta aplicação.

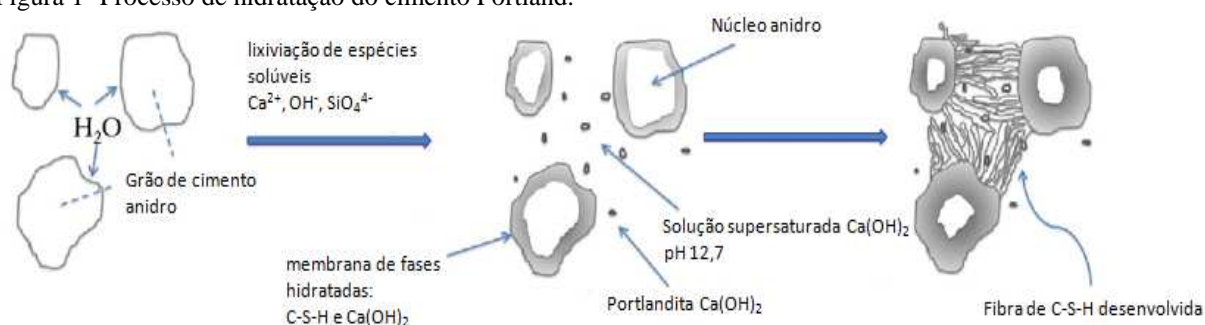
2.2 Hidratação do cimento Portland

O processo de hidratação do cimento Portland consiste na transformação de compostos anidros mais solúveis em compostos hidratados menos solúveis (Petrucci, 1986). Jennings et al. (1981) apud Beek (2000) classificam esse processo em três períodos: período inicial, período médio e período final. Na Figura 1 é apresentada a evolução do processo de hidratação do grão de cimento anidro apresentado por Ridi, Fratini e Baglioni (2011), representando os três períodos.

No período inicial, a reação ocorre de forma imediata quando há o contato entre o grão de cimento e a água. Esse período de reação inicial também conhecida como período de pré-indução. Após a reação inicial, há um período com pouca

hidratação, um estágio de dormência. Segundo Mehta e Monteiro (2014), esse período de dormência ocorre devido à formação de uma membrana sobre os grãos de cimento, que consiste em uma camada de gel em torno dos mesmos, gerando uma supersaturação em sua região superficial. Com o decorrer da reação, novas camadas do grão anidro vão sendo expostas e novas reações entre o cimento anidro e a água vão acontecendo (Petrucci, 1986).

Figura 1- Processo de hidratação do cimento Portland.



Fonte: Adaptado de Ridi, Fratini e Baglioni (2011).

O período médio é caracterizado por Beek (2000) pela quebra da membrana envoltória do grão de cimento e sua rápida dissolução. Nessa fase também é formado o silicato de cálcio hidratado (CSH), composto responsável pela característica adesiva da mistura, que se torna estável em meio aquoso (Mehta e Monteiro, 2014). Também é no período médio que o produto da hidratação começa a formar um esqueleto instável, podendo, gradualmente, suportar cargas. Essa capacidade é adquirida devido à aglutinação e ao crescimento dos grãos com a formação de fibras de CSH.

A fase final da hidratação do cimento inicia com a formação de uma camada densa e estável em volta dos grãos de cimento não hidratados. Essa camada desacelera a reação e os produtos formados preenchem os espaços entre as fibras de CSH formadas nos estágios anteriores.

O calor gerado durante as três fases acima citadas até o resfriamento final do composto, é quase igual à soma do calor produzido por cada elemento constituinte do cimento separadamente. O calor dos componentes puros que correspondem a maior parte da energia térmica gerada são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2- Calor de hidratação dos compostos puros do cimento Portland.

Composto	Calor de Hidratação	
	J/g	Cal/g
C ₃ S	502	120
C ₂ S	260	62
C ₃ A	867	207
C ₄ AF	419	100

Fonte: Neville e Brooks (2013).

A hidratação do cimento Portland é um processo confuso, uma vez que cada fase possui uma reação característica com a água, e o teor em que estas encontram-se na mistura tem efeito sobre a evolução da hidratação como um todo. Petrucci (1986) apresenta a importância de cada um dos quatro elementos no tocante à resistência, intensidade de reação e calor desenvolvido. Este afirma que do ponto de vista da resistência os silicatos de cálcio são fundamentais, sendo que o C₃S é responsável pela resistência nas primeiras idades e o C₂S em idades maiores. Já os aluminatos são os responsáveis pelas reações iniciais, porém atingindo resistências muito baixas aos esforços. No entanto, o calor desenvolvido na reação de hidratação do aglomerante se deve, principalmente ao C₃A, segundo pelo C₃S. Já o C₄AF e o C₂S liberam pouco calor por ocasião da hidratação. Assim, na produção de estruturas de concreto massa, ou qualquer outro tipo de estrutura onde se faz necessária a elevação moderada de temperatura, deve apresentar cimento com baixo teor de C₃S e C₃A, por serem os elementos responsáveis pela maior parte da energia térmica do cimento (Najafi e Ahangari, 2013).

Mehta e Monteiro (2014) destacam a reação entre pozolana e hidróxido de cálcio (CH), reação pozolânica, dentre as principais reações de formação de CSH. Essa reação se caracteriza pelo lento consumo do hidróxido de cálcio livre no meio pelo material pozolânico, após a hidratação do cimento anidro, gerando o CSH (Cordeiro, 2009). A utilização de cimentos pozonânicos ou cimentos com escória resulta principalmente em três pontos de destaque: reação lenta, o que faz ter uma lenta geração de calor; boa durabilidade em ambientes ácidos devido haver na reação pozolânica um consumo do hidróxido de cálcio, no lugar de sua produção; a distribuição dos produtos

de hidratação nos espaços capilares é mais efetiva, melhorando a impermeabilidade e resistência da massa (Mehta e Monteito, 2014).

De acordo com Cincotto (2011), cada cimento pode ter seu nível de reatividade avaliada em qualquer período de hidratação, também conhecido como grau de hidratação. São consideradas formas de determinar o grau de hidratação: a) quantificando o teor de água quimicamente combinada na transformação de espécies químicas anidras em hidratadas; b) quantificando os produtos da reação de hidratação; c) determinando a evolução de calor da reação em função do tempo e temperatura máxima atingida.

As reações de cada constituinte do cimento são independentes, apresentando cinéticas próprias e liberando energia de formas características. O acompanhamento do conjunto dessas reações, e em particular do calor liberado nas primeiras 24 horas, é fundamental para entender o comportamento químico do cimento Portland.

2.3 Concreto em baixas idades

2.3.1 Introdução

Como em qualquer outro material de construção, as características físicas e mecânicas do concreto são determinantes para o seu uso. Carvalho e Figueiredo Filho (2009) afirmam que a principal característica do concreto quando endurecido é a sua resistência à compressão. Mehta e Monteiro (2014) compartilham dessa opinião, pois os mesmos afirmam que a resistência à compressão apresenta uma boa correlação com outros parâmetros de qualidade do composto, como a porosidade, por exemplo. Além disso, é considerada relativamente fácil a realização do ensaio para determinar esta propriedade.

O endurecimento da massa de concreto e o seu consequente ganho de resistência é decorrente da reação de hidratação do cimento, a qual ocorre durante os seus primeiros momentos de formação, assim, apesar de o concreto ter a capacidade de apresentar uma longa vida útil, ou seja, a estrutura de concreto ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo por centenas de anos, é na sua fase jovem, quando as suas

principais características são formadas, que se determina a qualidade da estrutura fabricada com este material.

O concreto é chamado jovem ou de baixa idade no período entre a mistura e os 28 dias de idade (Beek, 2000). Os primeiros dias do concreto são marcados por modificações físicas e mecânicas em sua estrutura. Durante esse período, a mistura de concreto fresco passa de uma forma fluida ou semi fluida para um material sólido.

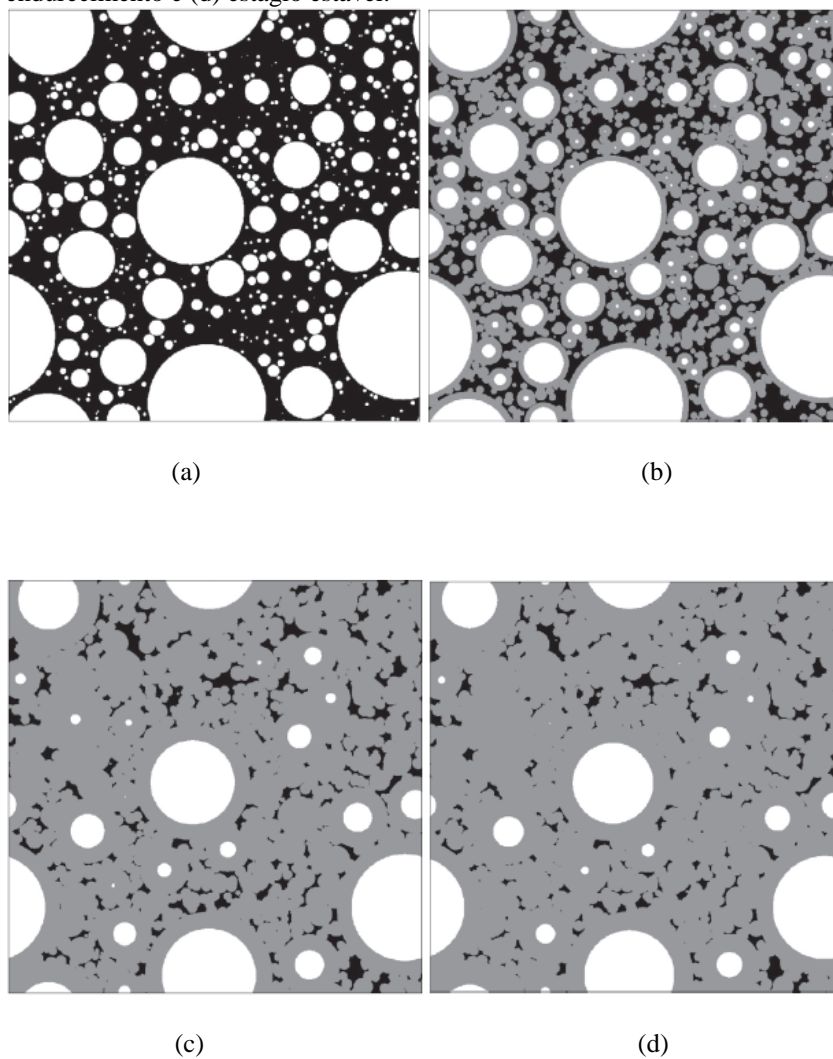
A mudança da microestrutura citada é acompanhada por uma segunda mudança, a das propriedades mecânicas do concreto, que estão diretamente relacionadas com o desenvolvimento da hidratação do cimento, como citado anteriormente. Essa hidratação, por sua vez, é influenciada pela temperatura ambiente, radiação solar, umidade, entre outras características externas e internas à massa de concreto (Beek, 2000).

Lu, Zhang e Li (2013) dividem os primeiros momentos do concreto em 4 fases: estágio de dissolução; estágio equilíbrio dinâmico e endurecimento; estágio de endurecimento; e estágio estável (Figura 2).

O estágio de dissolução é marcado no concreto como uma suspensão viscosa e um domínio da fase líquida. Além de partículas de cimento, agregados graúdos e miúdos são separados por água em sua maioria (Figura 2-a). Esse estágio tem período de duração menor que 50 minutos.

O estágio de equilíbrio dinâmico e endurecimento, apresentado na Figura 2-b, é caracterizado pelo início da aglutinação das partículas de cimento hidratado entre si, além do agrupamento destas com os agregados graúdos e miúdos, atua no concreto entre 50 e 100 minutos. Essa etapa marca o início da formação da camada da zona de transição. Nessa fase ocorre ainda a liberação de calor devido à reação química entre a água e as partículas de cimento hidráulico de forma mais intensa, causando o aumento acelerado da temperatura.

Figura 2- Evolução do processo de hidratação do concreto. (a) Estágio de dissolução; (b) equilíbrio dinâmico e endurecimento; (c) estágio de endurecimento e (d) estágio estável.



Fonte: Lu, Zhang e Li (2013).

O processo de endurecimento do concreto é iniciado no estágio anterior, mas apresenta um maior desenvolvimento no estágio de endurecimento (Figura 2-c) e é desenvolvido no concreto até o período de 200 minutos. Esse período também é marcado pela dificuldade de ocorrer a reação de hidratação, devido a formação da camada de CSH.

A suspensão, originalmente viscosa, passa a ser uma estrutura sólida porosa no estágio estável do concreto (Figura 2-d). Essa mudança inicia por volta de 800 minutos após a mistura do concreto.

A mudança nas características físicas, acompanhada por uma rápida elevação de temperatura da massa de concreto, configura uma preocupação relevante para construtores e pesquisadores e é objeto de variados estudos e elevados investimentos na área da tecnologia do concreto.

2.3.2 Evolução de temperatura no concreto

A massa de concreto em uma estrutura ainda jovem é marcada por variações em suas características físicas, como modificações volumétricas e de temperatura. Essas alterações podem gerar manifestações patológicas que poderão comprometer de forma permanente toda a estrutura de concreto.

O entendimento da elevação de temperatura que ocorre na estrutura de concreto é considerada um grande desafio para a engenharia, em especial para peças de grande volume de concreto, chamadas de concreto massa. Albuquerque (2009) destaca que as estruturas em concreto massa são aquelas que apresentem qualquer volume de concreto com dimensões grandes o suficiente que requeiram qualquer medida de controle da elevação da temperatura e das mudanças de volumes decorrentes desta, de modo a minimizar o risco de fissuração.

A elevação da temperatura ocorre internamente no concreto devido à reação exotérmica da hidratação do cimento (Gambale, Trambolsi e Andrade, 2008). Segundo Gandja (2002) apud Funahashi Junior et al (2010), o acúmulo de calor no interior da massa de concreto pode gerar um aumento significativo de temperatura, podendo chegar a elevações superiores a 60°C, chegando a valores próximos de 90°C em alguns casos.

Melo et al. (2010) apresentam um exemplo de uma barragem de gravidade brasileira, produzida com cimento Portland pozolânico contendo cinza volante, onde a temperatura no interior do elemento chegou a 70°C por volta de 10 horas após a concretagem e valores próximos a 80°C depois de 3 dias.

O calor produzido devido à hidratação do cimento ocorre de forma intensa nos primeiros dias, sendo que cerca da metade desse calor é liberado entre o 1º e o 3º

dia; aproximadamente 75% é liberado até o 7º dia e 90% é liberado até o 6º mês (Neville e Brooks, 2013).

Semelhante às propriedades mecânicas, as propriedades térmicas podem variar por influência de vários fatores, apesar de o cimento ser um dos principais responsáveis pelo ganho de calor da massa de concreto.

Funahashi Junior et al. (2010) listam os seguintes pontos que influenciam o ganho de temperatura do concreto: tipo e finura do cimento; consumo de cimento por metro cúbico de concreto; litologia do agregado; temperatura ambiente; temperatura do concreto no momento do lançamento; geometria da estrutura de concreto; altura da camada de concretagem; intervalo de lançamento das camadas de concretagem; e tipo de cura e fôrma utilizada.

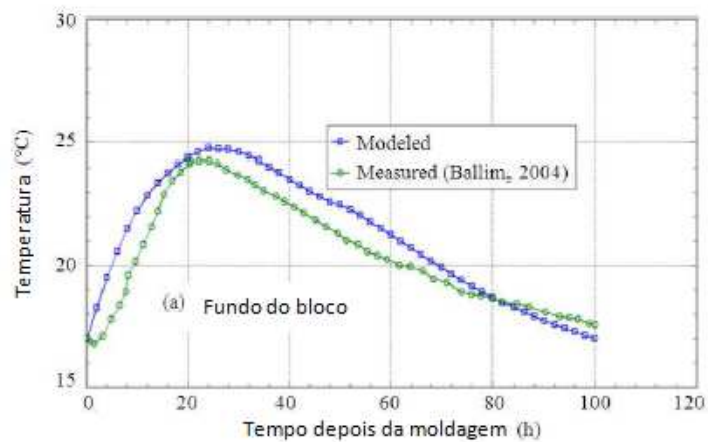
A geração de calor no interior do concreto se torna mais prejudicial à estrutura devido ocorrer quando a massa de concreto ainda é jovem. Nessa fase, o concreto, além de possuir um módulo de elasticidade ainda baixo, está iniciando seu ganho de resistência mecânica.

Gambale et al. (2010) afirma que até o momento em que a massa de concreto está aumentando a temperatura, aparecerão na estrutura tensões de compressão que não acarretarão fissuras; porém, quando essa massa de concreto atingir sua máxima temperatura e inicia o seu processo de resfriamento para que haja o equilíbrio com a temperatura ambiente, as tensões de compressão ali instaladas começarão a diminuir. As tensões citadas podem se tornar tensões de tração, e é nesse momento que o problema com a fissuração fica mais preocupante, pois o concreto é um material que apresenta baixa resistência a tensões de tração (Carvalho e Figueiredo Filho, 2009).

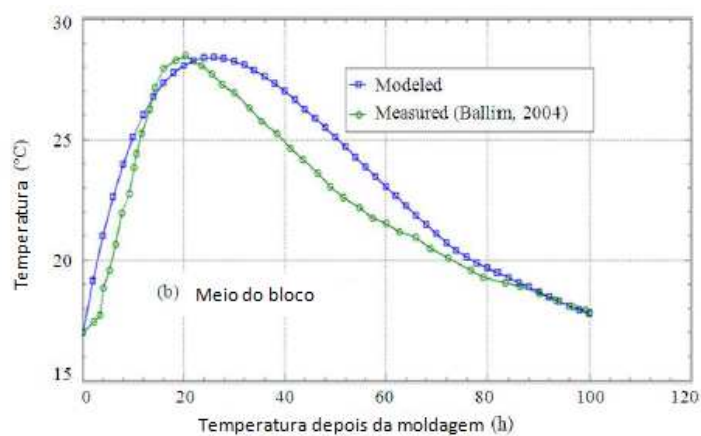
O estado de tensão que ocorre no interior de uma estrutura de concreto é observado devido à distribuição da temperatura desigual na estrutura, acompanhada por uma baixa condutibilidade térmica do concreto, o que gera um gradiente de temperatura não linear entre a área interna e a superfície externa do concreto (Ali e Urgessa, 2012).

Na Figura 3, pode ser observado o comportamento da evolução da temperatura em três pontos distintos no interior de uma peça de concreto. Observa-se que o pico de temperatura ocorre nos primeiros dias após a estrutura ser concretada, período onde o concreto ainda não tem boa capacidade de suportar esforços e deformações.

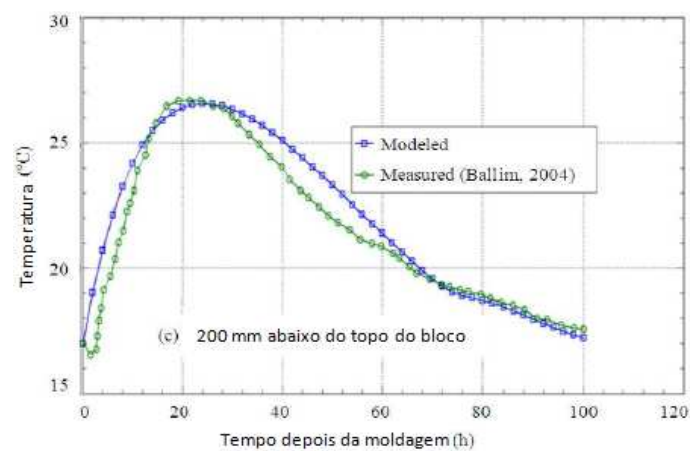
Figura 3- Evolução da temperatura no interior de um bloco de concreto ao longo do tempo através da observação e da modelagem computacional. (a) Fundo do bloco; (b) Meio do bloco e (c) 200 mm abaixo do topo do bloco.



(a)



(b)



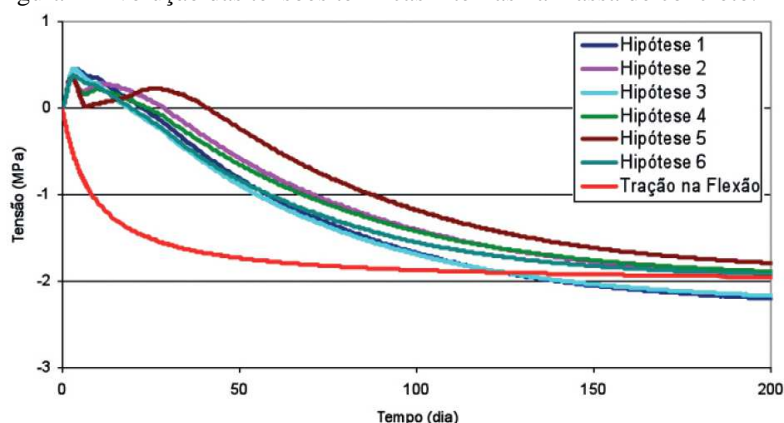
(c)

Fonte: Ali e Urgessa (2012).

Observa-se nas figuras anteriores a variação da máxima temperatura com a alteração do ponto de análise, apesar do tempo para se alcançar esta temperatura não apresentar grande mudança entre as três amostras.

O comportamento das tensões de origem térmica no interior da massa de concreto pode ser observado na Figura 4, onde o comportamento das tensões relativas para várias hipóteses de lançamento da estrutura foi analisado em Gambale et al. (2003), e que as tensões positivas equivalem à compressão e as negativas à tração. Para o cálculo das tensões foram consideradas as seguintes condições de contorno para as hipóteses levantadas: rigidez das estruturas ou maciços ao redor da estrutura analisada, representada pelo módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material; condições de restrição externas às quais está sujeita a estrutura; solicitações externas (deformações e tensões).

Figura 4- Evolução das tensões térmicas internas na massa de concreto.



Fonte: Gambale et al. apud Santos et al. (2011).

Verifica-se nas Figuras 3 e 4 o surgimento das tensões de compressão aparecendo na região interna da peça de concreto, inicialmente devido ao aumento volumétrico da massa ocasionado pela elevação de temperatura e a limitação desse crescimento por parte da região superficial da peça e devido à diferença de temperatura entre as duas regiões, interna e externa. Percebe-se, ainda, o aparecimento de tensões de tração internas à estrutura a medida que o concreto inicia seu processo de decréscimo de temperatura.

Quando se avalia o corpo de uma barragem, estrutura que necessita de um grande volume de concreto, podendo chegar a grandeza de milhões de metros cúbicos, pode-se ver claramente o comportamento do aquecimento e resfriamento do concreto,

além de todo arranjo de tensões envolvidos. Em estruturas de concreto como a de um barramento de usina hidroelétrica (UHE), a elevação de temperatura é percebida de forma intensa e preocupante. Importante é também se atentar para a dissipação desse calor até toda a massa de concreto entrar em equilíbrio térmico com a natureza.

A dissipação do calor interno ao concreto se dá de forma diferente de acordo com o meio que o concreto estará em contato. Na Tabela 3, podem ser vistos alguns diferentes coeficientes de transmissão superficial de calor do concreto, segundo Funahashi Junior et al. (2010).

Tabela 3- Transmissão superficial de calor.

Tipo de troca	Transmissão superficial de calor (kJ/m².h.°C)
Concreto – ar	48,57
Concreto - água de cura	1256,04
Concreto - fôrma - vento	138,6

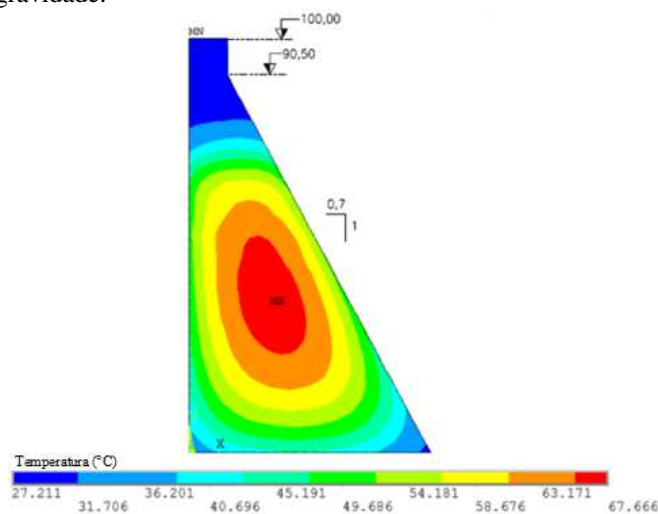
Fonte: Funahashi Junior et al (2010).

A diferenciação da dissipação da energia térmica gerada no interior da massa de concreto ocasiona a retração diferencial da estrutura. No caso de estruturas grandes esse fenômeno aparece de forma mais intensa e prejudicial devido ao elevado gradiente de temperatura entre a parte superficial e a parte central da estrutura.

Santos, Bittencourt e Graças (2011) afirmam que a parte do calor gerado que não escapa para o meio externo é absorvida pelo próprio concreto, causando um aumento da temperatura interna e, conseqüentemente, uma expansão da sua estrutura. Esse comportamento ocorre principalmente devido à baixa condutibilidade térmica que o concreto apresenta, o que impede uma dissipação rápida do calor.

Assim, a parte superficial da massa de concreto se resfria de forma bem mais rápida do que o núcleo, como pode ser observado na Figura 5, onde são apresentadas as isotermas de uma barragem de gravidade.

