



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

HÉLLYKAN BERLIET DOS SANTOS MONTEIRO

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS DO CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS**

Recife
2017

HÉLLYKAN BERLIET DOS SANTOS MONTEIRO

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS DO CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS**

Dissertação apresentada à Banca Examinadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade de Federal de Pernambuco, como exigência parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas com ênfase em construção civil

Orientador Interno: Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira.

Orientador Externo: Prof. Dr. José Jeferson Rêgo Silva.

Recife
2017

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

M775e Monteiro, Hélykan Berliet dos Santos.
Estudo das propriedades mecânicas residuais do concreto de alta resistência submetido a altas temperaturas / Hélykan Berliet dos Santos Monteiro. – 2017. 144 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador Interno: Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira.

Orientador Externo: Prof. Dr. José Jeferson do Rego Silva.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2017.

Inclui Referências, Apêndices e Anexos.

1. Engenharia Civil. 2. Concreto de alta resistência. 3. Fibra de polipropileno. 4. Distribuição de temperatura. 5. Resistência residual. I. Oliveira, Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de. (Orientador Interno). II. Silva, José Jeferson do Rego. (Orientador Externo). III. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2017-375

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS DO CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS**

HÉLLYKAN BERLIET DOS SANTOS MONTEIRO

Dissertação submetida ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco e aprovada em 31 de agosto de 2017.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. José Jéferson do Rêgo Silva – UFPE
(orientador externo)

Prof. Dr. Fernando Artur Nogueira Silva – UNICAP
(examinador externo)

Prof. Dr. Antônio Acácio de Melo Neto – UFPE
(examinador interno)

Aos meus exemplos de perseverança: Mãe e Avó.

AGRADECIMENTOS

A Deus que esteve comigo nos momentos mais difíceis, me dando força e disposição para persistir e transpor os obstáculos encontrados no decorrer do cainho.

A minha mãe, Jacira, pelos conselhos, apoio e exemplo de perseverança, os quais não me fizeram desistir no meio do caminho.

A minha avó, Anita, por ser exemplo de força, superação, caráter e dignidade, os quais são meus alicerces e inspiração.

Ao meu noivo Kaic, agradeço pelo amor, companheirismo e compreensão. Obrigada por todo o apoio, incentivo e paciência, além do suporte durante a realização da parte experimental deste trabalho.

Ao meu avô Geraldo (*in memoriam*), o qual deixou uma enorme saudade, assim como a certeza de que esta em um bom lugar orando e me guiando frente às adversidades da vida.

Ao meu irmão, Kevinn, que esteve sempre ao meu lado, dando apoio e torcida.

Ao meu primo Willians, pelo auxílio e fornecimento de materiais no desenvolvimento de ensaios, o meu muito obrigada.

A toda minha família pelo apoio, incentivo e suporte em todos os momentos difíceis.

Ao meu orientador, professor Dr. Jeferson