Figura 5- Apresentação das isotérmicas de uma barragem de gravidade.



Fonte: Adaptado de Coelho (2012).

2.3.3 Fissuração térmica

As estruturas de concreto em baixas idades tendem a apresentar variação volumétrica devido à retração autógena ou por secagem ou à variação volumétrica. A retração autógena, segundo Lopes (2011), é a remoção da água dos poros capilares devido a reação de hidratação do grão de cimento, sem qualquer perda para o meio. A retração por secagem ocorre a diminuição do volume da peça de concreto devido a evaporação da água livre ou capilar remanescentes nos poros do concreto (Helene e Andrade, 2010). Silva e Dantas (2005) afirmam que na prática é muito difícil individualizar cada um dos tipos de retração, pois acontecem simultaneamente, mas com durações diferentes ao longo do tempo.

Assim, essa variação volumétrica combinada com uma baixa capacidade do concreto em resistir às tensões geradas propicia o surgimento de fissuras na peça de concreto (Mihashi e Leite, 2014).

O aparecimento das fissuras na massa de concreto pode ocorrer internamente ou de forma superficial. As duas comprometem a estabilidade e a durabilidade da estrutura, podendo constituir meios que facilitem o ataque de agentes externos, como os cloretos ou o dióxido de carbono.

Segundo Neville e Brooks (2013), a fissuração térmica é influenciada não apenas pela variação de temperatura, mas também por outros fatores, como o grau de

restrição ao deslocamento, o coeficiente de dilatação térmica do concreto e a sua capacidade de deformação na tração.

O grau de restrição está diretamente ligado ao tipo e à intensidade das tensões causadas pelas deformações a que a estrutura de concreto é submetida. Santos, Bittencourt e Goulart Graça (2011) afirmam que quando as estruturas de concreto estão livres de restrições, podendo se movimentar quando sujeitas a variações térmicas, o concreto não será submetido a esforços. Nesse caso, aparecerá na massa de concreto apenas uma variação dimensional, proporcional ao gradiente de temperatura criado. Entretanto, não há estruturas totalmente livres de restrições ao seu movimento, seja devido à fixação, à fundação, a estruturas vizinhas ou à sua própria coesão interna. Assim, os esforços internos gerados devido à limitação de movimento poderão levar a um estado de fissuração, caso as tensões criadas superem a capacidade resistente do concreto a essas tensões.

Neville e Brooks (2013) também afirmam que, quando uma estrutura de concreto não está livre e ocorre o aquecimento devido ao calor de hidratação do cimento, a região interna é aquecida enquanto a região superficial perde calor com maior facilidade para o meio externo. Assim, à medida que a região central da massa se expande, há o surgimento de tensões de tração na camada externa, enquanto são geradas tensões de compressão na região mais aquecida. Entretanto, como o pico de calor usualmente é obtido entre 12 horas e 18 horas, podendo ser alcançados tempos maiores em estruturas de espessuras mais elevadas, as tensões geradas no período de aquecimento ainda são baixas e, devido ao baixo módulo de elasticidade do concreto, as tensões são aliviadas pela fluência (Newman e Choo, 2003).

Após a fase de aquecimento e a obtenção do pico de calor, a massa de concreto inicia seu período de resfriamento, o que é acompanhado por uma redução de volume. Assim, as tensões de tração na região externa são aliviadas e as fissuras superficiais são fechadas, ficando assim inofensivas. Na fase de resfriamento, as tensões são invertidas, sendo geradas tensões de compressão na parte superficial e tração na região central da estrutura de concreto, sendo maiores à medida que a contração aumenta. Como nesse período o concreto apresenta um maior módulo de elasticidade do que na fase de aquecimento, por consequência as tensões serão menos aliviadas pela fluência. Assim, as tensões de tração geradas pela restrição interna na fase de arrefecimento poderão gerar fissuras internas. Então, para evitar o aparecimento desses

tipos de fissuras é necessário limitar o gradiente de temperatura interna do concreto (Neville e Brooks, 2013).

Com relação ao limite máximo de diferença de temperatura entre o concreto e o meio ambiente, os agregados, por formarem o esqueleto granular do concreto, apresentam uma influência considerável. A Tabela 4 apresenta o limite da diferença de temperatura entre a massa de concreto e o meio ambiente em função do tipo de agregados usados na produção deste.

Tabela 4- Limites de diferença de temperatura máxima entre o concreto e a temperatura ambiente.

Tipo de agregados	Diferença limite de temperatura (°C)
Granito	27,7
Calcário	39,0
Agregados leves	54,6

Fonte: Adaptado de Newman e Choo (2003).

Essa variação nos limites de temperatura apresentada na Tabela 4 está ligada as características térmica dos próprios agregados. Mehta e Monteiro (2014) destacam o coeficiente de expansão térmica dos agregados como um dos parâmetros mais importante para a temperatura limite que o concreto deve atingir.

As fissurações geradas no período de resfriamento, ou seja, durante a contração térmica, são muito prejudiciais ao concreto, sendo necessário o controle no nível de retração da estrutura durante essa fase.

Os fatores que mais influenciam a retração térmica são: as condições climáticas a que a estrutura está sendo submetida; a temperatura de lançamento do concreto; o tipo e a quantidade de material cimentício e dos agregados utilizados, e a forma como a água é empregada (natural, gelada ou em forma de gelo) (Equipe Furnas, 1997).

Nas estruturas de concreto é necessário controlar o seu comportamento térmico, mas também fundamental conhecer o processo de ganho de resistência com o tempo, ou seja, a sua maturidade, pois o processo de ganho de rigidez da massa influencia diretamente o seu estado de fissuração.

2.4 Maturidade e idade equivalente

Azenha et al. (2012) afirmam que é fundamental uma análise confiável do concreto em seus primeiros dias para que os engenheiros possam tomar decisões construtivas acertadas nas obras, como por exemplo, a desfôrma ou aplicação de tensões à estrutura de concreto. Esse monitoramento das primeiras idades também é recomendado na NBR 14.931 (ABNT, 2004).

Inúmeros acidentes ocorrem envolvendo o colapso de estruturas nas suas primeiras idades devido a insuficiência de resistência mecânica. Na década de 1970 dois acidentes se destacaram mundialmente. Um ocorreu durante a construção da usina de Willow Island, no estado da Virgínia Ocidental nos Estados Unidos, onde morreram na ocasião 51 trabalhadores. O outro acidente ocorreu durante a construção de um prédio em Fairfax, também nos Estados Unidos, que na ocasião morreram 14 trabalhadores. A causa de ambos acidentes foi apontada como insuficiência da resistência da estrutura de concreto no ato da desfôrma devido as baixas temperaturas que estavam ocorrendo nas regiões (Carino, 1983, apud Carino e Lew, 2001). Os dois acidente citados provocaram o aprimoramento de técnicas que pudessem prever com maior exatidão as características mecânicas do concreto considerando as condições reais do local.

Estudos envolvendo a relação tempo *versus* temperatura no desenvolvimento das propriedades mecânicas do concreto são antigos, oriundos da década de 1950, onde se fazia necessário entender como esse binômio influenciava o desenvolvimento da resistência para diferentes condições de cura térmica (Peres, 2006), uma vez que o tempo não é um fator suficiente para estimar as características de resistência de um concreto, sendo esta dependente do histórico de temperatura que o concreto estará submetido (Topçu, Karakurt e Altun, 2007).

O desenvolvimento das propriedades mecânicas do concreto ao longo do tempo, ou seja, sua maturidade, é a evolução da reação química entre o cimento e a água. A maturidade constitui um parâmetro objetivo que permite caracterizar o grau da reação de hidratação do concreto (Carvalho, 2002).

Carino e Lew (2001) afirmam que Saul (1951) introduziu o conceito de maturidade para avaliar as características dos concretos através da lei do ganho de resistência com a maturidade, onde este afirma que dois corpos de prova oriundos de

uma mesma mistura de concreto apresenta aproximadamente a mesma resistência se estes apresentarem a mesma maturidade, independente da combinação tempo e temperatura necessária para o alcance dessa.

Segundo Johnson e Hosten (2011) duas funções podem ser utilizadas para o cálculo da maturidade do concreto: função Nurse-Saul e função de Arrhenius.

A função Nurse-Saul (Equação 1) indica que o índice de maturidade do concreto deve ser calculado a partir de uma temperatura onde não ocorre reação química entre o cimento e a água, ou seja, temperatura onde não ocorre nenhum tipo de evolução na resistência do concreto.

$$M = \sum_0^t (T - T_0) \Delta t \quad (1)$$

Onde:

M = índice de maturidade na idade t (°C.h);

T = média da temperatura do concreto no intervalo de tempo Δt (°C);

T_0 = temperatura onde não há desenvolvimento de tensões no concreto (°C);

Δt = intervalo de tempo (h)

t = tempo (h).

O valor da temperatura em que não ocorre o desenvolvimento das características mecânicas do concreto foi inicialmente adotado como sendo $-10,5^\circ\text{C}$, entretanto, atualmente é comumente usado o valor de $-10,0^\circ\text{C}$ (Carino, 1991, apud Brooks, Schindler e Barnes, 2007).

Para a utilização deste método é necessário o conhecimento prévio do desenvolvimento da resistência em uma condição de cura isotérmica, ou seja, em uma condição de temperatura de cura constante (Bardella, Barbosa e Camarini, 2005). A temperatura é considerada a única variável que afeta o desenvolvimento da resistência ao longo do tempo, desconsiderando assim outros fatores como a composição dos materiais ou condições de umidade da mistura (Peres, Barbosa e Pinto, 2005).

A função Nurse-Saul não consegue representar de forma precisa o efeito da temperatura de cura no ganho de resistência. Para compensar as limitações desta função foi introduzida a energia de ativação na função FHP, que representa ao nome dos seus autores Freiesleben Hansen e Pedersen. Esse parâmetro representa a sensibilidade do concreto à temperatura e à concentração dos reagentes, representando de forma mais

confiável o processo de hidratação do material cimentício (Scoaris, Barbosa e Pinto Junior, 2005).

A segunda equação, para estimar as características do concreto, apresentada por Johnson e Hosten (2011) é a função de Arrhenius, também conhecida como função FHP (Equação 2), sendo esta uma evolução da formulação de Nurse-Saul. Freiesleben Hansen e Pedersen desenvolveram a função baseados na equação de Arrhenius, onde este descreve o efeito da temperatura sobre uma reação química (Carino e Lew, 2001). Essa função permite calcular a idade equivalente do concreto.

O termo idade equivalente foi introduzido por Rastrup (1954), que corresponde ao tempo em que uma amostra de concreto necessitaria para atingir o mesmo grau de maturidade caso fosse mantida em cura em uma determinada temperatura de referência.

$$te = \sum_0^t e^{-\left[\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_a} - \frac{1}{T_r} \right)\right]} \Delta t \quad (2)$$

Onde:

te = idade equivalente à uma temperatura de referência Tr (h);

Ea = energia de ativação (J/mol);

R = constante universal dos gases (8,134 J/k.mol);

Ta = média da temperatura em um intervalo de tempo Δt (k);

Tr = temperatura de referência (k);

Δt = intervalo de tempo (h);

t = tempo (h).

A idade equivalente ou tempo equivalente do concreto é o tempo que seria necessário para uma amostra de concreto atingir determinadas características mecânicas, tal como a resistência à compressão, em uma dada temperatura de referência (Brooks, Schindler e Barnes, 2007). Essa temperatura de referência é em geral arbitrada como 20°C ou 23°C. Entretanto, Sofi, Mendis e Baweja (2012) afirmam ser conveniente o uso de uma temperatura de referência de 27°C para regiões de clima tropical, como é o caso do clima brasileiro.

Assim, quanto maior a temperatura de cura maior será o tempo equivalente, uma vez que em temperaturas maiores a reação entre os elementos químicos se dá de forma mais acelerada (Kim e Rens, 2008).

Para materiais como o cimento, o mais apropriado é o termo energia aparente de ativação (E_a), uma vez que as reações químicas que ocorrem nos componentes deste material se dão de forma simultânea, levando a um valor médio desta energia. Peres, Barbosa e Pinto (2005) definem a energia aparente de ativação como sendo a energia que os reagentes devem adquirir para dar início à reação. Estes afirmam que Freiesleben Hansen e Pedersen sugerem valores de energia aparente de ativação relacionadas com a temperatura do concreto (T_c) conforme as Equações 3 e 4, em um intervalo de temperatura de cura variando de -10°C a 80°C .

$$\text{para } T_c \geq 20^{\circ}\text{C}: E_a = 33,5 \text{ KJ/mol} \quad (3)$$

$$\text{para } T_c < 20^{\circ}\text{C}: E_a = 33,5 + 1,47 (20 - T_c) \text{ KJ/mol} \quad (4)$$

Onde:

E_a = energia aparente de ativação (kJ/mol);

T_c = temperatura do concreto ($^{\circ}\text{C}$).

Existem outros métodos para a determinação da energia aparente de ativação, sendo um deles o proposto pela ASTM C 1074-98, onde são apresentados os procedimentos de ensaios laboratoriais para a determinação deste parâmetro em uma mistura de concreto particular. Este método é o mais preciso para a determinação deste parâmetro, uma vez que analisa o efeito para cada tipo e teor de cimento na mistura.

Carino (1991) apud Peres, Barbosa e Pinto (2005) apresenta que a maioria dos valores de energia aparente de ativação estão compreendidos entre 41 KJ/mol e 67 KJ/mol. Já a norma americana ASTM C 1074-98 cita que para cimento Tipo I, sem aditivos ou adições, o qual equivale ao cimento brasileiro CP I, os valores desta energia variam entre 40 KJ/mol e 45 KJ/mol.

Peres (2006) apresenta ainda uma formulação alternativa para a determinação deste parâmetro baseada na temperatura do concreto (Equação 5).

$$E_a = 44,066 \left(\frac{30}{10+T_c} \right)^{0,45} \quad (5)$$

Onde:

E_a = energia aparente de ativação (kJ/mol);

T_c = temperatura de cura do concreto ($^{\circ}\text{C}$).

Na literatura existem ainda outras formulações para a determinação do tempo equivalente da massa de concreto. Uma que se destaca, por não necessitar do valor da energia aparente de ativação é a equação de Sadgrove (Equação 6) (Newman e Choo, 2003).

$$Te(20) = \sum_0^t \left(\frac{\theta+16}{36} \right)^2 \Delta t \quad (6)$$

Onde:

$Te(20)$ = idade equivalente para uma temperatura de referência de 20°C;

θ = média da temperatura em um intervalo de tempo Δt ;

Δt = intervalo de tempo (h);

t = tempo (h).

A equação de Sandgrove é uma formulação mais simples do que a apresentada por Freiesleben Hansen e Pedersen, entretanto ela apresenta a restrição de ser aplicável apenas à cimentos Portland de classe 42,5 ou 52,5, além de um intervalo de temperatura de 1°C à 45°C (Newman e Choo, 2003).

Dados os diferentes tipos e classes de cimentos e diferentes tipos de aditivos e adições utilizados, se faz necessário o uso de uma equação que forneça um índice de maturidade de forma simples e confiável. Newman e Choo (2003) apresenta uma função que pode ser utilizada para qualquer cimento, tendo como restrição a não utilização para concretos curados em temperaturas inferiores à 0°C (Equação 7).

$$Te(20) = \sum \left(\frac{\theta}{20} \right) \Delta t \quad (7)$$

Onde:

$Te(20)$ = idade equivalente para uma temperatura de referência de 20°C;

θ = média da temperatura em um intervalo de tempo Δt .

O uso da técnica de maturidade para a determinação das características do concreto ainda não é consenso entre os autores. Zhang et al (2008) citam que essa falta de unanimidade se dá principalmente devido falta de entendimento na relação entre a maturidade e a cinética da hidratação do cimento, no desenvolvimento de suas microestruturas e propriedades.

Alguns pontos são apresentados como barreira para o desenvolvimento dessa técnica de análise das estruturas de concreto. Um ponto questionável é o seu custo. Como Johnson e Hosten (2011) citam, o método da maturidade é extremamente sensível à variação da proporção da mistura e materiais constituintes do concreto, assim, a determinação do índice de maturidade ou o tempo equivalente deve ser feita para cada mistura de concreto que for produzido, para que se possa obter resultados com maior confiabilidade.

Outro fator que faz com que a técnica da evolução das características mecânicas com o comportamento térmico seja questionável é que em idades mais avançadas, como por exemplo, a partir do 7º dia, a temperatura não afeta mais de forma significativa o desenvolvimento da resistência (Kim e Rens, 2008).

Estes últimos autores também apresentam outros dois problemas do método da maturidade: não levar em conta a alta temperatura nos primeiros períodos do concreto, ou seja, o efeito cruzado, onde concretos que sofrem cura térmica apresentam uma maior resistência mecânica inicial, entretanto, em idades mais elevadas eles apresentam uma menor resistência quando comparada com amostras de concreto em cura submersa; e que a equação do tempo equivalente não é afetada pelo tempo em que a temperatura de pico é alcançada, mas sim pela magnitude desta temperatura.

Já em estruturas de grande porte, como as barragens, a análise da evolução das características mecânicas com base no histórico de temperatura apresenta outra limitação que é a variação da temperatura da massa de concreto, tornando difícil uma determinação precisa da temperatura em seu interior, comprometendo assim a determinação da maturidade da estrutura.

Uma alternativa encontrada para este obstáculo é a modelagem matemática através de *softwares* que forneça a evolução térmica em toda a estrutura ao longo do tempo.

Outra solução para análise pelo método da maturidade em estruturas de concreto massa é apresentada por Newman e Choo (2003). Estes afirmam que nesse tipo de estrutura, a migração da água do interior para o exterior da massa de concreto faz com que a região superficial apresente uma menor resistência, podendo apresentar até 10% menos resistência do que a região interna. Como a região superficial é a mais solicitada a tensões de compressão, a análise desta camada pode ser suficiente para

fornecer resultados satisfatórios para o controle da estrutura como um todo nas primeiras idades.

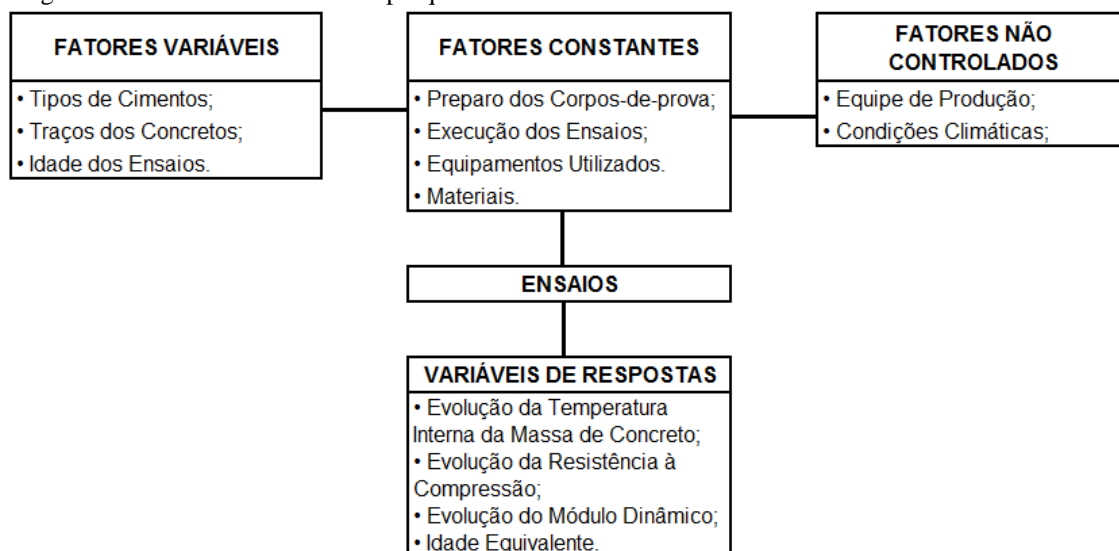
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Introdução

Esta dissertação estuda o comportamento de concretos quando estes ainda são jovens, ou seja, quando suas propriedades mecânicas estão em formação, portanto, este estudo dedica atenção especial ao concreto até o seu 7º dia.

Este capítulo apresenta as variáveis de entrada e os seus efeitos sobre as variáveis de resposta. A Figura 6 apresenta as variáveis envolvidas no desenvolvimento do estudo experimental.

Figura 6- Variáveis envolvidas na pesquisa.



Fonte: Autor.

São ainda apresentadas, detalhadamente, todas as etapas que compõem o programa de ensaios, visando permitir que todos os ensaios experimentais aqui desenvolvidos sejam explorados além dessa pesquisa, proporcionando meios para uma possível replicação destes, e assim, seja dada uma maior clareza e uma maior confiabilidade aos resultados posteriormente apresentados.

A seguir são apresentados de forma detalhada as variáveis envolvidas durante o desenvolvimento da pesquisa.

3.2 Variáveis da pesquisa

3.2.1 Fatores variáveis

Os itens escolhidos para verificar como suas variações podem afetar o comportamento dos concretos quando ainda jovens foram o tipo e o consumo de cimento e a idade dos ensaios. Os itens citados foram manipulados e variados de forma proposital para que fosse verificada com que intensidade cada um deles pode influenciar o comportamento térmico da massa de concreto e a evolução de suas propriedades mecânicas.

Os cimentos utilizados nesse estudo foram o cimento composto com adição de escória de alto forno resistente a sulfato de classe de resistência 32 MPa (CP II E RS 32) e cimento pozolânico também de classe de resistência 32 MPa (CP IV 32).

A variação da resistência característica do concreto (f_{ck}) foi realizada para buscar entender como o nível de resistência do concreto e, conseqüentemente o consumo de cimento na mistura, poderia influir nas variáveis de resposta. Para tanto, foram produzidos dois traços diferentes com resistências características de 10 MPa e 20 MPa, sendo que em cada traço foram utilizados os dois tipos de cimentos citados.

A idade de ensaio é um ponto crucial na análise, pois com base nesse item de controle pode-se explorar os comportamentos físicos e mecânicos de cada um dos concretos produzidos ao longo do tempo, principalmente nas primeiras 48 horas. Nesse período, observa-se poucos dados na literatura sobre os desenvolvimentos das características dos concretos semelhantes aos aqui analisados.

3.2.2 Fatores constantes

Houve itens que foram controlados e se mantiveram constantes nesse estudo por influenciarem diretamente os resultados dos ensaios, uma vez que suas variações ao longo do programa experimental comprometeriam os resultados da análise. Equipamentos como betoneira, balança e vibrador de imersão, além dos materiais podem exercer influência direta na qualidade dos concretos produzidos, e conseqüentemente nos resultados experimentais.

Para tentar minimizar o efeito da variação causada por esses itens, utilizou-se, ao longo do programa experimental os mesmos equipamentos, devidamente calibrados, além de se seguir os mesmos procedimentos na preparação dos corpos de prova e a execução dos ensaios.

Com relação aos materiais, foi adquirida quantidade suficiente dos mesmos no início da pesquisa, os quais foram devidamente caracterizados, buscando assim minimizar possíveis erros provenientes da variabilidade dos componentes do concreto.

3.2.3 Fatores não controladas

São itens que apresentaram variabilidade ao longo desenvolvimento da análise experimental e, por isso, foram de difícil controle. Um exemplo deste tipo de variável foi a equipe de apoio, pois, buscou-se manter todos os integrantes durante todo o processo, entretanto em algumas ocasiões foi necessária a substituição de algum membro. Outro exemplo foi a condição climática, pois, apesar de todo o procedimento experimental ser realizado dentro de laboratórios, protegido de vento e chuva, houve variação das temperaturas mínimas e máximas ambiente durante o processo de cura dos blocos de concretos, os quais foram produzidos em datas diferentes e infelizmente o procedimento experimental ocorreu em períodos chuvosos na cidade de Fortaleza.

3.2.4 Variáveis de resposta

As variáveis de resposta são as propriedades do concreto que devem ser analisadas mediante a variação dos fatores variáveis para que assim seja possível mensurar como cada um destes influencia tais propriedades.

As variáveis de respostas são:

- A temperatura da massa de concreto, identificando o seu pico e o tempo para atingi-lo, além do tempo necessário para o resfriamento da mesma;
- A resistência à compressão do concreto ao longo do tempo, medido por meio da ruptura de corpos de prova (CPs) cilíndricos;
- A evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto ao longo do tempo;

- A análise da idade equivalente dos concretos.

3.3 Método da pesquisa

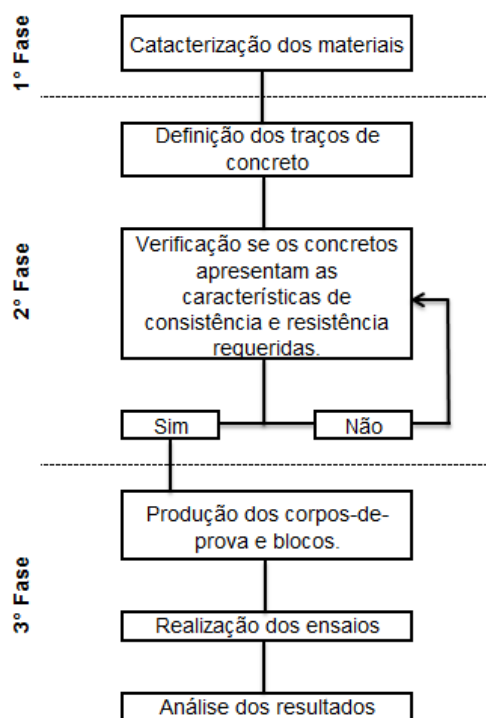
3.3.1 Introdução

O método de pesquisa utilizado na dissertação obedeceu à sequência apresentada na Figura 7, que como pode ser percebido, foi dividido em 3 fases. A primeira envolveu a caracterização dos materiais e a determinação das suas propriedades físicas relevantes ao desenvolvimento do concreto. Na segunda fase foram desenvolvidos os quatro traços a serem estudados. O objetivo foi fazer com que cada um desses concretos apresentasse características em seu estado fresco e endurecido compatíveis com as especificadas na etapa de idealização do estudo, ou seja, características semelhantes com as de um concreto aplicável em um corpo de barragem. Na terceira fase foram produzidos concretos os quais foram ensaiados em idades de controle pré-determinadas para o acompanhamento da evolução das suas propriedades físicas e mecânicas.

A escolha do concreto para a moldagem dos corpos de prova se deu de forma randômica, tendo em vista que para cada traço de concreto foram produzidos várias betonadas, visando assim oferecer uma maior aleatoriedade às amostras e uma maior credibilidade aos resultados.

Foram moldados para cada um dos quatro concretos desenvolvidos 32 corpos de prova cilíndricos com dimensões 15cm x 30cm (diâmetro x altura) e um bloco para a medição da temperatura com dimensões 1,0m x 1,0m x 1,5m (largura x comprimento x altura).

Figura 7- Fluxograma de atividades.



Fonte: Autor.

Para finalizar a terceira fase do estudo experimental, procedeu-se a análise dos resultados com auxílio de programas de análise matemática, buscando-se, assim, fornecer uma maior consistência aos resultados.

A seguir serão apresentados as principais características dos materiais utilizados no desenvolvimento desse estudo experimental.

3.3.2 Materiais

Nesse estudo experimental, foram utilizados materiais abundantes, que possam ser utilizados em obras reais, sem qualquer perigo iminente de desabastecimento. Os materiais utilizados são provenientes da região Metropolitana de Fortaleza - com exceção dos cimentos, que apesar de terem sido comprados nessa região, são fabricados em outros pólos industriais.

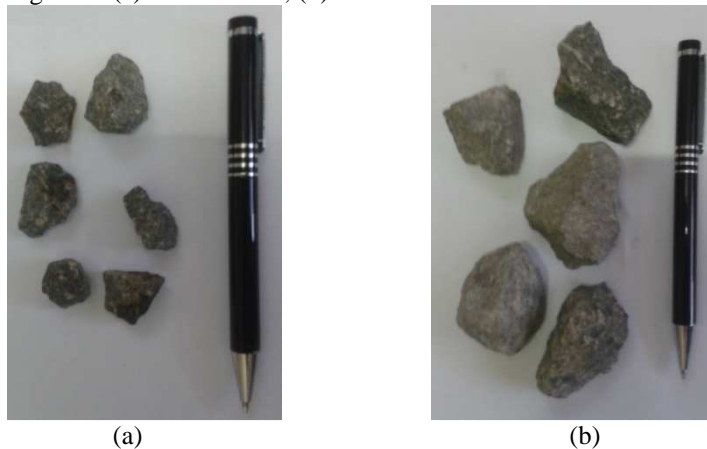
A caracterização e descrição de todos os materiais envolvidos no experimento encontram-se a seguir.

3.3.2.1 Agregados

Como agregado miúdo foi utilizada areia natural lavada, oriunda de leito de rio. Não foram realizados procedimentos prévios de tratamento desse agregado devido ao elevado volume utilizado e à busca de reproduzir a produção de concreto em uma usina de concretagem em uma construção de barragem. Nesse caso, apenas foram retirados galhos, raízes, seixos rolados e outros corpos estranhos, quando presentes, de forma manual durante o processo de coleta e pesagem.

Os agregados graúdos foram provenientes de rochas graníticas e apresentavam dois tipos de dimensões máximas características, 19 mm e 38 mm (Figura 8). Foram escolhidas britas com granulometrias elevadas por serem essas as mais utilizadas na produção de concreto de corpo de barragem. Seguindo o mesmo princípio utilizado para o agregado miúdo, nenhum tratamento prévio foi realizado a qualquer tipo de brita.

Figura 8- (a) Brita 19 mm; (b) Brita 38 mm.



Fonte: Autor.

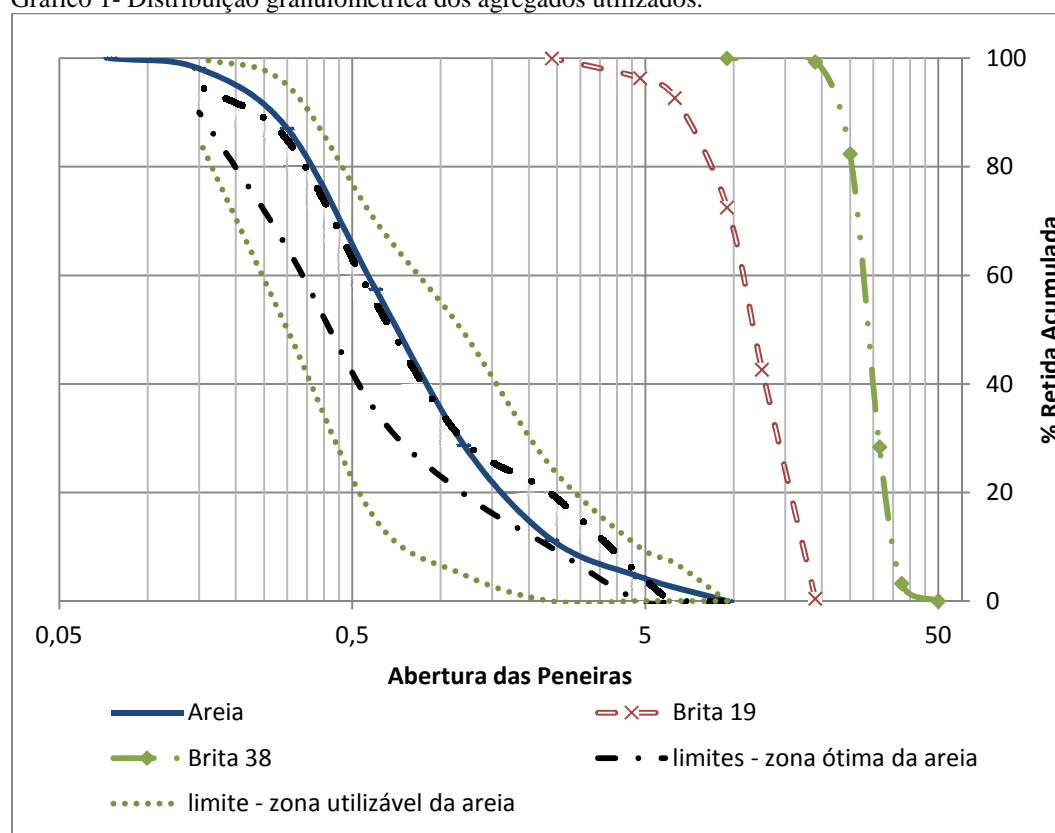
Para um maior conhecimento dos agregados e para coletar dados que servissem de base para o dimensionamento dos traços de concreto, foram feitos ensaios de caracterização dos mesmos. Os resultados da análise granulométrica com base na NBR NM 248 (ABNT, 2003) estão apresentados no Gráfico 1 e os demais resultados para os ensaios de caracterização, como a massa específica aparente e absorção realizadas de acordo com a NBR NM 30 (ABNT, 2001), NBR NM 53 (ABNT, 2009) e NBR NM 52 (ABNT, 2009), estão dispostos na Tabela 5.

Tabela 5- Características físicas dos agregados.

Materiais	Dimensão Máxima (mm)	Módulo de Finura (Adimensional)	Absorção (%)	Massa Específica (g/cm ³)
Areia	4,8	2,87	0,95	2,61
Brita 19	19	6,69	0,42	2,50
Brita 38	38	7,13	0,29	2,48

Fonte: Autor.

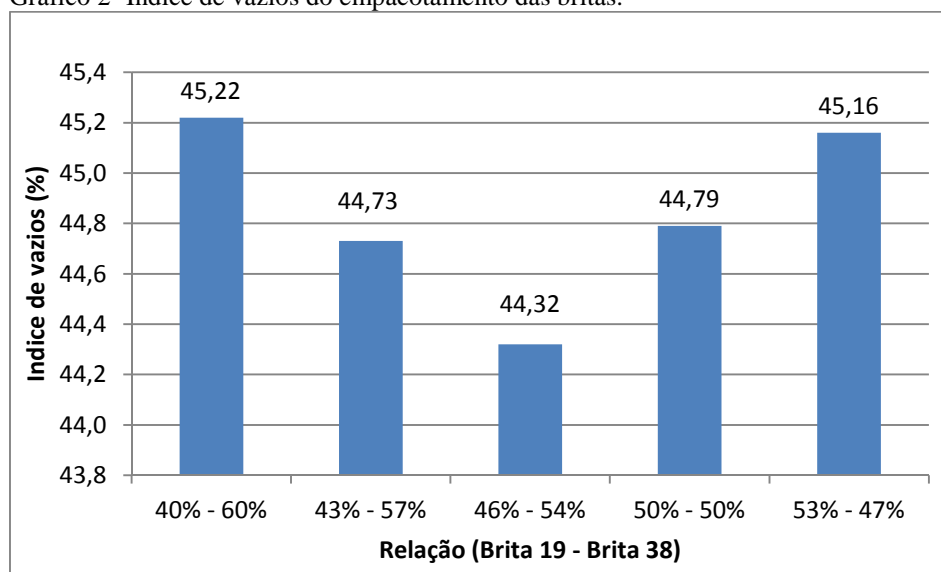
Gráfico 1- Distribuição granulométrica dos agregados utilizados.



Fonte: Autor.

Para o uso das duas britas em conjunto, foi realizado o ensaio de empacotamento visando determinar a proporção de cada uma das britas na mistura que asseguraria a menor quantidade de vazios. O Gráfico 2 apresenta o índice de vazios ao longo do ensaio de empacotamento das britas, onde pode-se observar que a proporção das britas que se adéqua melhor a produção de concreto é a de 46% de brita 19 e 54% de brita 38.

Gráfico 2- Índice de vazios do empacotamento das britas.



Fonte: Autor.

3.3.2.2 Cimentos

Os cimentos adotados foram o CP II E 32 RS e o CP IV 32. O calor de hidratação de ambos está apresentado na Tabela 6. Os ensaios para a determinação deste parâmetro foram realizados nos laboratórios da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e os respectivos relatórios seguem no Apêndice A.

Ambos os cimentos são considerados de baixo calor de hidratação com base nos parâmetros prescritos na norma NBR 13.116 (ABNT, 1993), e pode ser observado no laudo dos ensaios de calor de hidratação. Assim, constata-se o seu potencial para uso em estruturas de concreto massa.

Tabela 6- Calor de hidratação dos cimentos Portland utilizados neste trabalho.

Tempo (horas)	Calor de hidratação (J/g)	
	CP II-E 32 RS	CP IV 32
12	115	105
24	192	182
41	236	220
72	261	240
120	280	249
168	291	257

Fonte: ABCP (2013 e 2014).

3.3.2.3 Água

Durante toda a pesquisa utilizou-se a água do sistema de abastecimento público da cidade de Fortaleza.

3.3.3 Dosagem dos concretos

Com base nas características de concretos utilizados para a construção de barragens apresentadas na documentação intitulada Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, publicado pela Eletrobrás (2003), foram delimitadas as características de resistência e consistência que os concretos devem ter para que sejam utilizados no corpo de uma barragem. Assim, esse estudo experimental dedicou-se à análise de concretos do tipo convencional vibrado, com trabalhabilidade medida pelo método do abatimento do tronco de cone (*slump test*) de 6 ± 2 cm e resistências características (*fck*) de 10 MPa e 20 MPa.

O método de dosagem utilizado nesse estudo experimental baseou-se no método desenvolvido pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) o qual é apresentado na publicação intitulada Parâmetro de Dosagem do Concreto (ABCP, 1998). Os traços determinados nas dosagens estão apresentados nas Tabelas 7.

Tabela 7- Traço em massa e o consumo por metro cúbicos dos concretos estudados.

	fck	Cimento	Areia	Brita 19	Brita 38	Água
Traço em massa	10 MPa	1	3,49	2,1	2,46	0,85
	20 MPa	1	2,33	1,53	1,83	0,62
Consumo por m³ (kg)	10 MPa	241,2	841,7	506,5	593,3	205,0
	20 MPa	330,0	768,9	504,9	603,9	204,6

Fonte: Autor.

Na Tabela 8 são apresentadas as nomenclaturas adotadas para identificação de cada um dos concretos que foram produzidos neste estudo.

Tabela 8- Identificação dos traços de concreto analisados.

Identificação do traço	fck	Tipo de Cimento
10 II	10 MPa	CP II E 32 RS
20 II	20 MPa	CP II E 32 RS
10 IV	10 MPa	CP IV 32
20 IV	20 MPa	CP IV 32

Fonte: Autor.

3.3.4 Produção do concreto e moldagem dos corpos de prova

Para produção dos concretos foi utilizada uma balança mecânica com capacidade de 150 kg de carga, onde todos os componentes necessários foram pesados. Para a mistura dos materiais e produção do concreto, foi utilizada uma betoneira auto-carregável com volume de 600L (Figura 9).

Figura 9- Betoneira auto-carregável com 600L de capacidade.



Fonte: Autor.

As moldagens dos corpos de prova e dos blocos não foram realizadas simultaneamente para os quatro concretos analisados devido a limitações de espaço físico, equipamentos e equipe de apoio. Entretanto, buscou-se oferecer uma maior confiabilidade ao processo utilizando os mesmos componentes e a preservação da maior parte da equipe de apoio durante todas as concretagens, conforme mencionado anteriormente.

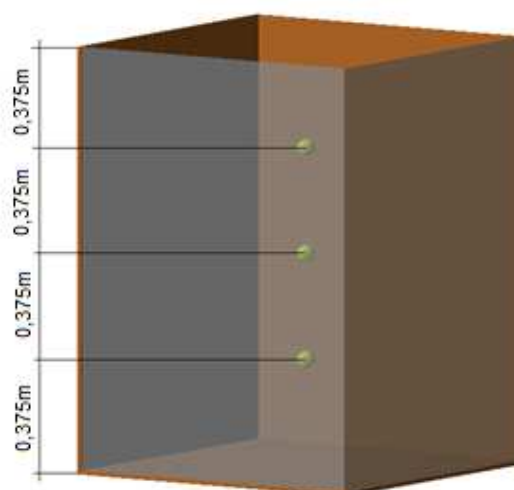
Para a produção dos concretos analisados a proposta foi reduzir a variabilidade entre as betonadas. Uma vez que não seria possível produzir em uma única

betonada todo o concreto requerido para a moldagem do bloco e dos corpos de prova a serem analisados, os quais geraram um volume de 1,75 metro cúbico para cada concreto estudado, dando um total de aproximadamente 7 metros cúbicos produzidos em toda fase experimental.

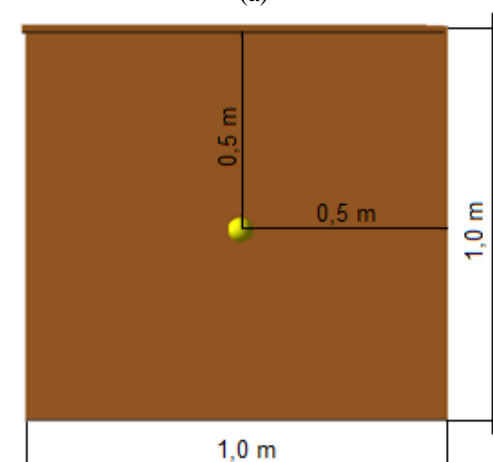
A concretagem dos blocos foi realizada por camadas. Para o primeiro bloco foram produzidas quatro camadas de concreto com 37,5 cm de altura, o que apresentou uma elevada dificuldade de execução. Assim, para os três blocos restantes foi adotado o uso de oito camadas com altura aproximada de 18,75 cm cada.

O controle da temperatura foi feito com o uso de três termopares na região central do bloco, como pode ser observado na representação da Figura 10.

Figura 10- (a) Representação da locação dos 3 termopares na região central do bloco em perspectiva; (b) vista superior da locação dos termopares no bloco.



(a)



(b)

Fonte: Autor.

A fôrma do bloco com a aplicação de desmoldante e a fixação dos termopares pode ser observada na Figura 11.

Figura 11- (a) Aplicação de desmoldante e apresentação dos termopares; (b) visualização dos termopares no ato da concretagem; (c) ajuste dos termopares;



(a)

(b)



(c)

Fonte: Autor.

Para o monitoramento da temperatura no interior da massa de concreto foram utilizados termopares, um *data logger* e um termômetro. Os termopares utilizados foram o tipo K (Figura 12-a), os quais apresentam uma faixa de medição aproximada de -40°C e 200°C e precisão de aproximadamente $\pm 2^{\circ}\text{C}$. Para o registro das temperaturas foi feito uso de um *data logger* LogBox-AA com duas entradas universais

(Figura 12-b). Este é um equipamento que registra automaticamente os dados de análise, com temperatura de operação variando de -40°C a 70°C e precisão de $\pm 1^{\circ}\text{C}$.

Figura 12- (a) Termopar tipo K; (b) Registrador eletrônico de sinais, LogBox-AA.



(a)

(b)

Fonte: Autor.

Foi utilizado ainda um termômetro digital, compatível com os termopares utilizados (Figura 13), com faixa de medição varia de -50°C a 1300°C , com precisão na leitura de $\pm 2,2^{\circ}\text{C}$. O termômetro portátil utilizado teve sua temperatura de registro igualada ao *data logger* previamente, por meio do dispositivo de ajuste *offset*, permitindo assim a comparação entre os resultados dos dois equipamentos com o mínimo de erro.

Figura 13- Registrador de temperatura portátil, 305 tipo K.



Fonte: Autor.

Os blocos após a concretagem passaram por um processo de cura através do lançamento de aproximadamente 20 litros de água no topo destes, visando diminuir a saída de água da massa de concreto e sua consequente desidratação. Os momentos em que houve a molhagem dos blocos são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9- Períodos de molhagem dos blocos.

Momento de hidratação do bloco após o término da concretagem (horas)												
21	24	30	36	42	48	60	72	84	108	120	144	168

Fonte: Autor.

Em cada betonada foram realizados ensaios de abatimento de tronco de cone com base na NBR NM 67 (ABNT, 1998) e a determinação da massa específica de acordo com os procedimentos apresentados na NBR 9.833 (ABNT, 2008).

Para a moldagem dos corpos de prova cilíndrico 15cm x 30cm (diâmetro x altura) foi adotado o adensamento mecânico, através da imersão da agulha do vibrador, com diâmetro de 2,85 cm, em duas camadas de concreto, conforme é prescrita na NBR 5.738 (ABNT, 2003). A desforma ocorreu 48 horas após a concretagem, sendo estes posteriormente imersos em um tanque de água saturada com cal até a data do ensaio. Esse tempo de desforma, diferente do tradicional que é de 24 horas, foi escolhido devido à elevada frequência de ensaios realizados até as 48 horas de idade dos CPs, que devido estes necessitarem serem secos antes da realização dos ensaios inviabilizaria a imersão desses 24 horas após as suas moldagens.

A Figura 14 apresenta fotos da concretagem do bloco e dos corpos de prova produzidos para um dos concretos analisados.

Figura 14- (a) Concretagem do bloco de controle da temperatura; (b) adensamento do bloco com auxílio do vibrador de imersão; (c) 32 corpos-de-prova de concreto com dimensões 15 x 30cm.



(a)

(b)



(c)

Fonte: Autor.

Nos corpos de prova cilíndricos foi realizado o ensaio de resistência à compressão uniaxial com base na NBR 5.739 (ABNT, 2007), sendo utilizado uma prensa analógica com 30 tf de capacidade de carga. Antes da execução desse ensaio, os topos dos corpos de prova eram revertidos com uma borracha de neoprene para a regularização da superfície.

Além do ensaio de resistência, foi realizado o ensaio não destrutivo para a determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica, de acordo com a NBR 8.802 (ABNT, 2013) e ASTM C 597-99. Este ensaio foi realizado com um aparelho de ultrassons com tempo de trânsito variando de $0,1\mu\text{s}$ a $9.999\mu\text{s}$ e largura de banda entre 25 kHz e 500 kHz para a determinação da velocidade do som nos corpos de prova (Figura 15). O dado de velocidade obtido serviu de base para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico do concreto.

Figura 15- Equipamento de ultrassons.



Fonte: Autor.

A Tabela 10 apresenta o momento de realização dos ensaios acima citados, que ocorreu com os mesmos CPs, uma vez que o ensaio para a verificação da velocidade de propagação da onda sonora no interior do concreto é não destrutivo e não altera as características destes.

Tabela 10- Períodos de realização dos ensaios de resistência à compressão e de ultrassons nos corpos-de-prova, após o término da concretagem.

Momento de Realização dos Ensaios									
A cada 3 horas entre a 6° e 24° hora	30° hora	36° hora	42° hora	48° hora	3° dia	7° dia	14° dia	21° dia	28° dia

Fonte: Autor.

Destaca-se na Tabela 10 a elevada frequência de ensaios até a 48° hora após a concretagem, período onde as principais mudanças microestruturais são observadas no concreto.

3.3.5 Modelagem computacional

A simulação computacional da evolução da temperatura dos blocos de concretos durante os primeiros 7 dias foi realizada utilizando-se o *software* B4cast, cuja a licença foi cedida pela ConTech Analysis Aps para o GPMATE. A fase de modelagem foi dividida em duas etapas: preparação do modelo e simulação e análise dos resultados obtidos.

A fase de preparação do modelo consistiu na determinação de todos os parâmetros de entrada relevantes ao desenvolvimento da simulação solicitados pelo *software*. Esses parâmetros são: tipo de materiais que constituíram o concreto; geometria da peça modelada; elemento de revestimento do bloco, que na fase experimental foi adotada fôrmas de compensado plastificado; a velocidade do vento que incide sobre o bloco; parâmetros de troca de calor entre o bloco e o meio externo, como a transmitância térmica, o coeficiente de transmissão de condução e de radiação e a temperatura de condução e de radiação.

Todo o procedimento experimental que envolveu a produção e monitoramento dos blocos de concreto ocorreram no prédio do Laboratório de Ensaio de Estruturas que possui pé direito duplo, protegido da ação do vento e do sol. Assim, na modelagem computacional foram desprezados o fluxo de calor por radiação e a ação do vento.

Os dados de entrada das propriedades de caracterização dos concretos foram: densidade, consumo de cimento, capacidade térmica, coeficiente de condutibilidade térmica, calor de hidratação ao longo do tempo, coeficiente de Poisson e de expansão térmica e elementos relacionados a maturidade do concreto (energia de ativação, temperatura de referência e idade equivalente). Os dados de entrada que não variaram entre os 4 traços analisados são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11- Dados de entrada constante aos blocos de concreto para a modelagem computacional.

Dados de Entrada	Valores Considerados	Fonte
Energia de ativação	33,5 kJ/mol	Peres (2006)
Temperatura de referência	20 °C	Brooks, Schindler e Barnes (2007)
Capacidade térmica	1 kJ/(kg.K)	Mehta e Monteiro (2014)
Condutibilidade térmica	9,72 kJ/(m.h.°C)	Mehta e Monteiro (2014)
Coeficiente de Poisson	0,2	Mehta e Monteiro (2014)
Coeficiente de expansão térmica	$10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	Mehta e Monteiro (2014)

Fonte: Autor.

Contudo, alguns dados variaram entre os blocos produzidos, dentre eles os elementos geométricos que compunha os blocos. Com mencionado em capítulos anteriores, o primeiro bloco foi concretado em 4 camadas de aproximadamente 37,5cm

de altura, já os demais, por questão de logística, foram concretados em 8 camadas com alturas aproximadas de 18,75cm. A temperatura inicial do concreto no ato do lançamento foi considerada como sendo 27,8°C para todas as camadas dos blocos de controle, por ser esta temperatura a média observada no durante as concretagens. Já o tempo de lançamento por camada variou e é apresentado no Apêndice B.

O passo seguinte da modelagem foi determinar o elemento que iria revestir o bloco e que influenciaria diretamente a troca de calor da massa de concreto com o meio externa. Utilizou-se na fase experimental folhas de compensado plastificado com 12 mm de espessura para dá forma aos blocos. De acordo com Sofi et al. (2014) o coeficiente de condutibilidade térmico para este material é 0,41544 kJ/(m.h.°C).

A temperatura ambiente durante o período de cura do bloco é outro parâmetro necessário para a modelagem computacional. Essa temperatura foi coletada ao longo de todo processo experimental e estão apresentadas no Apêndice C.

Também é necessário a determinação do coeficiente de transmissão por convecção. Esse coeficiente pode ser calculado automaticamente pelo *software* ou ser informado manualmente ao programa. As faces laterais e inferior dos blocos, por não haver tratamento de cura e serem mantidas as fôrmas até o final do 7º dia, foi permitido que o programa calculasse o seu coeficiente. Já com relação à face de topo, a qual foi realizada uma cura por molhagem em intervalos pré-determinados, adotou-se valores para esse coeficiente, os quais variaram ao longo do tempo devido a molhagem da superfície do bloco.

Após a determinação dos dados de entrada necessários, a modelagem computacional seguiu com a simulação do comportamento térmico de cada camada, bem como do bloco de concreto como um todo, resultado em isotérmicas ao longo do tempo, além de suas temperaturas máximas e mínimas.

3.3.6 Análise do tempo equivalente

Nos tempos equivalentes dos concretos produzidos optou-se em fazê-la variando as funções e as energias de ativação, por estas não serem parâmetros unânime entre os autores, além da segunda ser um dos elementos mais sensíveis ao tempo equivalente. As funções utilizadas foram a de FHP, também conhecida como função de

Arrhenius (Johnson e Hosten, 2011) e Newman e Choo (2003). Também utilizou-se na função FHP energias de ativação (E_a) igual a 33,5 kJ/mol e 39,34 kJ/mol, pois estes valores de energia de ativação são as mais indicadas na literatura quando não é determinado experimentalmente este parâmetro. A temperatura de referência utilizada foi equivalente a 20°C.

3.3.7 Tratamento dos resultados obtidos para as variáveis de resposta

O conjunto de dados que foram coletados ao longo do programa experimental sofreu tratamentos antes de suas análises. Em especial para a análise do módulo de elasticidade dinâmico foi realizado um processo para eliminação dos dados espúrios, ou seja, valores que se apresentavam fora da tendência natural dos demais resultados. Desta forma, o tratamento dos dados espúrios foi feita com a eliminação dos valores que se apresentaram fora tendência de evolução dos demais valores coletados.

Outro tratamento numérico dado foi para a obtenção dos valores máximo de temperatura dos blocos e o respectivo tempo de pico. A coleta da temperatura se deu em horários pré-determinados com intervalor variando de 3 horas a 6 horas entre as leituras. Como os valores máximos poderia ser alcançados em momentos entre as leituras, foi montado um gráfico com esses valores e obtida as equações que melhor representa a linha de tendência dessa curva. Para evitar o efeito dos valores extremos, uma vez que o que era buscado determinar era o valor máximo de temperatura, foi utilizado para a montagem do gráfico apenas cinco valores: o máximo, dois pontos anteriores e dois pontos posteriores. Para obtenção do tempo da temperatura de pico foi derivada a equação obtida para determinar o máximo valor da curva, e por consequência pôde-se determinar a máxima temperatura.

Nos valores obtidos com a modelagem computacional foi feito um teste de incerteza padrão nas amostras que equivale à raiz quadrada do erro quadrático médio, conforme a Equação 8:

$$\Xi = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^n (Y_i - X_i)^2}{\psi}} \quad (8)$$

onde:

Ξ a incerteza padrão (°C);

Y_i a temperatura fornecida pelo modelo no instante t (°C);

X_i a temperatura fornecida pelo ensaio no instante t (°C);

ψ o número de temperaturas medidas no ensaio.

Também foi realizada a verificação da dispersão através do desvio padrão e amplitude para a incerteza padrão, com base nas Equações 9 e 10, respectivamente.

$$S = \sqrt{\frac{\sum(\Xi - \Xi_m)}{n-1}} \quad (9)$$

$$R = \Xi_{\text{máx}} - \Xi_{\text{min}} \quad (10)$$

S é o desvio padrão da amostra (°C).

Ξ é a incerteza padrão (°C);

Ξ_m é a incerteza padrão média (°C);

n é o tamanho da amostra;

R é a amplitude total da amostra (°C);

4 APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nesse capítulo são apresentados, analisados e discutidos os resultados dos ensaios realizados com os corpos de prova e os blocos de monitoramento da temperatura do concreto.

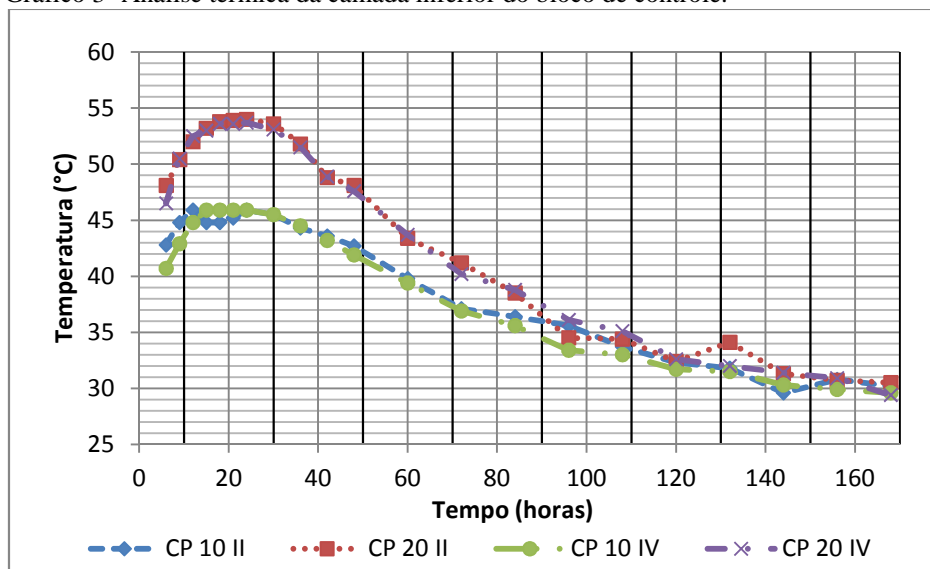
4.1 Apresentação e análise dos resultados

4.1.1 Temperatura dos blocos de controle ao longo do tempo

Para a análise do comportamento térmico dos blocos, os mesmos foram divididos em 3 camadas (inferior, central e superior) conforme apresentado nos capítulos anteriores e na Figura 9.

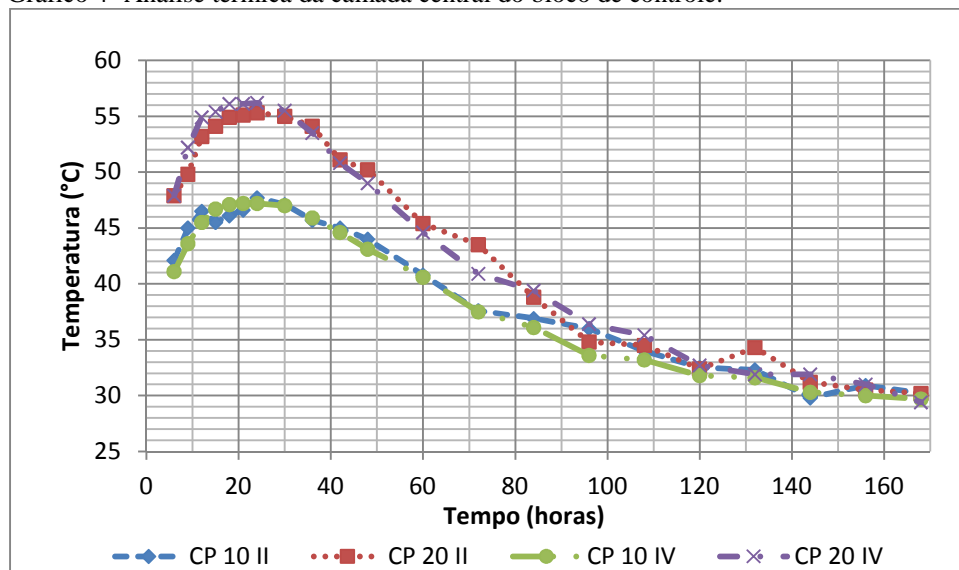
Os resultados das evoluções térmicas das camadas inferior, central e superior são apresentados nos Gráficos 3, 4 e 5, respectivamente, enquanto que na Tabela 12 estão apresentadas a máxima temperatura alcançada nessas camadas e o tempo necessário para atingir essa temperatura.

Gráfico 3- Análise térmica da camada inferior do bloco de controle.



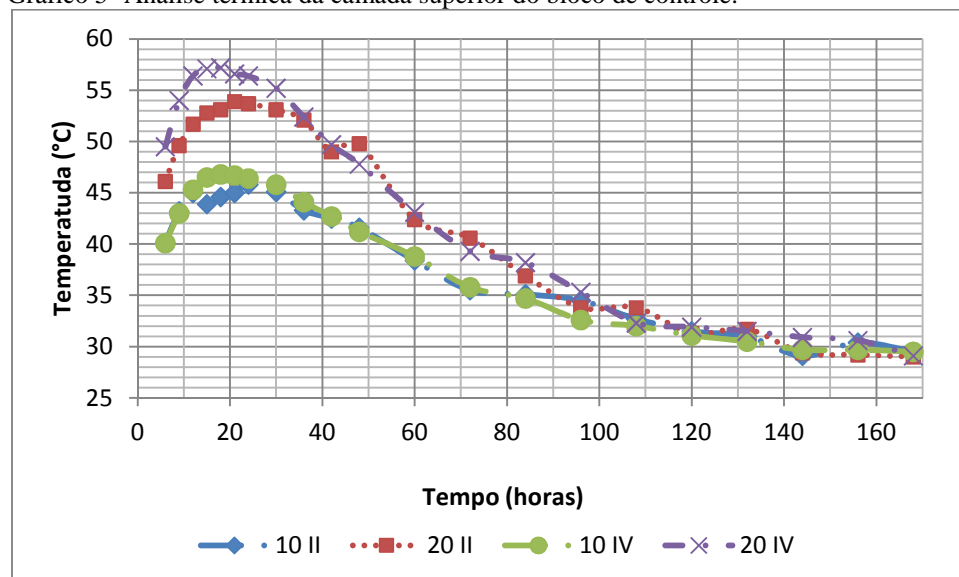
Fonte: Autor.

Gráfico 4- Análise térmica da camada central do bloco de controle.



Fonte: Autor.

Gráfico 5- Análise térmica da camada superior do bloco de controle.



Fonte: Autor.

Os valores de temperatura coletados ao longo dos 7 dias após a concretagem, e apresentados nos gráficos anteriores, mostram que a escolha do tipo de cimento não apresentou influência significativa na variação dos resultados. Entretanto, o resultado da evolução térmica é notadamente influenciado pela resistência característica do concreto, como pode ser observado nas Tabelas 34, 35 e 36 (Apêndice D).

Quando se avalia os resultados apresentados entre as camadas de um mesmo bloco é observado que ao longo do 7 dias de análise não há variação significativa entre

elas (Tabelas 37, 38, 39 e 40). No entanto, quando a análise é restringida apenas ao período onde se observa as temperaturas máximas se vê que há variações entre os valores entre camadas coletados, como é visto nas Tabelas 41, 42, 43 e 44 (Apêndice D). Essa análise foi feita restringindo-se aos cinco valores máximos, o de pico e os dois anterior e posterior à este.

Tabela 12- Temperatura de pico e tempo de pico dos blocos de controle por camada.

Bloco de Controle	Temperatura de Pico por Camada (°C)			Tempo de Pico por Camada (horas)		
	Inferior	Central	Superior	Inferior	Central	Superior
10 II	45,76	47,54	45,63	31,1	31,6	30,3
10 IV	45,88	47,25	46,87	26,9	27,2	22,9
20 II	54,08	55,30	53,78	26,7	28,2	26,9
20 IV	53,74	56,29	57,10	25,7	25,8	22,1

Fonte: Autor.

Conforme os dados da Tabela 12, pode-se observar que a temperatura de pico foi atingida em todos os blocos na região central, com exceção do bloco 20 IV, no qual a camada superior apresentou temperatura 0,81°C maior do que a camada central, entretanto, a diferença entre estas duas camadas não se mostrou estatisticamente relevante, conforme já comentado anteriormente. Já a camada superior, em geral apresentou as menores temperaturas máximas, isso se deu pelo fato desta camada está diretamente exposta ao meio externo, facilitando sua troca de calor, além desta região ser molhada periodicamente. Os resultados aqui encontrados, onde a camada central é a região que observa-se as maiores temperaturas, uma vez que nessa região há uma maior concentração de calor devido a má condutibilidade térmica do concreto, seguida pelas camadas inferior e superior, é também encontrado nos trabalhos de Coelho (2012), Ballim (2003) e Ali e Urgessa (2012).

Com relação ao tempo para atingir as máximas temperaturas, na Tabela 12 observa-se que a camada central foi a que demorou mais tempo para atingi-las, obtendo um tempo médio de 28,2 horas, enquanto que as camadas superiores e inferiores obtiveram um tempo médio de 25,6 horas e 27,6 horas, respectivamente. Observa-se que essa variação de tempo entre as camadas não se apresenta muito relevante. Nos trabalhos de Sofi et al. (2014) e Coelho (2012), o tempo médio obtidos para o concreto atingir a máxima temperatura foi de aproximadamente 28 horas e 25 horas,

respectivamente, sem grande variação entre as camadas. Já nos trabalhos produzidos por Ballim (2003) e Ali e Urgessa (2012), também não se observou mudanças significativas entre os tempos de picos das camadas.

Essa pequena variação no tempo para atingir as temperaturas de pico entre as camadas pode ter se dado pelo fato da amostra de concreto ser de pequeno volume, uma vez que era esperado uma maior variação entre o tempo de pico da camada central com relação as demais.

Na Tabela 13 é apresentada a taxa de ganho de calor até o pico e a perda de calor após esse ponto. É visto que nos concretos produzidos com o cimento pozolânico se obteve maior taxa de calor do que nos produzidos com cimento composto com escória de ferro.

Tabela 13- Taxa de ganho e perda de temperatura.

Concreto	Taxa de ganho antes do pico - Camada (°C/h)			Taxa de perda pós pico - Camada (°C/h)		
	Inferior	Central	Superior	Inferior	Central	Superior
10 II	0,58	0,69	0,59	0,11	0,12	0,11
10 IV	0,71	0,73	0,83	0,12	0,18	0,12
20 II	0,98	0,98	0,97	0,16	0,18	0,17
20 IV	0,99	1,10	1,38	0,17	0,18	0,19

Fonte: Autor.

Observa-se na Tabela 13 que a taxa de ganho de temperatura é maior para os concretos com fck de 20 MPa, isso se dá pelo fato dos concretos com maiores resistências características apresentarem um maior teor de cimento por metro cúbico de concreto, ou seja, uma maior concentração de reagente na mistura. Assim, a velocidade e intensidade da reação será maior nesses concretos do que nos concretos produzidos com teor menor de cimento.

Com relação ao tipo de cimento foi visto que os blocos produzidos com cimento CP IV 32 apresentaram menores tempos de pico devido sua maior taxa de ganho de temperatura, entretanto esse fato não era esperado. O cimento CP II E 32 RS teoricamente deveria apresentar uma maior taxa de calor, pois esse em geral apresenta um maior teor de clínquer. Entretanto, a quantidade de escória no cimento

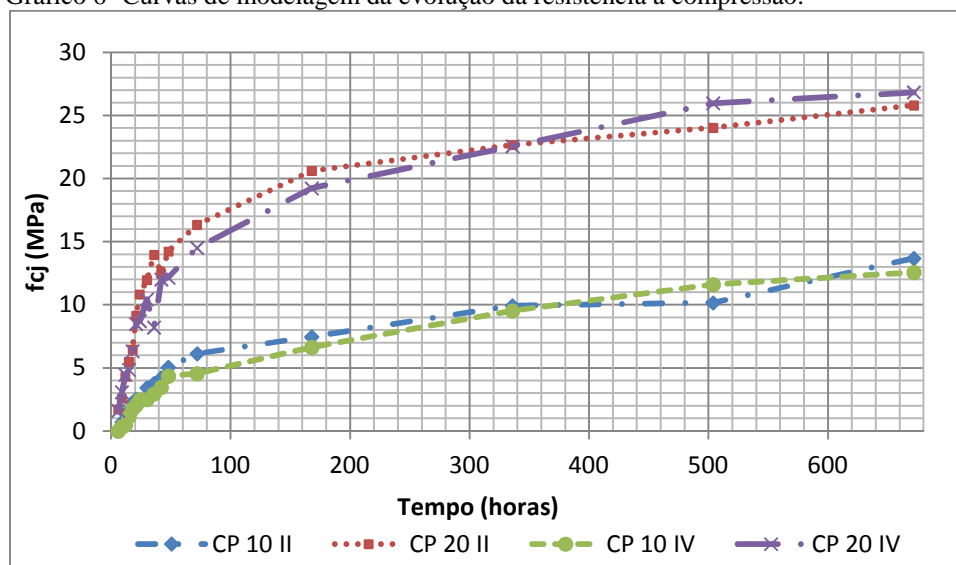
CP II E 32 RS utilizado é em torno de 30% a 34%¹, limite superior permitido pela norma brasileira, o que leva a esse cimento apresentar um teor de clínquer variando de 66% a 70%, enquanto que o cimento CP IV 32 apresenta um teor de pozolana variando entre 15% a 25%, levando este cimento a apresentar um teor de clínquer entre 75% e 85%. Ou seja, o teor de clínquer dos cimentos é bem próximo.

Com relação a taxa de perda de calor apresentada na Tabela 13 observa-se que elas são bastante próximas quando se avalia em uma mesma faixa de fck, assim, é visto que para esse parâmetro o tipo de cimento aparentemente não apresenta influência significativa. Entretanto, entre as camadas, a superior era esperado que apresentasse a maior taxa de perda devido seu resfriamento pelo lançamento de água diretamente nesta camada, fato que não foi observado. Isso pode ter se dado pelo fato de que em todo período de análise o bloco se manteve na fôrma e quando a água era lançada a mesma escorria no bloco como um todo e a fôrma impedia a saída rápida desta mantendo o bloco resfriado por mais tempo.

4.1.2 Resultados da evolução da resistência à compressão

O comportamento da resistência à compressão ao longo do tempo nos concretos produzidos está apresentado no Gráfico 6.

Gráfico 6- Curvas de modelagem da evolução da resistência a compressão.



Fonte: Autor.

¹ Informações colhidas de forma verbal dos fabricantes.

A análise estatística feita nos dados apresentados no gráfico anterior mostrou que não há variações significativa nos dados gerais de resistência à compressão quando se avalia o tipo de cimento utilizado, entretanto, a variação da resistência característica apresenta influência significativa no parâmetro aqui analisado como é apresentado na Tabela 45 (Apêndice D).

Até o 7º dia (168 horas) observa-se no Gráfico 6 claramente que foram obtidas as maiores resistências para os concretos produzidos com cimento CP II E 32 RS, independente de faixa de fck. Entretanto, o teste ANOVA feito com esses dados, até 168 horas (7 dias), não apresentou diferenças significativas entre concretos com o mesmo teor de cimento (Tabela 46).

Na Tabela 13 é apresentado a taxa de ganho de resistência por hora de hidratação do cimento. Foi utilizado como tempo de referência 72 horas, ou seja, 3 dias, por aproximadamente nesse período ter sido observado uma mudança na taxa de ganho de resistência em todos os concretos produzidos.

Tabela 14- Taxa de ganho de resistência até 72 horas e de 72 até 168 horas após o fim da concretagem.

Concreto	Taxa de Ganho de Resistência (MPa/hora)	
	Até 72 horas	Depois de 72 horas
10 II	0,085	0,013
10 IV	0,063	0,013
20 II	0,227	0,016
20 IV	0,202	0,021

Fonte: Autor.

A taxa de crescimento da resistência nas primeiras 72 horas dos concretos produzidos com cimento CP II E 32 RS apresentou um ganho de resistência maior do que o produzido com o cimento CP IV 32. Entretanto, o ganho a partir da 72ª hora apresentou uma inversão entre cimentos nos concretos com resistência característica igual a 20 MPa e uma similaridade entre o ganho de resistência entre os dois tipos de cimentos para os concretos com resistência característica igual a 10 MPa. Essa tendência era esperada, uma vez que os concretos produzidos com cimento CP II apresentam uma resistência inicial maior do que os produzidos com o cimento CP IV, com uma tendência a haver uma inversão na resistência do concreto à medida que o

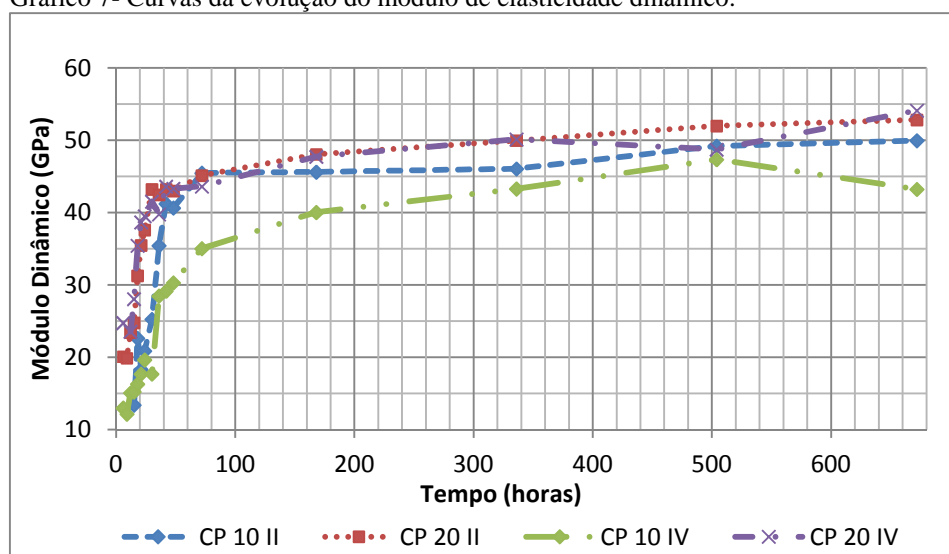
processo de hidratação do cimento evolui, como também é observado em Neville e Brooks (2013) e em Paiva e Oliveira (2009).

Observa-se nos dados apresentados na Tabela 14 que a taxa de ganho de resistência após às 72 horas decresce mais para os concretos com fck de 20 MPa, correspondendo à 7,05% e 10,40% da taxa de ganho até às 72 horas para os concretos 20 II e 20 IV, respectivamente. Para os demais concretos, a taxa de ganho após às 72 horas corresponde a 15,29% e 20,63% da taxa até essa hora de análise para os concretos 10 II e 10 IV, respectivamente. No entanto, as variações entre as taxas de ganho de resistência até as 72 horas não se mostram relevantes, já que a análise de variância da resistência à compressão durante esse período não apresenta diferença significativa entre os tipos de cimento utilizados (Tabela 47).

4.1.3 Resultados da evolução do módulo de elasticidade dinâmico

Os resultados brutos obtidos no ensaio do módulo de elasticidade dinâmico são apresentados no Apêndice E. No Gráfico 7 estão apresentados os resultados obtidos com auxílio de um tratamento de ruído na amostra CP 10 II e CP 20 IV. Os valores retirados da amostragem apresentaram nas primeiras horas de análise valores decrescentes, diferente da tendência crescente observada nos resultados, os quais foram extraídos da amostragem.

Gráfico 7- Curvas da evolução do módulo de elasticidade dinâmico.



Fonte: Autor.

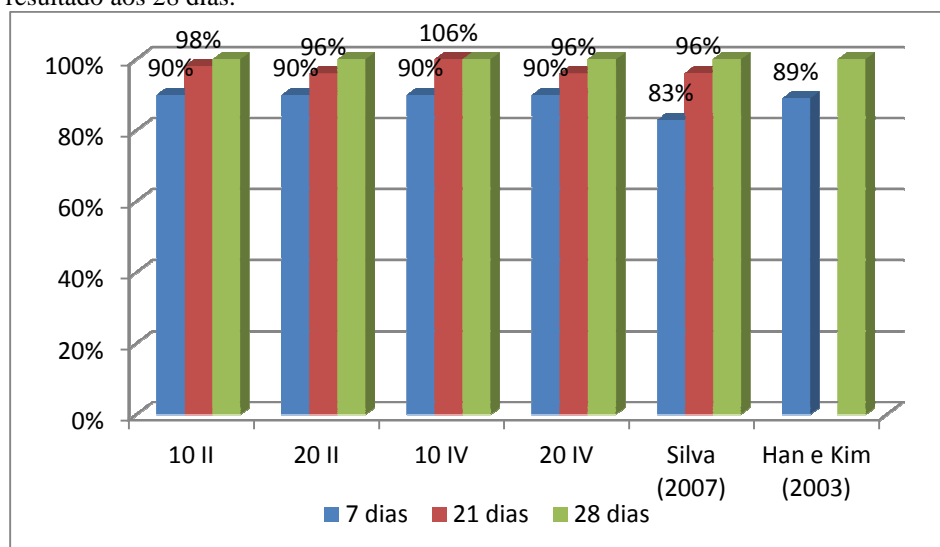
A análise da Tabela 48 (Apêndice D) mostra que, para o parâmetro aqui analisado, o tipo de cimento não apresentou diferenças significativas nas amostras analisadas neste estudo, já a resistência característica se mostra um fator relevante na variação dos resultados.

Na Tabela 49 (Apêndice D) é possível se estender o estudo para identificar o nível de relevância do fck nos resultados obtidos. Nessa tabela é possível ver que apenas a média do concreto 10 IV apresenta-se estatisticamente distante das médias dos concretos de 20 MPa. Esse ponto se mostra incoerente ao que era esperado, uma vez que aguardava-se que o módulo de elasticidade apresentasse maior influência na variação dos resultados, mesma tendência encontrada nos resultados de resistência à compressão.

A evolução do módulo de elasticidade dinâmico de todos os concretos se mostrou bem acentuada até a 80ª hora após o término da concretagem. Pode-se observar também que a partir da 200ª hora após a concretagem houve uma estabilização dos resultados nos quatro concretos estudados, apresentando após esse período apenas pequenas variações.

Observa-se no Gráfico 8 a evolução do módulo de elasticidade dinâmico em porcentagem tomando como referência os resultados obtidos em 28 dias. Nesse gráfico podem ser observados os trabalhos de Silva (2007) e Han e Kim (2003) onde é mostrado uma semelhança na evolução dos resultados obtidos.

Gráfico 8- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico tendo como referência o resultado aos 28 dias.



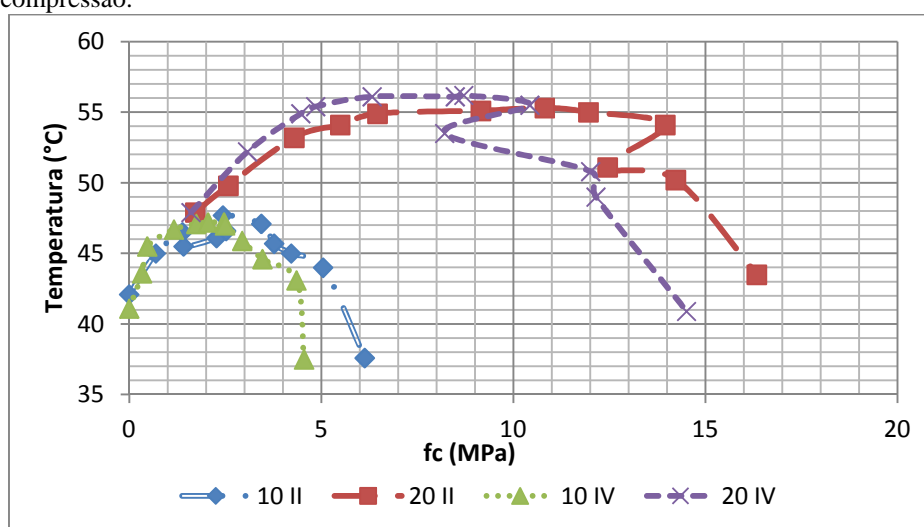
Fonte: Autor.

4.2 Discussão

4.2.1 Relação entre a evolução da resistência à compressão e a evolução da temperatura

O Gráfico 9 apresenta a relação entre a evolução da resistência à compressão e a evolução da temperatura da região central da massa de concreto dos traços de 10 MPa e 20 MPa até a 72 horas após o término da concretagem dos blocos.

Gráfico 9- Relação entre a evolução da temperatura e a evolução da resistência à compressão.



Fonte: Autor.

Observa-se nos dados apresentados no Gráfico 9 que o calor é maior para os concretos produzidos com o cimento CP IV 32, enquanto que o cimento CP II E 32 RS proporciona ao concreto uma maior resistência à compressão, como já discutido anteriormente.

A Tabela 15 apresenta as equações que melhor modelam as curvas apresentadas nos gráficos anteriores. Isso é fundamental para a extrapolar os dados aqui encontrados para outras situações além desta.

Tabela 15- Equações das curvas de modelagem da evolução da temperatura versus resistência à compressão.

Concreto	Equação	R²
10 II	$T(^{\circ}\text{C}) = -0,72fc^2 + 3,74fc + 42,21$	0,94
10 IV	$T(^{\circ}\text{C}) = -1,28fc^2 + 5,24fc + 42,03$	0,87
20 II	$T(^{\circ}\text{C}) = -0,18fc^2 + 3,07fc + 42,97$	0,86
20 IV	$T(^{\circ}\text{C}) = -0,28fc^2 + 3,96fc + 42,38$	0,94

$T(^{\circ}\text{C}) = \text{Temperatura } (^{\circ}\text{C})$; $fc = \text{Resistência à compressão (Mpa)}$

Fonte: Autor.

A análise das equações apresentada na Tabela 15 anterior forneceu os dados da Tabela 16, a qual corresponde à primeira derivada das equações anteriores.

Tabela 16- Temperatura máxima com sua respectiva resistência à compressão.

Concreto	Resistência à Compressão (MPa)	Temperatura de Pico ($^{\circ}\text{C}$)
10 II	2,60	47,09
10 IV	2,02	47,31
20 II	8,45	56,13
20 IV	7,13	56,93

Fonte: Autor.

Apesar de observado que os concretos produzidos com o cimento CP IV 32 apresentaram uma maior temperatura até o período de pico, no entanto, a máxima temperatura não se mostrou significativamente diferente entre os concretos produzidos com os cimentos CP II E 32 RS e CP IV 32, como já comentado.

Comparando-se os dados da camada central apresentado na Tabela 12 e os resultados de temperatura de pico da Tabela 16 observa-se consistência nos resultados, pois foi verificado apenas pequenas variações entre ambos os resultados.

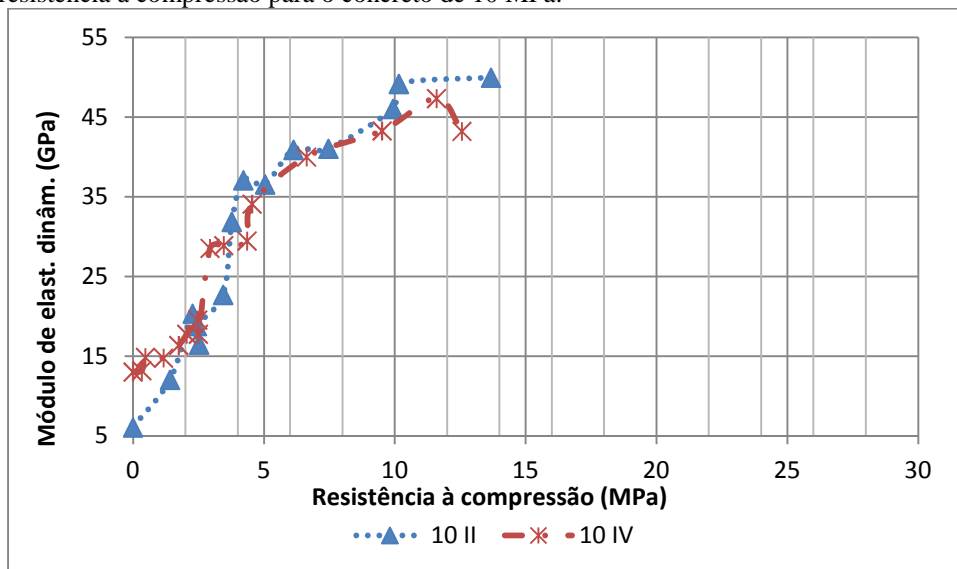
Uma análise comparativa geral dos resultados entre a taxa de geração de calor e a taxa de ganho de resistência mostra que estas não são proporcionais com relação ao tipo de cimento analisado, ou seja, os concretos produzidos com o cimento CP II E 32 RS apresentaram uma taxa de geração de calor menor comparada aos concretos produzidos com o outro tipo de cimento, entretanto, a taxa de ganho de resistência se apresenta menor para o concreto produzido com o cimento CP IV 32. No

entanto, era esperado que as duas taxas analisadas apresentassem valores proporcionais, uma vez que o ganho de resistência da massa de concreto está diretamente relacionado com a reação química do cimento com a água, e essa por sua vez está relacionada com a geração de calor da mistura. Como comentado anteriormente, a possível justificativa para esse fato é a quantidade de clínquer semelhante nos cimentos estudados, uma vez que, apesar de haver diferença entre as resistências e temperaturas entre concretos de um mesmo fck, estas não se mostraram relevantes.

4.2.2 Relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a resistência à compressão

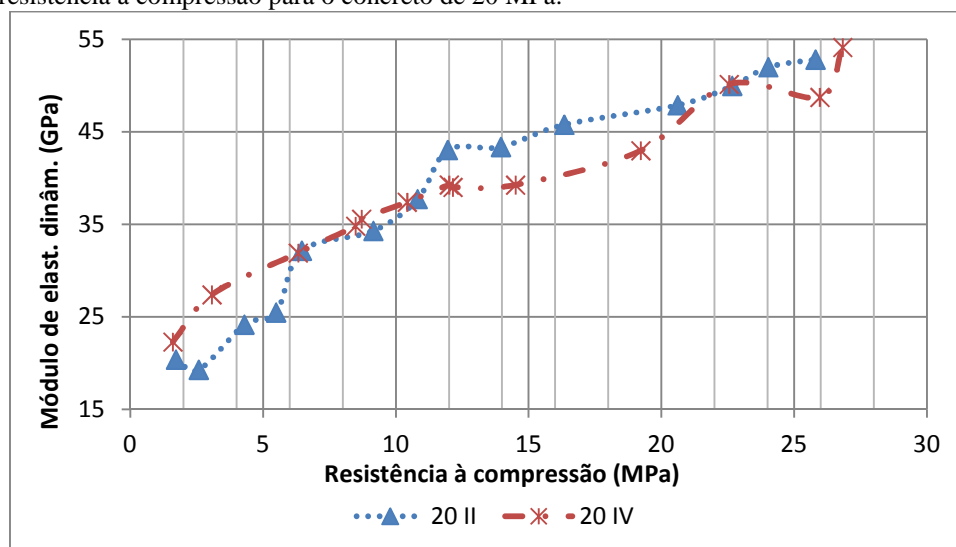
A relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a resistência à compressão é apresentada nos Gráficos 10 e 11 para os concretos de 10 MPa e 20 MPa, até 168 horas após a concretagem, respectivamente.

Gráfico 10- Relação entre a evolução do módulo de elasticidade dinâmico e a evolução da resistência à compressão para o concreto de 10 MPa.



Fonte: Autor.

Gráfico 11- Relação entre a evolução do módulo de elasticidade dinâmico e a evolução da resistência à compressão para o concreto de 20 MPa.



Fonte: Autor.

As equações que melhor representam o comportamento dos dados expostos nos Gráficos 10 e 11 são apresentadas na Tabela 17. E os estudos dessas equações forneceu os dados apresentados na Tabela 18.

Tabela 17- Equações das curvas de modelagem da evolução do módulo dinâmico *versus* resistência à compressão.

Concreto	Equação	R ²
10 II	$MD = 3,28fc + 15,95$	0,76
10 IV	$MD = 2,89fc + 14,47$	0,88
20 II	$MD = 1,40fc + 20,51$	0,91
20 IV	$MD = 0,91fc + 29,81$	0,87

MD = Módulo dinâmico (GPa) ; fc = Resistência à compressão (MPa)

Fonte: Autor.

Tabela 18- Equações das curvas de modelagem da evolução do módulo dinâmico *versus* resistência à compressão.

Concreto	Coefficiente angular (GPa/MPa)
10 II	3,28
10 IV	2,89
20 II	1,40
20 IV	0,91

Fonte: Autor.

Observa-se claramente nos Gráficos 10 e 11 que a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dinâmico crescem proporcionalmente no período aqui analisado. Como visto na Tabela 18, os concretos produzidos com o cimento CP II E 32 RS, independente do fck, apresentaram maiores inclinações, ou seja, maiores coeficientes angulares, em cada grupo de fck estudado. Isso se deu pelo fato do módulo de elasticidade dinâmico do concreto produzido com este cimento ter apresentado maiores valores com relação à resistência à compressão ao longo do tempo do que o concreto produzido com o cimento CP IV 32.

Quando a análise é feita comparando os concretos com resistências características diferentes se vê que a inclinação das curvas varia, sendo os concretos com o menor fck os que apresentam maior variação do módulo de elasticidade dinâmico com a variação da resistência à compressão.

4.2.3 Tempos equivalentes

Os valores de tempo equivalente das camadas centrais dos blocos 10 II, 10 IV, 20 II e 20 IV estão apresentados nas Tabelas 19, 20, 21 e 22, respectivamente, já o tempo equivalente das demais camadas são apresentados no Apêndice F. Optou-se em destacar a camada central uma vez que esta é a zona do bloco de concreto que usualmente apresenta as maiores variações térmicas durante o seu período de cura.

Tabela 19- Tempo equivalente do concreto 10 II na região central do bloco (horas).

Tempo Real	FHP (Ea=33,5)	FHP (Ea=39,34)	Newman e Choo (2003)
11	8,35	9,97	6,53
14			
17	17,46	21,03	13,40
20	26,66	32,22	20,30
23	35,79	43,31	27,17
26	45,12	54,68	34,12
29	54,75	66,48	41,19
35	74,20	90,35	55,41
41	92,90	113,15	69,33
47	110,83	134,86	82,94
53	128,17	155,72	96,29

Continuação Tabela 19- Tempo equivalente do concreto 10 II na região central do bloco (horas).

Tempo Real	FHP (Ea=33,5)	FHP (Ea=39,34)	Newman e Choo (2003)
65	160,04	193,50	121,73
77	188,00	225,90	145,25
89	213,77	255,35	167,60
101	238,70	283,67	189,47
113	262,15	310,02	210,47
125	283,90	334,15	230,42
137	304,88	357,27	249,86
149	324,66	378,85	268,49
161	343,84	399,67	286,70
173	363,19	420,71	305,03

Fonte: Autor.

Tabela 20- Tempo equivalente do concreto 10 IV na região central do bloco (horas).

Tempo Real	FHP (Ea=33,5)	FHP (Ea=39,34)	Newman e Choo (2003)
9,5	7,95	9,42	6,35
12,5			
15,5	16,64	19,88	13,04
18,5	25,88	31,12	19,95
21,5	35,41	42,78	26,99
24,5	45,04	54,58	34,06
27,5	54,69	66,41	41,14
33,5	73,91	89,96	55,27
39,5	92,65	112,81	69,20
45,5	110,51	134,42	82,78
51,5	127,40	154,65	95,93
63,5	158,57	191,46	121,04
75,5	186,35	223,62	144,47
87,5	211,65	252,43	166,55
99,5	234,94	278,58	187,46
111,5	256,84	302,90	207,50
123,5	277,91	326,13	227,00
135,5	298,25	348,44	246,02
147,5	317,95	369,91	264,59
159,5	336,97	390,52	282,68
171,5	355,73	410,81	300,59

Fonte: Autor.

Tabela 21- Tempo equivalente do concreto 20 II na região central do bloco (horas).

Tempo Real	FHP (Ea=33,5)	FHP (Ea=39,34)	Newman e Choo (2003)
9,5	10,29	12,76	7,33
12,5			
15,5	21,69	27,14	15,05
18,5	34,06	42,98	23,10
21,5	46,83	59,42	31,28
24,5	59,85	76,23	39,53
27,5	72,96	93,19	47,81
33,5	99,14	127,03	64,35
39,5	124,73	159,98	80,72
45,5	148,50	190,21	96,50
51,5	170,57	217,90	111,69
63,5	210,08	266,54	140,37
75,5	244,69	308,16	167,04
87,5	274,98	343,76	191,73
99,5	300,28	372,57	213,81
111,5	323,38	398,46	234,60
123,5	345,32	422,84	254,67
135,5	367,17	447,09	274,68
147,5	388,46	470,62	294,33
159,5	408,07	491,98	312,84
171,5	427,26	512,80	331,05

Fonte: Autor.

Tabela 22- Tempo equivalente do concreto 20 IV na região central do bloco (horas).

Tempo Real	FHP (Ea=33,5)	FHP (Ea=39,34)	Newman e Choo (2003)
9,5	10,78	13,47	7,51
12,5			
15,5	23,10	29,24	15,54
18,5	36,19	46,16	23,81
21,5	49,58	63,53	32,18
24,5	63,14	81,17	40,59
27,5	76,72	98,85	49,01
33,5	103,59	133,74	65,77
39,5	129,14	166,62	82,12
45,5	152,51	196,25	97,76
51,5	173,95	223,01	112,73
63,5	211,94	269,46	140,81
75,5	244,26	307,88	166,46

Continuação Tabela 22- Tempo equivalente do concreto 20 IV na região central do bloco (horas).

Tempo Real	FHP (Ea=33,5)	FHP (Ea=39,34)	Newman e Choo (2003)
87,5	273,33	341,80	190,55
99,5	299,82	372,21	213,29
111,5	324,17	399,76	234,83
123,5	346,69	424,89	255,26
135,5	367,57	447,89	274,64
147,5	388,10	470,42	293,78
159,5	408,23	492,45	312,65
171,5	427,28	513,11	330,77

Fonte: Autor.

A Tabela 23 apresenta os resultados dos tempos equivalentes de forma comparativa para 24 horas e 168 horas após a concretagem dos blocos, esses valores foram arbitrados por serem o início e o final do período de análise.

Tabela 23- Tempo equivalente comparativo entre os blocos produzidos para 24 horas e 168 horas (horas).

Concreto	Tempo (horas)	FHP (Ea = 33,5)	FHP (Ea = 39,34)	Newman e Choo (2003)
10 II	24	43,01	51,15	31,27
	168	344,13	407,63	297,28
10 VI	24	46,23	56,23	34,59
	168	347,16	399,25	295,35
20 II	24	62,2	79,64	40,37
	168	415,72	496,24	322,93
20 VI	24	64,87	83,73	41,17
	168	414,35	503,28	324,36

Fonte: Autor.

Observa-se com os dados apresentados anteriormente que a equação de Newman e Choo (2003) é a mais conservadora dentre as três apresentadas, fornecendo valores mais baixos, mais próximos do tempo real.

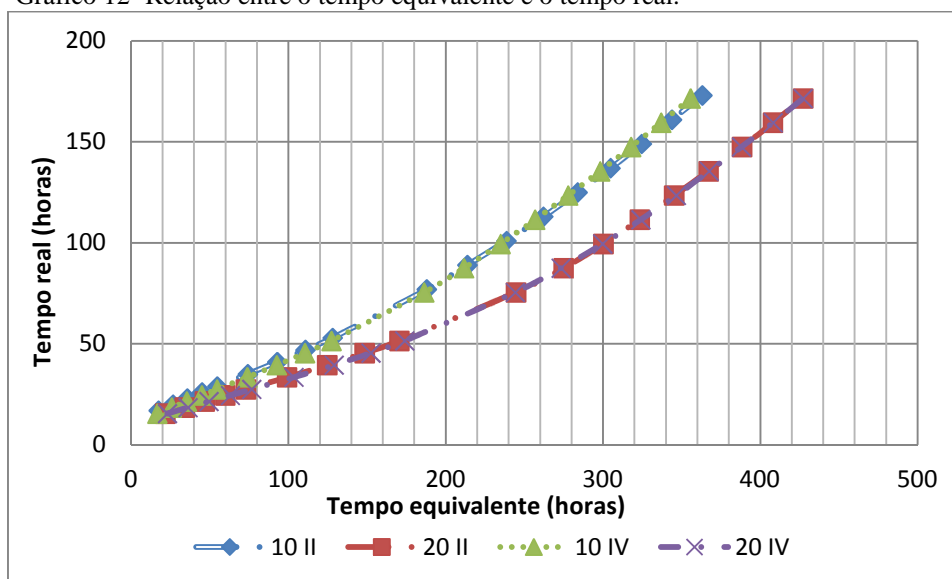
Já com relação à energia de ativação esta apresenta influência nos resultados, quanto maior a Ea maior os valores de idade equivalente.

Explorando as tabelas anteriores, pode ser observado na análise entre concretos com resistências características diferentes, que o tempo equivalente varia no mesmo sentido da variação da resistência. A variação média entre os tempos

equivalente encontrados entre os blocos com fck de 10 MPa e 20 MPa foi de 15%, essa variação ocorre devido o maior teor de cimento no concreto de maior resistência característica, elevando assim sua temperatura e seu consequente tempo total de reação à 20 °C.

A relação entre os tempos de análises dos blocos, real e equivalente, pode ser vista no Gráfico 12, quando se utilizou como referência a equação de Arrhenius e energia de ativação igual a 33,5 kJ/mol, e a região central dos blocos como referência.

Gráfico 12- Relação entre o tempo equivalente e o tempo real.



Fonte: Autor.

Pode se ver no Gráfico 12 que a relação entre os dois tempos aqui discutidos são independentes do tipo de cimento, se apresentando dependente apenas da resistência característica dos blocos, ou seja, da quantidade de cimento por metro cúbico de concreto.

As curvas que representam graficamente os blocos 20 II e 20 IV apresentaram um coeficiente angular igual a 0,37, enquanto que as curvas dos blocos 10 II e 10 IV apresentou um coeficiente igual a 0,45. Isso comprova que os blocos com maior teor de cimento, os quais atingiram maiores temperaturas, apresentam um maior tempo equivalente, o que era esperado e também já discutido anteriormente.

4.2.4 Relação entre o tempo equivalente e a resistência à compressão

Os Gráficos 13 apresenta a relação entre a resistência à compressão e o tempo equivalente dos concretos com resistência características de 10 MPa e 20 MPa, utilizando como base a função de Arrhenius e energia de ativação igual a 33,5 kJ/mol. Os dados aqui apresentados variaram entre a 12^a hora e 168^a hora após o início da concretagem, porque foi até esta última que houve coleta da temperatura dos blocos.

Gráfico 13- Relação entre a resistência à compressão e o tempo equivalente para os concretos de 10 MPa e 20 MPa.

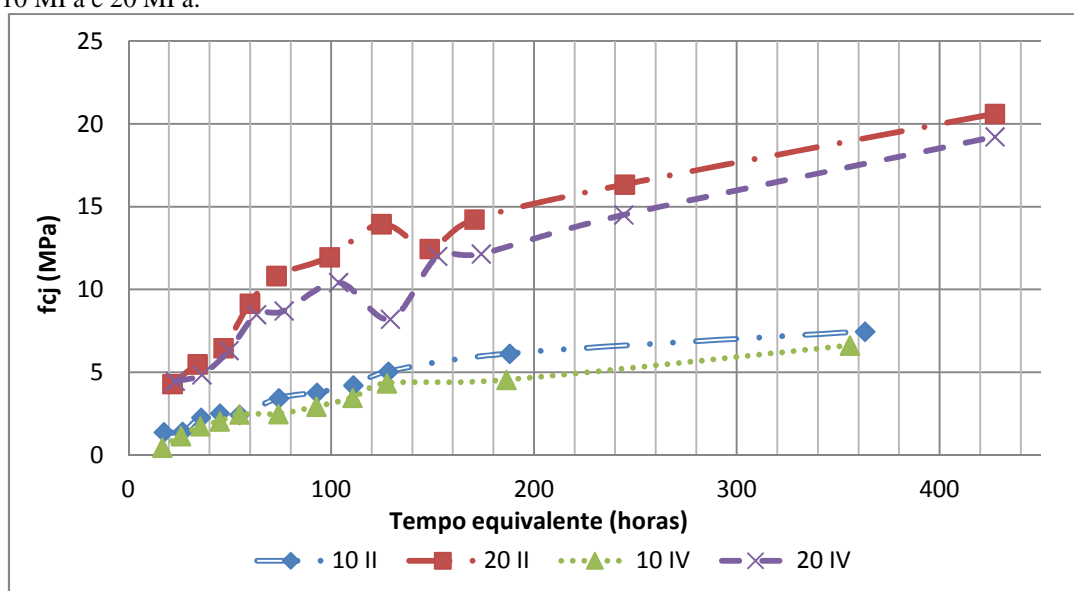


Tabela 24- Equações das curvas de modelagem da evolução da resistência no tempo equivalente.

Concreto	Equação	R²
10 II	$f_c = 0,02TE + 1,76$	0,89
10 IV	$f_c = 0,02TE + 1,21$	0,90
20 II	$f_c = 0,04TE + 6,42$	0,85
20 IV	$f_c = 0,04TE + 5,15$	0,91

f_c = resistência à compressão (MPa) ; TE = tempo equivalente (hora)

Fonte: Autor.

Observa-se na Tabela 24 que as equações nela apresentada são semelhantes as que generalizam as curvas que modelam a relação entre a resistência à compressão e tempo no período de 168 horas de análise, o que era esperado devido as semelhanças entre os parâmetros aqui envolvidos.

4.2.5 Modelagem computacional da evolução da temperatura dos blocos de concreto

Nesse item são apresentadas as modelagens computacional realizadas através do programa B4cast para a evolução térmica do concreto dos blocos produzidos. Também é apresentada nesta nesse item uma análise comparativa dos valores reais das temperaturas coletados durante as 168 horas após o término da concretagem de todos os corpos de prova.

Nas Tabelas 25, 26, 27 e 28 são apresentadas as temperaturas modeladas da região central dos blocos de concreto 10 II, 10 IV, 20 II e 20 IV, nesta ordem, bem com suas respectivas temperaturas reais coletadas ao longo do estudo experimental e o erro entre elas, o resultado das demais camadas estão apresentados no Apêndice G.

Tabela 25- Evolução da temperatura real e modelada do bloco produzido com concreto 10 II.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura central (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
11	42,1	43,4	-1,3
14	45,0	44,9	0,1
17	46,5	46,2	0,3
20	45,5	47,0	-1,5
23	46,1	47,1	-1,0
26	46,6	47,1	-0,5
35	47,1	46,9	0,2
41	45,7	45,3	0,4
47	45,0	43,8	1,2
53	44,0	42,5	1,5
65	40,8	40,2	0,6
77	37,6	38,2	-0,6
89	36,9	36,5	0,4
101	36,0	35,0	1,0
113	34,0	33,8	0,2
125	32,5	32,9	-0,4
137	32,3	32,1	0,2
149	29,8	31,5	-1,7
161	30,9	30,8	0,1
173	30,2	30,0	0,2

Fonte: Autor.

Na Tabela 26 é feito uma análise comparativa para o bloco produzido com concreto 10 IV.

Tabela 26- Evolução da temperatura real e modelada do bloco do bloco produzido com concreto 10 IV.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura central (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
9,5	41,1	41,3	-0,1
12,5	43,6	42,6	1,0
15,5	45,5	44,0	1,5
18,5	46,7	45,2	1,5
21,5	47,1	46,0	1,2
24,5	47,2	46,0	1,2
27,5	47,2	45,9	1,3
33,5	47,0	45,4	1,6

Continuação Tabela 26- Evolução da temperatura real e modelada do bloco do bloco produzido com concreto 10 IV.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura central (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
45,5	44,6	43,2	1,4
51,5	43,1	42,0	1,1
63,5	40,6	39,7	0,9
75,5	37,5	37,6	-0,1
87,5	36,1	35,7	0,4
99,5	33,6	34,2	-0,6
123,5	31,8	32,0	-0,2
135,5	31,6	31,2	0,4
147,5	30,3	30,7	-0,4
159,5	30,0	30,4	-0,4
171,5	29,7	30,1	-0,4

Fonte: Autor.

Na Tabela 27 são apresentadas as evoluções térmicas reais e modeladas do bloco produzido com concreto 20 II.

Tabela 27- Evolução da temperatura real e modelada do bloco do bloco produzido com concreto 20 II.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura central (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
9,5	47,9	45,9	2,0
12,5	49,8	47,5	2,3
15,5	53,2	49,2	4,0
18,5	54,1	50,7	3,4
24,5	55,1	52,6	2,5
27,5	55,3	52,5	2,8
33,5	55,0	52,2	2,8
39,5	54,1	51,6	2,5
45,5	51,1	49,7	1,4
51,5	50,2	48,4	1,8
63,5	45,4	45,3	0,1
75,5	43,5	42,4	1,1
87,5	38,8	39,9	-1,1
99,5	34,8	38,5	-3,7
111,5	34,5	36,1	-1,6
123,5	32,4	34,8	-2,4

Continuação Tabela 2728- Evolução da temperatura real e modelada do bloco do bloco produzido com concreto 20 II.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura central (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
147,5	31,2	32,9	-1,7
159,5	30,5	32,3	-1,8
171,5	30,2	31,7	-1,5

Fonte: Autor.

A próxima tabela (Tabela 28) apresenta os dados coletados experimentalmente no bloco produzido com o concreto 20 IV e os valores da evolução térmica provenientes da modelagem.

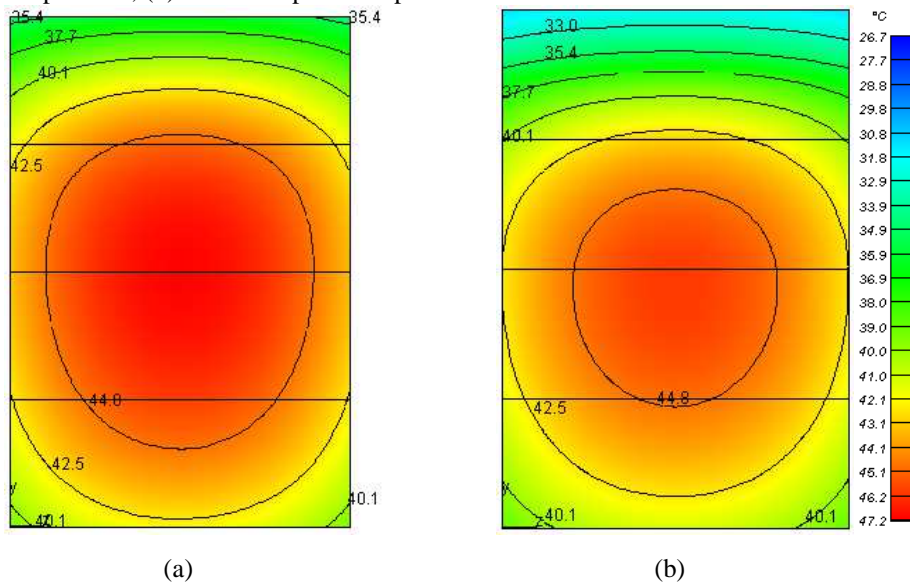
Tabela 29- Evolução da temperatura real e modelada do bloco do bloco produzido com concreto 20 IV.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura central (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
9,5	47,9	43,2	4,7
12,5	52,2	45,7	6,5
15,5	54,9	47,3	7,6
18,5	55,4	48,8	6,6
21,5	56,1	50,3	5,9
24,5	56,1	51,6	4,5
27,5	56,2	51,5	4,7
33,5	55,5	51,0	4,5
39,5	53,5	50,4	3,1
45,5	50,8	49,0	1,8
63,5	44,6	44,1	0,5
75,5	40,9	41,3	-0,4
87,5	39,4	38,7	0,7
99,5	36,4	36,5	-0,1
111,5	35,4	34,8	0,6
123,5	32,7	33,4	-0,7
135,5	31,9	32,4	-0,5
147,5	31,9	31,7	0,3
159,5	31,0	31,1	-0,1
171,5	29,4	30,8	-1,4

Fonte: Autor.

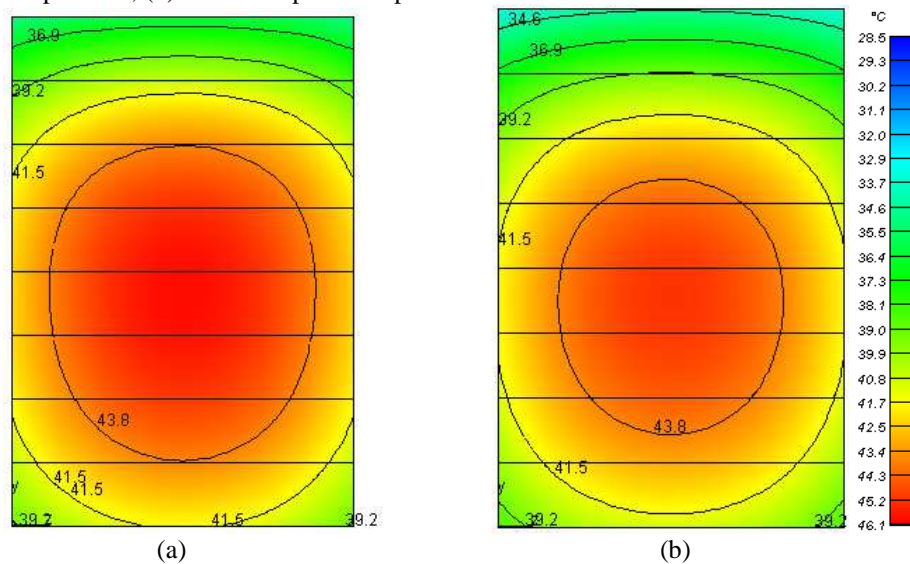
As Figuras 16, 17, 18 e 19 apresentam as isotérmicas fornecida pelo software para os quatro blocos de concreto modelados na hora de máxima temperatura e 10 horas após esse momento.

Figura 16- Isotérmica de um corte central do bloco 10 II: (a) No momento de máxima temperatura; (b) 10 horas após a temperatura máxima.



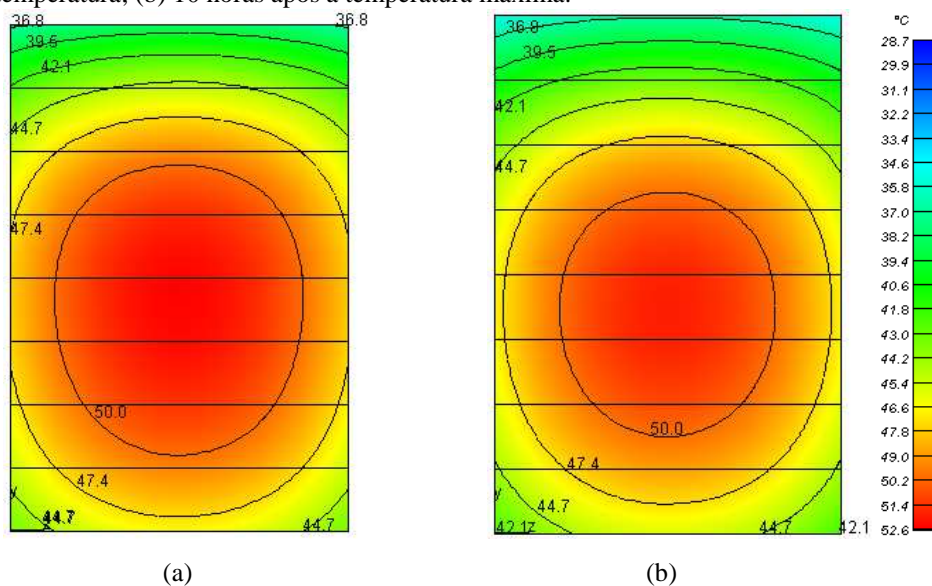
Fonte: Autor.

Figura 17- Isotérmica de um corte central do bloco 10 IV: (a) No momento de máxima temperatura; (b) 10 horas após a temperatura máxima.



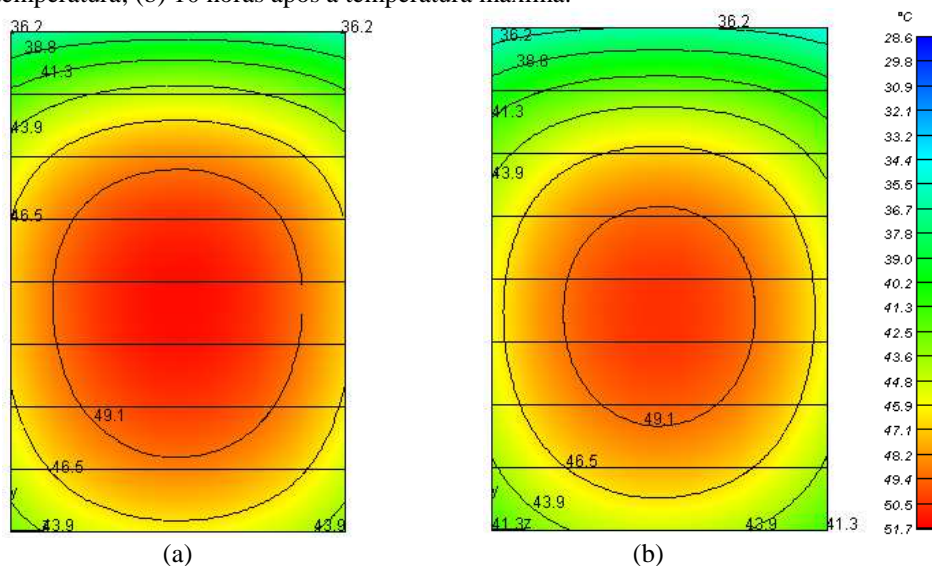
Fonte: Autor.

Figura 18- Isotérmica de um corte central do bloco 20 II: (a) No momento de máxima temperatura; (b) 10 horas após a temperatura máxima.



Fonte: Autor.

Figura 19- Isotérmica de um corte central do bloco 20 IV: (a) No momento de máxima temperatura; (b) 10 horas após a temperatura máxima.



Fonte: Autor.

A Tabela 29 apresenta as temperaturas máximas atingidas na região central dos quatro blocos de concreto estudados e os respectivos tempos necessário para atingi-las. Também são apresentados nessa tabela as temperaturas máximas e os tempos para atingi-los obtidos através da modelagem computacional. Na Tabela 30 apresenta-se os erros de temperatura e de tempo entre os valores reais e modelados.

Tabela 30- Temperatura de pico e seu respectivo tempo, reais e modelados, para os quatro blocos de concreto analisados.

Concreto	Real		Modelagem	
	Temperatura de pico (°C)	Tempo de pico (horas)	Temperatura de pico (°C)	Tempo de pico (horas)
10 II	47,5	31,6	47,3	28,0
10 IV	47,3	26,6	46,0	26,2
20 II	55,3	28,2	52,8	28,1
20 IV	56,3	25,8	51,8	28,4

Fonte: Autor.

Observa-se nas Tabelas 29 e 30 que a modelagem computacional conseguiu prever com confiabilidade a temperatura de pico bem como o tempo em que ela ocorre.

Tabela 31- Erros de temperatura de pico e seu respectivo tempo entre os valores reais e os modelados.

Concreto	Erro de temperatura (%)	Erro de tempo (%)
10 II	0,55	11,32
10 IV	2,57	1,87
20 II	4,51	0,39
20 IV	8,00	10,28

Fonte: Autor.

Observando os trabalhos de Ali e Urgessa (2012) e Baptista Junior (2014), os quais apresentam valores comparativos entre modelagem computacional e reais de evolução térmica, contata-se uma boa consistência nos resultados aqui apresentados.

Ali e Urgessa (2012) apresentam em seu estudo um erro médio entre os tempos de pico de 19,33% aproximadamente, enquanto que nas análises desenvolvidas nesse estudo foi obtido um erro máximo entre os tempos de pico de 11,32%, podendo ser observado erros de apenas 0,39%, alcançando-se um erro médio em módulo de 5,97%.

Já com relação ao erro de temperatura máxima atingida, Baptista Junior (2014) obteve uma diferença máxima de aproximada de 5,88%. No estudo aqui apresentado, a diferença máxima obtida na análise do concreto 20 IV foi de 8,0%, ficando a média do erro dos 4 blocos de concreto modelados em 3,9%.

A medida utilizada para comparação entre os dados experimentais e dados obtidos através do modelo computacional não se resumi apenas às temperaturas de pico,

também foi determinada a incerteza padrão de cada amostra. Os resultados dos parâmetros anteriores para os quatro concretos são apresentados na Tabela 31.

Tabela 32- Resultados da incerteza padrão, amplitude e desvio padrão das amostras.

Concreto	Incerteza Padrão Ξ (°C)	Desvio Padrão (Sd)
10 II	0,837	0,901
10 IV	0,966	0,896
20 II	2,298	4,348
20 IV	3,671	17,904

Fonte: Autor.

Os resultados apresentados na Tabela 36, quando comparados aos resultados exposto em Farias (2004), verifica-se uma boa correlação entre os resultados amostrais nos concretos 10 II, 10 IV e 20 II. Entretanto, os resultados para o concreto 20 IV apresentou uma grande variação, sendo o concreto que apresentou também os maiores erros de tempo e temperatura de pico.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

De acordo com os resultados obtidos e discutidos, pode-se concluir:

- a) Com relação à temperatura máxima da massa de concreto, o tipo de cimento não exerce influência sobre esta propriedade, uma vez que a temperatura de pico não foi um fator significativamente afetado pela escolha do tipo de cimento. Já com relação ao teor de cimento utilizado, este afeta diretamente a temperatura de pico do concreto.
- b) A taxa de ganho de temperatura se mostrou dependente do tipo e teor de cimento utilizado. Os concretos produzidos com o cimento CP IV 32 apresentou uma taxa de ganho de calor média de 20,73% maior do que os concretos produzidos com o cimento CP II E 32 RS.
- c) O tipo de cimento não afeta de forma significativa no resultado da evolução da resistência à compressão ao longo de 28 dias. Entretanto, até as 72 horas o cimento CP II E 32 RS proporcionou um maior ganho de resistência quando comparado aos concretos produzidos com cimento CP IV 32.
- d) O módulo de elasticidade dinâmico não apresentou dependência relevante ao tipo e teor de cimento.
- e) Até 72 horas após a concretagem é observado uma relação entre evolução da temperatura x evolução da resistência à compressão ligada ao tipo de cimento. Sendo o concreto produzido com cimento CP II E 32 RS o que apresenta até o 3º dia uma maior resistência à compressão correlacionado a uma menor temperatura.

- f) A resistência à compressão e o módulo de elasticidade dinâmico apresenta uma evolução proporcional ao longo do tempo. Entretanto, essa relação não se mostrou influenciada pelo tipo de cimento.
- g) O tempo equivalente de uma massa de concreto apresenta resultados diretamente proporcionais à energia de ativação utilizada. Este parâmetro não apresentou dependência significativa dos tipos de cimentos utilizados. Entretanto, o tempo equivalente se mostrou sensivelmente dependente ao teor de cimento utilizado na massa de concreto.
- h) A relação entre a resistência à compressão e o tempo equivalente apresenta tendência de evolução semelhante à relação entre resistência à compressão e tempo real.
- i) A modelagem numérica das temperaturas dos blocos de concreto por meio do programa computacional B4cast apresentou resultados bastante coerentes na estimativa do comportamento térmico dos mesmos, uma vez que os resultados obtidos através do programa em questão, no geral, apresentou variação pouco significativa quando comparada aos valores reais coletados durante a fase experimental.

5.2 Indicações para trabalhos futuros

Entendendo a importância do aprofundamento do estudo do comportamento térmico de estruturas de concreto de grandes volumes, e em especial a análise das fissuras oriundas dessa variação física, sugere-se as seguintes abordagens para continuação dessa linha de pesquisa:

- a) Expandir o estudo para concretos de maior fck e conseqüentemente de maior teor de cimento, os quais são mais utilizados para estruturas de concreto armado, além da análise de outros tipos de cimento;

- b) Fazer uso de agregados com dimensões máximas características e litologias diferentes, para entender como este parâmetro afeta o comportamento térmico do concreto;
- c) Analisar a evolução da resistência do concreto do bloco moldado através de ensaios não destrutivos, como por exemplo, utilizado esclerômetro ou ultrassom e compará-los aos resultados obtidos nos ensaios destrutivos realizados nos corpos de prova.
- d) Realizado o teste do módulo de elasticidade estático para entender como se comporta a evolução deste, além de buscar determinar a relação entre esse e o módulo de elasticidade dinâmicos;
- e) Estudar o comportamento fissuratório da massa de concreto com a utilização de extensômetros interno a esta, buscando identificar o grau de deformação que a variação térmica causa à estrutura;
- f) Realizar a modelagem computacional para a determinação das tensões de tração oriundas do gradiente térmico causado pelo calor de hidratação do cimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, A. C. D. **Estudos das Propriedades de Concreto Massa com Adição de Partículas de Borracha de Pneu**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2009.

ALI, W. e URGESSA, G. **Numerical Prediction Model for Temperature Distributions in Concrete at Early Ages**. American Journal of Engineering and Applied Sciences, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 597 - Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete**. Rio de Janeiro. 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 1074 - Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method**. West Conshohocken, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Parâmetros de Dosagem do Concreto**. 3ª edição. São Paulo, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11.578 - Cimento Portland de alto-forno**. Rio de Janeiro. 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5.733 - Cimento Portland de Alta Resistência Inicial**. Rio de Janeiro. 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5.735 - Cimento Portland composto - Especificação**. Rio de Janeiro. 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5.736 - Cimento Portland Pozolânico**. Rio de Janeiro. 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67 - Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro. 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 30 - Agregado miúdo - Determinação da absorção de água**. Rio de Janeiro. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248 - Agregados - Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5.739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.** Rio de Janeiro. 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8.802 - Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.** Rio de Janeiro. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52 - Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente.** Rio de Janeiro. 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53 - Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água.** Rio de Janeiro. 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5.738 - Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova.** Rio de Janeiro. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9.833 - Concreto fresco - Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico.** Rio de Janeiro. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13.116 - Cimento Portland de baixo calor de hidratação - Especificação.** Rio de Janeiro. 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14.931 - Execução de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2004.

AZENHA, M., RAMOS, L. F., AGUILAR, R. e GRANJA, J.L. **Continuous monitoring of concrete E-modulus since casting based on modal identification: A case study for in situ application.** Journal Cement & Concrete Composites, n. 34, p. 881-890, 2012.

BALLIM, Y. **A Numerical Model and Associated Calorimeter for Predicting Temperature Profiles in Mass Concrete.** Cement and Concrete Composites, n. 26, p. 695–703, 2004.

BAPTISTA JUNIOR, I. P. **Modelagem Térmica de Modelo Reduzido de Pequena Central Hidrelétrica (PCH)**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2014.

BARDELLA, P. S., BARBOSA, D. C. e CAMARINI, G., **Sistemas de Cura em Concretos Produzidos com Cimento Portland de Alto-Forno com Utilização de Sílica Ativa**. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado. São Carlos, 2005.

BATTAGIN, A. F. Cimento Portland. In: _____ **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1ª. ed. São Paulo: Ibracon, v. I, 2011. Cap. 6, p. 185-232.

BEEK, A. V. **Dielectric Properties of Young Concrete. Non-destructive dielectric sensor for monitoring the strength development of young concrete**. Tese - Technische Universiteit Delft, Amsterdam, 2000.

BRIFFAUT, M. et al. **Concrete Early Age Basic Creep: Experiments and Test of Rheological Modelling Approaches**. Journal Construction and Building Materials, n. 36, p. 373-380, 2012.

BROOKS, A. G.; SHINDLER, A. K. e BARNES, R. W. **Maturity Method Evaluated for Various Cementitious Materials**. Journal of Materials in Civil Engineering, n. 19, p. 1017-1025, 2007.

CARINO, N. J. C. e LEW, H. S. **The Maturity Method: From Theory to Application**. National Institute of Standards and Technology, 2001.

CARVALHO, A. C. **Energia de Ativação dos Concretos: Experimentação e Modelagem**. Tese (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.

CARVALHO, R. C. e FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2003**. 3ª. ed. São Carlos, 2009.

CINCOTTO, M. A. Reações de Hidratação e Pozolânicas. In: _____ **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1ª. ed. São Paulo: Ibracon, v. I, 2011. Cap. 11, p. 381-413.

COELHO, N. A. **Um Estudo Numérico do Efeito Térmico em Concreto Massa**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Estrutural e Construção Civil) - Universidade de Brasília. Brasília, 2012.

CORDEIRO, L. N. P. **Análise da Variação do Índice de Amorfismo da Cinza da Casca de Arroz sobre a Atividade Pozolânica.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2009.

ELETROBRÁS. **Derretizes para Estudos e Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas.** Rio de Janeiro: Centro de Memória da Eletricidade no Brasil, 2000.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas.** Rio de Janeiro: Centro de Memória da Eletricidade no Brasil, 2003.

EQUIPE FURNAS, LABORATÓRIO DE CONCRETO. **Concretos Massa, Estrutural, Projetado e Compactado com rolo. Ensaio e Propriedades.** Editora PINI. São Paulo, 1997.

FARIA, E. F. **Predição da Exotermia da Reação de Hidratação do Concreto Através de Modelo Termo-químico e Modelo de Dados.** Tese (Mestrado em Ciência em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2004.

FECOMERCIO SP. **A Evolução da Classe Média e o seu Impacto no Varejo - Diagnósticos e Tendências.** São Paulo. 2012.

FONSECA, G. C. **Adições Minerais e as Disposições Normativas Relativas à Produção de Concreto no Brasil: Uma Abordagem Epistêmica.** Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2010.

FRANCISCO, E. R., **Indicadores de Renda Baseados em Consumo de Energia Elétrica: Abordagens Domiciliar e Regional na Perspectiva da Estatística Espacial.** Tese (Doutorado em Administração de Empresas) - Escola de Administração de Empresas de São Paulo. São Paulo, 2010.

FUNAHASHI JUNIOR, E. et al. Simulação de Tensões Térmicas da Sala de Radioterapia do Hospital das Clínicas de Ribeirão Preto - SP. **52º Congresso Brasileiro do Concreto,** Fortaleza, 2010.

GAMBALE, E. A., SANTOS, S. B., ANDRADE, M. A. S. e BITTENCOUT, R. M. **Validação dos Resultados do Cálculo das Tensões Instaladas de Origem Térmica no Concreto Massa, com Resultados Reais.** V Simpósio EPUSP sobre Estrutura de Concreto, São Paulo, 2003.

GAMBALE, E. A.; TRABOULSI, M. A.; ANDRADE, M. A. S. Análise Paramétrica do Fenômeno Térmico do Concreto Massa. **50º Congresso Brasileiro do Concreto**, Salvador, 2008.

GAMBALE, E. A, CASTRO, A., ANDRADE, M. A. S. e TRABOULSI, M. A. Análise Estatística dos Parâmetros que intervêm no Fenômeno Térmico do Concreto Massa. **52º Congresso Brasileiro do Concreto**, Fortaleza, 2010.

HAN, S. H. e KIM, J.K. **Effect of temperature and age on the relationship between dynamic and static elastic modulus of**. Cement and Concrete Research n. 34, p. 1219–1227, 2004.

HELENE, P. e ANDRADE, T. Concreto de Cimento Portland. In: _____ **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. 1ª. ed. São Paulo: Ibracon, v. II, 2010. Cap. 29, p. 905-944.

JOHNSON, R. e HOSTEN, A. M. **Implementation of the Concrete Maturity Meter for Maryland**. State Highway Administration. Maryland Department of Transportation, 2011.

KATAOKA, L. T. **Análise da Deformabilidade por Fluência e Retração e sua Utilização na Monitoração de Pilares de Concreto**. Tese (Doutorado em Ciências dos Materiais) - Universidade de São Paulo. São Paulo. 2010.

KIM, T. e RENS, K. L. **Concrete Maturity Method Using Variable Temperature Curing for Normal and High-Strength Concrete. I: Experimental Study**. Journal of Materials in Civil Engineering, n. 20, p. 727-734, 2008.

KUPERMAN, S. **Estudo Térmico do Concreto**. Entrevista disponível em: <<http://institutoidd.com.br/blog/?p=962>>. Acesso em: 21 de outubro 2014.

LOPES, A. N. M. **Mitigação da Retração Autógena em Concreto de Alta Resistência Contendo Aditivo Redutor de Retração e Seus Efeitos na Macro e Microestrutura**. Teses (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Porto Alegre, 2011.

LU, Y.; ZHANG, J. e LI, Z. **Study on Hydration Process of Early-age Concrete Using Embedded Active Acoustic and Non-contact Complex Resistivity Methods**. Construction and Building Materials, 2013.

LYRA, J. S. **Estudo da Influência de Policarboxilato Comercial na Hidratação, Reologia e Físico-química de Superfície do Cimento.** Dissertação. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2010.

MARQUES FILHO, J. Personalidade Entrevistada. **Concreto & Construções**, São Paulo, n. 63, p. 122, Julho/Agosto/Setembro 2011.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. **Concreto - Microestrutura, Propriedades e Materiais.** 3ª. ed. São Paulo: Ibracon, 2008.

MELO, S. K. Estudo da Formação da Etringita Tardia (DEF) em concreto de cimento Portland Pozolânico por Calor de Hidratação. **52º Congresso Brasileiro do Concreto**, Fortaleza, 2010.

MIHASHI, H. e LEITE, J. P. B. **State-of-the-Art Report on Control of Cracking in Early Age Concrete.** Journal of Advanced Concrete Technology, vol. 2, No. 2, p. 141-154, 2004.

MILANE FILHO, L. **Uso do Concreto Compactado com Rolo em Barragens - Tendências Futuras.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Universidade Federal de Itajubá. Itajubá, 2003.

NAJAFI, Z. e AHANGARI, K. **The Prediction of Concrete Temperature during Curing Using Regression and Artificial Neural Network.** Hindawi Publishing Corporation Journal of Engineering, 2013.

NEWMAN, J. e CHOO, B. S. **Advanced Concrete Technology. Concrete Properties.** Elsevier LTD, 2003.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do Concreto.** 2º Edição. Editora Bookman LTDA. Porto Alegre, 2013.

NUNES, F.W.G., “**Resistência e Módulo de Elasticidade de Concretos Usados no Rio de Janeiro**”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

PAIVA. C. E. L e OLIVEIRA, P. C. A. **Reciclagem de Pavimentos: Estudo da Influência do Tipo de Cimento Portland na Resistência a Compressão Simples do Material Reciclado.** IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço, Fortaleza, 2006.

PERES, L. D. P. **Avaliação de Propriedades Mecânicas de Peças Pré-moldadas Submetidas à Cura Térmica pelo Método da Maturidade: Estudo de Caso.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2006.

PERES, L. D.P; BARBOSA, M. P. e 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-Produção em Concreto Pré-moldado. São Carlos, 2005.

PETRUCCI, E. G. **Concreto de Cimento Portland.** São Paulo: ABCP - Associação de Cimento Portland, 1986.

RASTRUP, E. **Heat Hydration in Concrete.** Magazine of Concrete Research, v. 6, n. 17, p. 79-92, 1954.

RIDI, F.; FRATINI, E. e BAGLIONI, P. **Cement: A two thousand year old nano-colloid.** Journal of Colloid and Interface Science, 2011.

SANTOS, S. B. **Análise da Fluência do Concreto Massa nas Primeiras Idades de Carregamento: Influência de Aditivos Plastificantes e Adições Minerais.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

SANTOS, S. B.; GAMBALE, E. A.; GAMA, J. L. C. N. **Programa de Análise Termomecânica em Estruturas de Concreto Massa Durante a Fase de Construção.** XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens. Goiânia, 2005.

SANTOS, S. B. D.; BITTENCOURT, R. M.; GRAÇA, N. G. **Efeito da Temperatura sobre o Concreto.** In: _____ **Concreto: Ciência e Tecnologia.** 1ª. ed. São Paulo: Ibracon, v. I. Cap. 20, p. 705-731, 2011.

SCOARIS, M. R.; BARBOSA, M. P. e PINTO JÚNIO, N. O. **Aduelas Pré-moldadas em Concreto Reforçado com Fibras: Avaliação das Propriedades Mecânicas pelo Método da Maturidade.** 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado. São Carlos, 2005.

SHUTTER, G. **Hydration and Temperature Development of Concrete Made with Blast-furnace Slag Cement.** Cement and Concrete Research, n. 29, p. 143-149, 1999.

SILVA, F. G. S e DANTAS, A. B. **Estudo Sobre a Retração Autógena em Concretos de Alto Desempenho (CAD's)**. IX Encontro Latino Americano de Iniciação Científica e V Encontro Latino Americano de Pós-Graduação – Universidade do Vale do Paraíba, 2005.

SILVA, F. M. **Análise Experimental das Relações do Módulo de Elasticidade e Resistência à Compressão do Concreto em Relação à Idade**. Monografica (Engenheiro de Produção Civil). Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007.

SOFI, M.; MENDES, P. A. e BAWEJA, D. **Estimating early-age in situ strength development of concrete slabs**. Journal Construction and Building Materials, n. 29, p. 659-666, 2012.

SOFI, M.; MENDES, P. A.; BAWEJA, D. e MAK, S. **Influence of ambient temperature on early age concrete behaviour of anchorage zones**. Journal Construction and Building Materials, n. 53, p. 1-12, 2014.

TAYLOR, H. F. W. **Cement Chemistry**. Academic Press. London, 1990.


TOPÇU, I. B.; KARAKURT, C. e ALTUN, F. **Using the Maturity Method in Concrete Produced with Setting Agents**. Journal of Materials in Civil Engineering, n. 19, p. 569-574, 2007.

VENTURA FILHO, A. **O Brasil no Contexto Energético Mundial**. Brasília: Nova Série, v. VI, 2009.

ZHANG, J. et al. **New Perspectives on Maturity Method and Approach for High Performance Concrete Applications**. Cement and Concrete Research, n. 38, p. 1438–1446, 2008.

APÊNDICE A - LAUDO DO ENSAIO DE CALOR DE HIDRATAÇÃO DOS CIMENTOS QUE COMPUSERAM A PESQUISA.

Laudo 1- Relatório do ensaio de calor de hidratação do cimento CP II-E 32 RS.

	Associação Brasileira de Cimento Portland	ÁREA DE TECNOLOGIA - LABORATÓRIO RELATÓRIO DE ENSAIO Nº 84137	1/1
	Interessado: Companhia Industrial de Cimento Apodi Endereço: Rodovia CE 422 s/n Km 3,5 – CEP 61600-000 - Caucaia/CE Referência: Orçamento nº55042 e Pedido de compra nº 13.474		

Amostra nº: 167288	Data de entrada: 21/05/2013
Material declarado: Cimento Portland composto com escória resistente a sulfatos	
Tipo: CP II-E-32 RS	
Identificação do Interessado: Cimento coletado em 12,13 e 14/04/2013	
Objetivo: Determinação do calor de hidratação	

MÉTODO DE ENSAIO

NBR 12006/90 Cimento - Determinação do calor de hidratação pelo método da garrata de Langavant

TABELA 1 – Calor de hidratação


Resultados (J/g)					
12 h	24 h	41 h	72 h	120 h	168 h
115	182	236	284	290	291


TABELA 2 – Prescrições normativas

Normas	Tempo (horas)	Calor de hidratação (J/g)	Classificação do cimento
NBR 13116/94 Cimento de baixo calor de hidratação	72	< 260	baixo calor de hidratação
	168	< 300	
Norma Europeia EN 197-3	41	< 220	baixo calor de hidratação
	41	< 270	baixo calor de hidratação
	41	< 320	moderado calor de hidratação

a. Período de realização dos ensaios: 22/05/2013 a 03/06/2013

São Paulo, 10 de junho de 2013.



 Eng. Flávio André da Cunha Munhoz
 Assessor Técnico


 Geol. Arnaldo Forti Battagin
 Chefe do Laboratório
 CREA nº 0600586647

Este documento tem significação restrita e do respeito às amostra(s) analisada(s). Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste Laboratório.

Av. Tomas de Oliveira, 76 - CEP 02317-902 - São Paulo/SP - Fone: (11) 2760-2200 - Fax: (11) 2760-2210 - e-mail: laboratorio@abcp.org.br

Laudo 2- Relatório do ensaio de calor de hidratação do cimento CP IV 32.

	Associação Brasileira de Cimento Portland	ÁREA DE TECNOLOGIA - LABORATÓRIO RELATÓRIO DE ENSAIO Nº 53592	1/1
	Interessado: Associação Técnico-Científica Eng ^o Paulo de Frontin Endereço: Campus Universitário do Pícol. s/n – Bloco 710 - Amadeu Furtado/CE Referência: Pedido de Compra 010318 - ASTEF		

Amostra nº: 180252	Data de entrada: 16.07.14
Material declarado: Cimento Portland	
Objetivo: Determinação do calor de hidratação	

MÉTODO DE ENSAIO

NBR 12005/90 Cimento - Determinação do calor de hidratação pelo método da garrafa de Langavant

TABELA 1 – Calor de hidratação

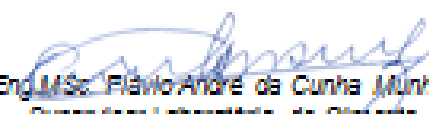
Resultados (J/g)					
12 h	24 h	41 h	72 h	120 h	168 h
106	182	220	240	249	267

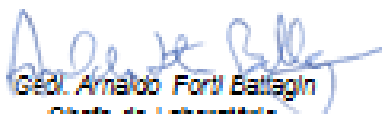
TABELA 2 – Prescrições normativas

Normas	Tempo (horas)	Calor de hidratação (J/g)	Classificação do cimento
NBR 13116/94 Cimento de baixo calor de hidratação	72	< 260	baixo calor de hidratação
	168	< 300	
Norma Europeia EN 197-3	41	< 220	muito baixo calor de hidratação
	41	< 270	baixo calor de hidratação
	41	< 320	moderado calor de hidratação

o. Período de realização dos ensaios: 22.08.14 a 29.08.14

São Paulo, 11 de setembro de 2014.


 Eng. MSc. Flávio André da Cunha Munhoz
 Supervisor Laboratório de Cimento


 Geol. Arnaldo Forti Battagin
 Chefe do Laboratório
 CREA nº 0600586647

Este documento tem significação restrita e de respeito (só somente à(s) amostra(s) analisada(s)). Sua reprodução só poderá ser total e depende da aprovação formal deste Laboratório.

Av. Torres da Oliveira, 70 - CEP 05247-902 - São Paulo/SP - Fone (11) 9760-2200 - Fax (11) 9760-2240 - e-mail: laboratorio@abcp.org.br

APÊNDICE B - INTERVALO DE CONCRETAGEM ENTRE AS CAMADAS DOS BLOCOS

B.1 - Tempo de concretagem de cada uma das camadas dos bloco produzidos (Tabela 41).

Tabela 33- Tempo de concretagem por camada dos blocos analisados.

Camada	Tempo de concretagem por camada (hora)			
	10 II	10 IV	20 II	20 IV
1°	0,00	0,00	0,00	0,00
2°	2,00	0,83	0,67	0,42
3°	3,40	1,36	1,25	1,20
4°	4,70	1,83	2,00	1,62
5°	-	2,38	2,67	2,2
6°	-	2,83	3,17	2,58
7°	-	3,38	3,61	3,43
8°	-	3,92	4,03	3,97

Fonte: Autor.

APÊNDICE C - TEMPERATURA AMBIENTE DURANTE O PERÍODO DE CURA DOS BLOCOS DE CONCRETO

C.1 - Acompanhamento da temperatura ambiente durante a cura dos blocos (Tabela 40).

Tabela 34- Temperatura ambiental durante a cura dos blocos de concreto.

TEMPO APÓS A CONCRETAGEM (horas)	TEMPERATURA AMBIENTE (°C)			
	10 II	10 IV	20 II	20 IV
6	28,6	28,6	28,4	27,3
9	28,1	28,4	27,9	28,2
12	29,1	27,8	28,1	27,7
15	29,8	27,8	27,3	28,0
18	29,6	30,3	28,8	29,3
21	29,1	31,3	28,8	30,1
24	28,6	30,6	30,2	29,6
30	28,2	29,3	29,0	29,4
36	29,2	26,5	28,0	27,2
42	31,4	28,0	29,0	30,1
48	29,0	29,9	30,5	29,4
60	29,8	26,3	28,2	27,7
72	28,0	29,5	28,9	29,8
84	28,6	27,1	27,9	27,7
96	27,9	30,8	28,5	28,3
108	28,7	26,7	27,3	27,4
120	28,1	29,6	28,8	28,9
132	28,6	26,9	27,6	27,6
144	27,1	31,1	28,4	28,7
156	26,0	28,1	28,4	28,3
168	27,5	31,5	28,1	29,9

Fonte: Autor.

APÊNDICE D - TESTE ANOVA E TESTE DE DUNCAN DA TEMPERATURA DOS BLOCOS

D.1- Teste de variância ANOVA das temperaturas coletadas durante os 7 dias.

Tabela 35- Teste de variância ANOVA das temperaturas coletadas durante os 7 dias na camada inferior.

Anova: fator duplo com repetição

RESUMO	10	20	Total
<i>II</i>			
Contagem	21	21	42
Soma	827,6	918,7	1746,3
Média	39,409524	43,74762	41,57857
Variância	36,555905	83,29162	63,28172
<i>IV</i>			
Contagem	21	21	42
Soma	817,2	914,7	1731,9
Média	38,914286	43,55714	41,23571
Variância	38,245286	82,63757	64,48772
<i>Total</i>			
Contagem	42	42	
Soma	1644,8	1833,4	
Média	39,161905	43,65238	
Variância	36,551196	80,95036	

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
(Tipo de cimento)	2,469	1	2,469	0,041	0,840	3,960
(fck)	423,452	1	423,452	7,036	0,010	3,960
Interações	0,488	1	0,488	0,008	0,929	3,960
Dentro	4814,608	80	60,183			
Total	5241,016	83				

Fonte: Autor.

Tabela 36- Teste de variância ANOVA das temperaturas coletadas durante os 7 dias na camada central.

Anova: fator duplo com repetição

RESUMO	10	20	Total
<i>II</i>			
Contagem	21	21	42
Soma	842,3	936,3	1778,6
Média	40,109524	44,58571	42,34762
Variância	41,602905	93,95929	71,25914
<i>IV</i>			
Contagem	21	21	42
Soma	833,4	941,2	1774,6
Média	39,685714	44,81905	42,25238
Variância	45,145286	100,9026	77,99134
<i>Total</i>			
Contagem	42	42	
Soma	1675,7	1877,5	
Média	39,897619	44,70238	
Variância	42,362189	95,06853	

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
(Tipo de cimento)	0,190	1	0,190	0,0027	0,9586	3,9604
(fck)	484,800	1	484,800	6,8861	0,0104	3,9604
Interações	2,267	1	2,267	0,0322	0,8580	3,9604
Dentro	5632,202	80	70,402			
Total	6119,46	83				

Fonte: Autor.

Tabela 37- Teste de variância ANOVA das temperaturas coletadas durante os 7 dias na camada superior.

Anova: fator duplo com repetição

RESUMO	10	20	Total
<i>II</i>			
Contagem	21	21	42
Soma	807,8	903	1710,8
Média	38,46667	43	40,733333
Variância	36,57133	93,793	68,855447
<i>IV</i>			
Contagem	21	21	42
Soma	813	934,5	1747,5
Média	38,71429	44,5	41,607143
Variância	44,68629	116,251	87,078728
<i>Total</i>			
Contagem	42	42	
Soma	1620,8	1837,5	
Média	38,59048	43,75	
Variância	39,65357	103,0367	

ANOVA

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	Fcal	valor-P	F crítico
(Tipo de cimento)	16,0344	1	16,034	0,220	0,640	3,960
(fck)	559,0344	1	559,034	7,676	0,007	3,960
Interações	8,234405	1	8,234	0,113	0,738	3,960
Dentro	5826,032	80	72,825			
Total	6409,336	83				

Fonte: Autor.

D.2- Teste de variância ANOVA das temperaturas entre as camadas coletadas durante os 7 dias.

Tabela 38- Teste de variância ANOVA das temperaturas entre as camadas coletadas durante os 7 dias no bloco 10 II.

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Inferior	21	827,6	39,41	36,56
Central	21	842,3	40,11	41,60
Superior	21	807,8	38,47	36,57

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	28,55	2	14,27	0,3732	0,6901	3,1504
Dentro dos grupos	2294,60	60	38,24			
Total	2323,15	62				

Fonte: Autor.

Tabela 39- Teste de variância ANOVA das temperaturas entre as camadas coletadas durante os 7 dias no bloco 20 II.

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Inferior	21	918,7	43,75	83,29
Central	21	936,3	44,59	93,96
Superior	21	903	43,00	93,79

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	26,43	2	13,22	0,1463	0,8642	3,1504
Dentro dos grupos	5420,88	60	90,35			
Total	5447,31	62				

Fonte: Autor.

Tabela 40- Teste de variância ANOVA das temperaturas entre as camadas coletadas durante os 7 dias no bloco 10 IV.

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Inferior	21	817,20	38,91	38,25
Central	21	833,40	39,69	45,15
Superior	21	813,00	38,71	44,69

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	11,05	2	5,53	0,1294	0,8788	3,1504
Dentro dos grupos	2561,54	60	42,69			
Total	2572,59	62				

Fonte: Autor.

Tabela 41- Teste de variância ANOVA das temperaturas entre as camadas coletadas durante os 7 dias no bloco 20 IV.

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Inferior	21	914,70	43,56	82,64
Central	21	941,20	44,82	100,90
Superior	21	934,50	44,50	116,25

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	18,08	2	9,04	0,0905	0,9136	3,1504
Dentro dos grupos	5995,82	60	99,93			
Total	6013,91	62				

Fonte: Autor.

D.3- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das temperaturas entre as camadas coletadas durante o período de pico.

Tabela 42- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das temperaturas entre as camadas coletadas durante o período de pico para o bloco 10 II.

Anova: fator
único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Inferior	5	225,7	45,14	0,383
Central	5	233,2	46,64	0,628
Superior	5	223,8	44,76	0,853

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	9,88	2	4,94	7,9517	0,0063	3,8853
Dentro dos grupos	7,46	12	0,62			
Total	17,34	14				

Teste de Duncan

(Calcular o desvio-padrão das média) S.d res=	0,35
(Lime de decisão) Ld=	1,09

[Inferior - Central] =	1,5	"=> diferem estatisticamente
[Inferior - Superior] =	0,38	"=> não diferem estatisticamente
[Central - Superior] =	1,88	"=> diferem estatisticamente

Tabela 43- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das temperaturas entre as camadas coletadas durante o período de pico para o bloco 20 II.

Anova: fator
único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Inferior	5	267,10	53,42	0,84
Central	5	274,40	54,88	0,21
Superior	5	265,90	53,18	0,49

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	8,47	2	4,23	8,2135	0,0057	3,8853
Dentro dos grupos	6,18	12	0,52			
Total	14,65	14				

Teste de Duncan

(Calcular o desvio-padrão das média) S.d res=	0,32
(Lime de decisão) Ld=	0,99

[Inferior - Central] =	1,50	"=> diferem estatisticamente
[Inferior - Superior] =	0,20	"=> não diferem estatisticamente
[Central - Superior] =	1,70	"=> diferem estatisticamente

Tabela 44- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das temperaturas entre as camadas coletadas durante o período de pico para o bloco 10 IV.

Anova: fator
único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Inferior	5	228,10	45,62	0,07
Central	5	235,20	47,04	0,04
Superior	5	232,20	46,44	0,15

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	5,08	2	2,54	28,4403	0,000028	3,8853
Dentro dos grupos	1,07	12	0,09			
Total	6,15	14				

Teste de Duncan

(Calcular o desvio-padrão das média) S.d res=	0,14
(Lime de decisão) Ld=	0,41

[Inferior - Central] =	1,40	"=> diferem estatisticamente
[Inferior - Superior] =	0,80	"=> diferem estatisticamente
[Central - Superior] =	0,60	"=> diferem estatisticamente

Tabela 45- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das temperaturas entre as camadas coletadas durante o período de pico para o bloco 20 IV.

Anova: fator
único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Inferior	5	265,50	53,10	0,86
Central	5	277,40	55,48	1,30
Superior	5	283,70	56,74	0,15

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	34,17	2	17,08	22,2360	0,000092	3,8853
Dentro dos grupos	9,22	12	0,77			
Total	43,39	14				

Teste de Duncan

(Calcular o desvio-padrão das média) S.d res=	0,39
(Lime de decisão) Ld=	1,21

[Inferior - Central] =	2,50	"=> diferem estatisticamente
[Inferior - Superior] =	3,30	"=> diferem estatisticamente
[Central - Superior] =	0,80	"=> não diferem estatisticamente

D.4- Teste de variância ANOVA das resistências à compressão coletadas durante os 28 dias.

Tabela 46- Teste de variância ANOVA das resistências à compressão coletadas durante os 28 dias.

Anova: fator duplo com repetição

RESUMO	10	20	Total
<i>II</i>			
Contagem	16	16	32
Soma	74,583936	202,6086	277,19253
Média	4,661496	12,66304	8,662266563
Variância	15,05721553	58,68741	52,20537866
<i>IV</i>			
Contagem	16	16	32
Soma	66,370824	189,4565	255,82734
Média	4,1481765	11,84103	7,994604375
Variância	15,56052222	63,48332	53,51928381
<i>Total</i>			
Contagem	32	32	
Soma	140,95476	392,0651	
Média	4,40483625	12,25203	
Variância	14,8830336	59,28924	

ANOVA

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	Fcal	valor-P	F crítico
(Tipo de Cimento)	7,132	1	7,132	0,187	0,667	4,001
(fck)	985,256	1	985,256	25,794	0,000004	4,001
Interações	0,381	1	0,381	0,010	0,921	4,001
Dentro	2291,827	60	38,197			
Total	3284,597	63				

Fonte: Autor.

Tabela 47- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das resistências à compressão coletadas durante os 7 dias.

Anova: fator
único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
10 II	13	40,82	3,14	4,70
20 II	13	130,11	10,01	32,22
10 IV	13	32,69	2,51	3,62
20 IV	13	114,10	8,78	24,24

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	572,75	3	190,92	11,7863	0,00001	2,79806
Dentro dos grupos	777,52	48	16,20			
Total	1350,27	51				

Teste de Duncan

(Calcular o desvio-padrão das média) S.d res=	1,12
(Lime de decisão) Ld=	4,21

[10 II - 20II] =	6,90	"=> diferem estatisticamente
[10 II - 10 IV] =	0,60	"=> não diferem estatisticamente
[10 II - 20 IV] =	5,60	"=> diferem estatisticamente
[20 II - 10 IV] =	7,50	"=> diferem estatisticamente
[20 II - 20 IV] =	1,20	"=> não diferem estatisticamente
[10 IV - 20 IV] =	6,30	"=> diferem estatisticamente

Tabela 48- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan das resistências à compressão coletadas durante os 3 dias.

Anova: fator duplo com repetição

RESUMO	10	20	Total
<i>II</i>			
Contagem	12	12	24
Soma	33,35189	109,4897	142,8416
Média	2,779325	9,124139	5,951732
Variância	3,290652	24,06945	23,587
<i>IV</i>			
Contagem	12	12	24
Soma	26,05443	94,86699	120,9214
Média	2,171203	7,905583	5,038393
Variância	2,281149	15,68984	17,17303
<i>Total</i>			
Contagem	24	24	
Soma	59,40633	204,3567	
Média	2,475264	8,514861	
Variância	2,761247	19,40267	

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
(Tipo de Cimento)	10,010	1	10,010	0,883	0,352	4,062
(fck)	437,721	1	437,721	38,624	0,00000016	4,062
Interações	1,118	1	1,118	0,099	0,755	4,062
Dentro	498,642	44	11,333			
Total	947,491	47				

Fonte: Autor.

D.5- Teste de variância ANOVA dos módulos de elasticidade dinâmico coletadas durante os 28 dias.

Tabela 49- Teste de variância ANOVA dos módulos de elasticidade dinâmico coletadas durante os 28 dias.

Anova: fator duplo com repetição

RESUMO	10	20	Total
<i>II</i>			
Contagem	16	16	32
Soma	511,9548	613,8569	1125,812
Média	31,99718	38,36606	35,18162
Variância	191,7989	124,882	163,7005
<i>IV</i>			
Contagem	16	16	32
Soma	423,5689	632,915	1056,484
Média	26,47306	39,55719	33,01512
Variância	148,7047	82,30367	155,9574
<i>Total</i>			
Contagem	32	32	
Soma	935,5237	1246,772	
Média	29,23512	38,96162	
Variância	172,6349	100,6173	

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
(Tipo de cimento)	75,099	1	75,099	0,548	0,462	4,001
(fck)	1513,678	1	1513,678	11,055	0,002	4,001
Interações	180,378	1	180,378	1,317	0,256	4,001
Dentro	8215,339	60	136,922			
Total	9984,495	63				

Fonte: Autor.

Tabela 50- Teste de variância ANOVA e teste de Duncan dos módulos de elasticidade dinâmico coletadas durante os 28 dias.

Anova: fator
único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
10 II	16	511,95	32,00	191,80
20 II	16	612,45	38,28	126,49
10 IV	16	423,57	26,47	148,70
20 IV	16	632,91	39,56	82,30

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>Fcal</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	1757,27	3	585,755	4,2655	0,0085	2,7581
Dentro dos grupos	8239,48	60	137,325			
Total	9996,75	63				

Teste de Duncan

(Calcular o desvio-padrão das média) S.d res=	2,93
(Lime de decisão) Ld=	10,96

[10 II - 20II] =	6,30	"=> não diferem estatisticamente
[10 II - 10 IV] =	5,50	"=> não diferem estatisticamente
[10 II - 20 IV] =	7,60	"=> não diferem estatisticamente
[20 II - 10 IV] =	11,80	"=> diferem estatisticamente
[20 II - 20 IV] =	1,30	"=> não diferem estatisticamente
[10 IV - 20 IV] =	13,10	"=> diferem estatisticamente

APÊNDICE E - EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO

E.1- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 10 II (Tabela 50).

Tabela 51- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 10 II.

TEMPO APÓS CONCRETAGEM (hora)	TEMPO DO PULSO (μ s)			VELOCIDADE DO PULSO (m/s)			COEFICIENTE de POISON ADOTADO	MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO (GPa)		
	Amostra 1	Amostra 2	Média	Amostra 1	Amostra 2	Média		Amostra 1	Amostra 2	Média
6	131,4	346,0	238,7	2283,11	867,05	1256,81	0,20	11,82	1,70	6,76
9	93,9	93,9	93,9	3194,89	3194,89	3194,89	0,20	23,14	23,14	23,14
12	82,9	87,9	85,4	3618,82	3412,97	3512,88	0,20	29,68	26,40	28,04
15	123,9	123,0	123,5	2421,31	2439,02	2430,13	0,20	13,29	13,48	13,39
18	120,4	80,9	100,7	2491,69	3708,28	2980,63	0,20	14,07	31,17	22,62
21	103,0	108,4	105,7	2912,62	2767,53	2838,22	0,20	19,23	17,36	18,29
24	82,9	130,0	106,5	3618,82	2307,69	2818,22	0,20	29,68	12,07	20,88
30	79,9	104,9	92,4	3754,69	2859,87	3246,75	0,20	31,95	18,54	25,25
36	74,9	76,9	75,9	4005,34	3901,17	3952,57	0,20	36,36	34,50	35,43
42	68,8	72,0	70,4	4360,47	4166,67	4261,36	0,20	43,10	39,35	41,22
48	69,4	72,4	70,9	4322,77	4143,65	4231,31	0,20	42,36	38,92	40,64
72	64,4	69,9	67,2	4657,66	4291,85	4467,28	0,20	49,2	41,8	45,46
168	65,9	67,9	66,9	4552,35	4418,26	4484,30	0,20	46,97	44,25	45,61
336	66,9	66,2	66,6	4484,30	4531,72	4507,89	0,20	45,58	46,55	46,06
504	64,4	64,4	64,4	4658,39	4658,39	4658,39	0,20	49,19	49,19	49,19
672	63,4	64,4	63,9	4731,86	4658,39	4694,84	0,20	50,75	49,19	49,97

Fonte: Autor.

E.2 - Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 10 IV (Tabela 51).

Tabela 52- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 10 IV.

TEMPO APÓS A CONCRETAGEM (hora)	TEMPO DO PULSO (μs)			VELOCIDADE DO PULSO (m/s)			COEFICIENTE de POISON ADOTADO	MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO (GPa)		
	Amostra 1	Amostra 2	Média	Amostra 1	Amostra 2	Média		Amostra 1	Amostra 2	Média
6	125,9	124,9	125,4	2382,84	2401,92	2,39	0,20	12,87	13,08	12,97
9	142,4	119,7	131,1	2106,74	2506,27	2,29	0,20	10,06	14,24	12,15
12	114,9	117,9	116,4	2610,97	2544,53	2,58	0,20	15,45	14,68	15,06
15	112,4	119,4	115,9	2669,04	2512,56	2,59	0,20	16,15	14,31	15,23
18	112,4	111,4	111,9	2669,04	2693,00	2,68	0,20	16,15	16,44	16,29
21	107,9	106,9	107,4	2780,35	2806,36	2,79	0,20	17,52	17,85	17,69
24	101,4	102,4	101,9	2958,58	2929,69	2,94	0,20	19,84	19,45	19,65
30	107,9	106,9	107,4	2780,35	2806,36	2,79	0,20	17,52	17,85	17,69
36	84,9	84,4	84,7	3533,57	3554,50	3,54	0,20	28,30	28,64	28,47
42	82,9	84,4	83,7	3618,82	3554,50	3,59	0,20	29,68	28,64	29,16
48	79,9	84,4	82,2	3754,69	3554,50	3,65	0,20	31,95	28,64	30,30
72	74,4	78,4	76,4	4032,26	3826,53	3,93	0,20	36,85	33,19	35,02
168	71,4	71,4	71,4	4201,68	4201,68	4,20	0,20	40,02	40,02	40,02
336	68,4	68,9	68,7	4385,96	4354,14	4,37	0,20	43,60	42,97	43,29
504	64,9	66,4	65,7	4622,50	4518,07	4,57	0,20	48,43	46,27	47,35
672	67,1	70,4	68,8	4470,94	4261,36	4,36	0,20	45,31	41,16	43,24

Fonte: Autor.

E.3 - Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 20 II (Tabela 52).

Tabela 53- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 20 II.

TEMPO APÓS A CONCRETAGEM (hora)	TEMPO DO PULSO (μ s)			VELOCIDADE DO PULSO (m/s)			COEFICIENTE de POISON ADOTADO	MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO (GPa)		
	Amostra 1	Amostra 2	Média	Amostra 1	Amostra 2	Média		Amostra 1	Amostra 2	Média
6	102,3	99,3	100,8	2932,55	3021,15	2976,19	0,20	19,49	20,69	20,09
9	98,4	104,5	101,5	3048,78	2870,81	2957,12	0,20	21,07	18,68	19,87
12	96,4	90,5	93,5	3112,03	3314,92	3210,27	0,20	21,95	24,91	23,43
15	93,4	88,3	90,9	3211,99	3397,51	3302,15	0,20	23,38	26,16	24,77
18	83,1	78,6	80,9	3610,11	3816,79	3710,58	0,20	29,54	33,02	31,28
21	73,4	78,5	76,0	4087,19	3821,66	3949,97	0,20	37,87	33,10	35,48
24	73,9	73,4	73,7	4059,54	4087,19	4073,32	0,20	37,35	37,87	37,61
30	68,4	69,0	68,7	4385,96	4347,83	4366,81	0,20	43,60	42,85	43,23
36	70,8	67,9	69,4	4237,29	4418,26	4325,88	0,20	40,70	44,25	42,47
42	68,3	69,1	68,7	4392,39	4341,53	4366,81	0,20	43,73	42,72	43,23
48	67,9	69,9	68,9	4418,26	4291,85	4354,14	0,20	44,25	41,75	43,00
72	68,2	66,3	67,3	4398,83	4524,89	4460,97	0,20	43,86	46,41	45,13
168	64,9	65,4	65,2	4622,50	4587,16	4604,76	0,20	48,43	47,70	48,06
336	63,4	64,4	63,9	4731,86	4658,39	4694,84	0,20	50,75	49,19	49,97
504	61,9	63,4	62,7	4846,53	4731,86	4788,51	0,20	53,24	50,75	52,00
672	62,4	61,9	62,2	4807,69	4846,53	4827,03	0,20	52,39	53,24	52,82

Fonte: Autor.

E.4 - Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 20 IV (Tabela 53).

Tabela 54- Evolução do módulo de elasticidade dinâmico do concreto 20 IV.

TEMPO APÓS A CONCRETAGEM (hora)	TEMPO DO PULSO (μ s)			VELOCIDADE DO PULSO (m/s)			COEFICIENTE de POISON ADOTADO	MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO (GPa)		
	Amostra 1	Amostra 2	Média	Amostra 1	Amostra 2	Média		Amostra 1	Amostra 2	Média
6	93,4	88,4	90,9	3211,99	3393,67	3300,33	0,20	23,38	26,11	24,75
9	78,4	85,9	82,2	3826,53	3492,43	3651,86	0,20	33,19	27,65	30,42
12	97,9	88,9	93,4	3064,35	3374,58	3211,99	0,20	21,28	25,81	23,55
15	91,9	79,9	85,9	3264,42	3754,69	3492,43	0,20	24,15	31,95	28,05
18	72,4	79,9	76,2	4143,65	3754,69	3939,59	0,20	38,92	31,95	35,44
21	73,4	71,9	72,7	4087,19	4172,46	4129,39	0,20	37,87	39,46	38,66
24	70,4	73,4	71,9	4261,36	4087,19	4172,46	0,20	41,16	37,87	39,51
30	71,9	68,4	70,2	4172,46	4385,96	4276,55	0,20	39,46	43,60	41,53
36	72,9	70,4	71,7	4115,23	4261,36	4187,02	0,20	38,39	41,16	39,77
42	68,9	67,9	68,4	4354,14	4418,26	4385,96	0,20	42,97	44,25	43,61
48	69,9	67,4	68,7	4291,85	4451,04	4369,99	0,20	41,75	44,91	43,33
72	68,4	68,4	68,4	4385,96	4385,96	4385,96	0,20	43,6	43,6	43,60
168	66,4	64,4	65,4	4518,07	4658,39	4587,16	0,20	46,27	49,19	47,73
336	63,4	64,2	63,8	4731,86	4672,90	4702,19	0,20	50,75	49,49	50,12
504	63,4	66,1	64,8	4731,86	4538,58	4633,20	0,20	50,75	46,69	48,72
672	61,6	61,2	61,4	4870,13	4901,96	4885,99	0,20	53,76	54,47	54,11

Fonte: Autor.

APÊNDICE F - TEMPO EQUIVALENTE DAS CAMADAS SUPERIOR E INFERIOR.

F.1 - Tempo equivalente da camada inferior e superior do bloco produzido com concreto 10 II (Tabelas 54 e 55).

Tabela 55- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada inferior do concreto 10 II.

Tempo Real	FHP (EA=33,5)	FHP (EA=39,34)	Newman e Choo (2003)
11	8,43	10,09	6,57
14			
17	17,40	20,95	13,37
20	26,37	31,80	20,18
23	35,14	42,38	26,90
26	43,98	53,06	33,65
29	53,02	64,02	40,48
35	71,21	86,08	54,19
41	88,83	107,34	67,66
47	105,79	127,67	80,84
53	122,21	147,24	93,79
65	152,63	183,01	118,54
77	179,73	214,24	141,61
89	204,97	242,98	163,66
101	229,43	270,67	185,26
113	252,53	296,57	206,05
125	274,05	320,40	225,85
137	294,71	343,11	245,08
149	314,19	364,30	263,50
161	333,25	384,96	281,62
173	352,56	405,95	299,92

Fonte: Autor.

Tabela 56- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada superior do concreto 10 II.

Tempo Real	FHP (EA=33,5)	FHP (EA=39,34)	Newman e Choo (2003)
11	7,73	9,11	6,25
14			
17	16,26	19,35	12,86
20	24,91	29,76	19,53
23	33,49	40,07	26,17
26	42,27	50,65	32,89
29	51,25	61,53	39,70
35	69,26	83,34	53,33
41	86,39	103,91	66,59
47	102,65	123,25	79,46
53	118,36	141,83	92,08
65	147,26	175,51	116,08
77	172,71	204,53	138,25
89	196,46	231,27	159,43
101	219,70	257,36	180,31
113	241,79	281,92	200,47
125	262,49	304,69	219,73
137	282,45	326,50	238,48
149	301,38	347,00	256,51
161	320,07	367,18	274,36
173	338,92	387,58	292,33

Fonte: Autor.

F.2 - Tempo equivalente da camada inferior e superior do bloco produzido com concreto 10 IV (Tabelas 56 e 57).

Tabela 57- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada inferior do concreto 10 IV.

Tempo Real	FHP (EA=33,5)	FHP (EA=39,34)	Newman e Choo (2003)
9,5	7,78	9,18	6,27
12,5			
15,5	16,22	19,30	12,85
18,5	25,19	30,15	19,65
21,5	34,36	41,29	26,54
24,5	43,52	52,42	33,42
27,5	52,69	63,56	40,31
33,5	70,88	85,63	54,02
39,5	88,56	106,98	67,52
45,5	105,46	127,22	80,67
51,5	121,49	146,24	93,44
63,5	151,16	180,99	117,83
75,5	177,93	211,77	140,72
87,5	202,65	239,81	162,47
99,5	225,60	265,51	183,17
111,5	247,31	289,58	203,09
123,5	268,23	312,64	222,50
135,5	288,49	334,84	241,46
147,5	308,15	356,25	260,00
159,5	327,12	376,81	278,06
171,5	345,81	396,99	295,91

Fonte: Autor.

Tabela 58- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada superior do concreto 10 IV.

Tempo Real	FHP (EA=33,5)	FHP (EA=39,34)	Newman e Choo (2003)
9,5	7,70	9,07	6,23
12,5			
15,5	16,25	19,33	12,86
18,5	25,41	30,47	19,74
21,5	34,85	42,00	26,74
24,5	44,33	53,58	33,75
27,5	53,74	65,06	40,73
33,5	72,21	87,54	54,56
39,5	89,87	108,85	68,05
45,5	106,46	128,66	81,07
51,5	122,10	147,15	93,65
63,5	151,00	180,82	117,65
75,5	176,83	210,35	140,03
87,5	200,52	237,03	161,18
99,5	222,66	261,65	181,37
111,5	243,54	284,66	200,75
123,5	263,76	306,80	219,68
135,5	283,32	328,10	238,16
147,5	302,30	348,66	256,22
159,5	320,94	368,79	274,04
171,5	339,51	388,82	291,80

Fonte: Autor.

F.3 - Tempo equivalente da camada inferior e superior do bloco produzido com concreto 20 II (Tabelas 58 e 59).

Tabela 59- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada inferior do concreto 20 II.

Tempo Real	FHP (EA=33,5)	FHP (EA=39,34)	Newman e Choo (2003)
9,5	10,45	12,99	7,39
12,5			
15,5	21,72	27,19	15,07
18,5	33,61	42,30	22,96
21,5	45,91	58,03	30,98
24,5	58,37	74,01	39,06
27,5	70,88	90,05	47,15
33,5	95,77	121,94	63,29
39,5	119,63	152,30	79,10
45,5	141,40	179,55	94,19
51,5	161,67	204,61	108,73
63,5	198,11	248,84	136,18
75,5	229,85	286,45	161,56
87,5	258,57	319,88	185,47
99,5	283,55	348,27	207,37
111,5	306,45	373,90	228,04
123,5	328,35	398,22	248,08
135,5	350,10	422,35	268,03
147,5	371,35	445,82	287,65
159,5	391,09	467,35	306,25
171,5	410,48	488,44	324,61

Fonte: Autor.

Tabela 60- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada superior do concreto 20 II.

Tempo Real	FHP (EA=33,5)	FHP (EA=39,34)	Newman e Choo (2003)
9,5	9,90	12,19	7,18
12,5			
15,5	20,93	26,03	14,78
18,5	32,66	40,91	22,61
21,5	44,71	56,26	30,56
24,5	57,01	71,99	38,58
27,5	69,45	87,93	46,65
33,5	93,96	119,25	62,67
39,5	117,73	149,48	78,45
45,5	139,71	177,05	93,62
51,5	160,74	203,21	108,44
63,5	197,70	248,17	136,10
75,5	228,42	284,37	161,00
87,5	255,86	316,07	184,25
99,5	279,66	342,88	205,46
111,5	301,93	367,69	225,74
123,5	323,04	390,98	245,27
135,5	343,21	413,07	264,17
147,5	362,57	434,10	282,50
159,5	380,89	453,82	300,08
171,5	399,05	473,34	317,54

Fonte: Autor.

F.4 - Tempo equivalente da camada inferior e superior do bloco produzido com concreto 20 IV (Tabelas 60 e 61).

Tabela 61- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada inferior do concreto 20 IV.

Tempo Real	FHP (EA=33,5)	FHP (EA=39,34)	Newman e Choo (2003)
9,5	10,15	12,56	7,28
12,5			
15,5	21,55	26,94	15,00
18,5	33,51	42,16	22,91
21,5	45,71	57,75	30,91
24,5	58,06	73,55	38,95
27,5	70,43	89,38	47,00
33,5	94,94	120,71	63,02
39,5	118,44	150,53	78,71
45,5	140,13	177,66	93,77
51,5	160,24	202,49	108,24
63,5	196,54	246,52	135,63
75,5	227,83	283,50	160,80
87,5	256,14	316,37	184,50
99,5	282,13	346,12	206,97
111,5	306,18	373,26	228,33
123,5	328,51	398,14	248,64
135,5	349,39	421,14	268,02
147,5	369,74	443,45	287,04
159,5	389,60	465,14	305,73
171,5	408,62	485,75	323,82

Fonte: Autor.

Tabela 62- Tempo equivalente comparativo entre métodos da camada superior do concreto 20 IV.

Tempo Real	FHP (EA=33,5)	FHP (EA=39,34)	Newman e Choo (2003)
9,5	10,51	14,55	7,76
12,5			
15,5	24,62	31,51	16,04
18,5	38,51	49,65	24,56
21,5	52,61	68,12	33,13
24,5	66,58	86,38	41,66
27,5	80,34	104,33	50,14
33,5	107,16	139,15	66,88
39,5	132,04	171,03	83,02
45,5	154,45	199,22	98,33
51,5	174,95	224,63	112,96
63,5	210,97	268,25	140,23
75,5	241,32	303,93	164,95
87,5	268,76	335,62	188,20
99,5	294,00	364,36	210,25
111,5	316,28	389,17	230,53
123,5	336,98	411,94	249,79
135,5	357,33	434,25	268,81
147,5	377,24	456,00	287,53
159,5	396,76	477,25	305,98
171,5	415,53	497,54	323,89

Fonte: Autor.

APÊNDICE G - COMPARAÇÃO ENTRE A TEMPERATURA REAL E A TEMPERATURA MODELADA DAS CAMADAS INFERIORES E SUPERIORES.

G.1 - Comparação entre a temperatura real e a temperatura de modelagem da camada inferior para os quatro concretos produzidos (Tabelas 62, 63, 64 e 65).

Tabela 63- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada inferior do bloco produzido com concreto 10 II.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura inferior(°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
11	42,8	43,49	-0,7
14	44,8	44,65	0,1
17	45,9	45,74	0,2
20	44,8	45,90	-1,1
23	44,8	45,91	-1,1
26	45,2	45,93	-0,7
29	45,9	45,89	0,0
35	45,5	45,48	0,0
41	44,3	44,36	-0,1
47	43,6	43,20	0,4
53	42,7	42,17	0,5
65	39,8	40,21	-0,4
77	37,1	39,08	-2,0
89	36,4	36,55	-0,1
101	35,6	35,09	0,5
113	33,7	33,88	-0,2
125	32,3	32,95	-0,7
137	31,8	32,17	-0,4
149	29,6	31,59	-2,0
161	30,8	30,85	-0,1
173	30,2	29,99	0,2

Fonte: Autor.

Tabela 64- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada inferior do bloco produzido com concreto 10 IV.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura inferior (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
9,5	41,1	41,17	-0,1
12,5	43,6	42,6	1,0
15,5	45,5	43,96	1,5
18,5	46,7	45,22	1,5
21,5	47,1	45,99	1,1
24,5	47,2	45,95	1,3
27,5	47,2	45,81	1,4
33,5	47,0	45,39	1,6
39,5	45,9	44,52	1,4
45,5	44,6	43,24	1,4
51,5	43,1	41,99	1,1
63,5	40,6	39,72	0,9
75,5	37,5	37,6	-0,1
87,5	36,1	35,71	0,4
99,5	33,6	34,18	-0,6
111,5	33,2	32,88	0,3
123,5	31,8	31,97	-0,2
135,5	31,6	31,25	0,4
147,5	30,3	30,73	-0,4
159,5	30,0	30,38	-0,4
171,5	29,7	30,03	-0,3

Fonte: Autor.

Tabela 65- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada inferior do bloco produzido com concreto 20 II.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura inferior (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
9,5	48,1	46,04	2,1
12,5	50,4	47,51	2,9
15,5	52,0	48,85	3,2
18,5	53,2	50,12	3,1
21,5	53,8	51,33	2,5
24,5	53,9	51,54	2,4
27,5	54,0	51,42	2,6
33,5	53,6	51,16	2,4
39,5	51,8	50,74	1,1
45,5	48,8	49,21	-0,4
51,5	48,1	47,79	0,3
63,5	43,4	44,92	-1,5
75,5	41,2	42,92	-1,7
87,5	38,5	39,84	-1,3
99,5	34,5	38,46	-4,0
111,5	34,4	36,09	-1,7
123,5	32,4	34,81	-2,4
135,5	34,1	33,74	0,4
147,5	31,3	32,94	-1,6
159,5	30,7	32,37	-1,7
171,5	30,5	31,39	-0,9

Fonte: Autor.

Tabela 66- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada inferior do bloco produzido com concreto 20 IV.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura inferior (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
9,5	46,5	44,04	2,5
12,5	50,5	45,69	4,8
15,5	52,5	47,08	5,4
18,5	53,0	48,38	4,6
21,5	53,6	49,62	4,0
24,5	53,6	50,62	3,0
27,5	53,7	50,45	3,3
33,5	53,1	50,07	3,0
39,5	51,5	49,49	2,0
45,5	48,9	48,23	0,7
51,5	47,6	46,74	0,9
63,5	43,7	43,77	-0,1
75,5	40,2	41,11	-0,9
87,5	38,8	38,59	0,2
99,5	36,1	36,54	-0,4
111,5	35,1	34,75	0,4
123,5	32,6	33,45	-0,9
135,5	32,0	32,39	-0,4
147,5	31,4	31,67	-0,3
159,5	30,9	31,17	-0,3
171,5	29,4	30,79	-1,4

Fonte: Autor.

G.2 - Comparação entre a temperatura real e a temperatura de modelagem da camada superior para os quatro concretos produzidos (Tabelas 66, 67, 68 e 69).

Tabela 67- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada superior do bloco produzido com concreto 10 II.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura superior (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
11	40,1	43,62	-3,5
14	43,2	44,71	-1,5
17	45,0	45,51	-0,5
20	43,9	46,13	-2,2
23	44,6	45,87	-1,3
26	45,0	45,48	-0,5
29	45,8	45,1	0,7
35	45,1	44,03	1,1
41	43,3	41,92	1,4
47	42,5	40,35	2,2
53	41,6	39,24	2,4
65	38,4	37,37	1,0
77	35,5	35,81	-0,3
89	35,1	34,31	0,8
101	34,5	33,16	1,3
113	32,7	32,34	0,4
125	31,5	31,69	-0,2
137	31,0	31,1	-0,1
149	29,1	30,72	-1,6
161	30,4	29,97	0,4
173	29,5	29,29	0,2

Fonte: Autor.

Tabela 68- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada superior do bloco produzido com concreto 10 IV.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura superior (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
9,5	40,1	40,65	-0,5
12,5	43,0	41,82	1,2
15,5	45,3	42,79	2,5
18,5	46,5	43,58	2,9
21,5	46,8	44,29	2,5
24,5	46,7	43,99	2,7
27,5	46,4	43,61	2,8
33,5	45,8	42,86	2,9
39,5	44,1	42,07	2,0
45,5	42,7	40,68	2,0
51,5	41,2	39,54	1,7
63,5	38,8	37,4	1,4
75,5	35,8	35,66	0,1
87,5	34,7	34,04	0,7
99,5	32,6	32,78	-0,2
111,5	32,0	31,69	0,3
123,5	31,1	31,05	0,1
135,5	30,5	30,44	0,1
147,5	29,7	30,12	-0,4
159,5	29,7	29,9	-0,2
171,5	29,5	29,68	-0,2

Fonte: Autor.

Tabela 69- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada superior do bloco produzido com concreto 20 II.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura superior (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
9,5	46,1	45,24	0,9
12,5	49,6	46,58	3,0
15,5	51,7	47,77	3,9
18,5	52,8	48,67	4,1
21,5	53,1	49,41	3,7
24,5	53,9	49,89	4,0
27,5	53,7	49,49	4,2
33,5	53,1	48,66	4,4
39,5	52,1	47,73	4,4
45,5	49,0	46,29	2,7
51,5	49,8	44,77	5,0
63,5	42,4	41,89	0,5
75,5	40,6	39,44	1,2
87,5	36,9	37,29	-0,4
99,5	33,8	35,62	-1,8
111,5	33,8	34,19	-0,4
123,5	31,3	33,25	-2,0
135,5	31,7	32,38	-0,7
147,5	29,4	31,82	-2,4
159,5	29,2	31,42	-2,2
171,5	29,0	31,05	-2,1

Fonte: Autor.

Tabela 70- Comparação entre a evolução térmica real e a modelada para a camada superior do bloco produzido com concreto 20 IV.

Tempo a partir do início da concretagem (horas)	Temperatura superior (°C)	Temperatura de modelagem (°C)	Erro da modelagem (°C)
9,5	49,5	40,71	8,8
12,5	54,0	44,78	9,2
15,5	56,4	46,02	10,4
18,5	57,1	47,01	10,1
21,5	57,2	47,82	9,4
24,5	56,6	48,59	8,0
27,5	56,4	48,62	7,8
33,5	55,2	47,8	7,4
39,5	52,4	46,75	5,7
45,5	49,7	45,53	4,2
51,5	47,8	43,95	3,8
63,5	43,1	40,98	2,1
75,5	39,3	38,49	0,8
87,5	38,2	36,36	1,8
99,5	35,3	34,65	0,6
111,5	32,3	33,18	-0,9
123,5	31,9	32,21	-0,3
135,5	31,5	31,33	0,2
147,5	30,9	30,79	0,1
159,5	30,6	30,45	0,2
171,5	29,1	30,16	-1,1

Fonte: Autor.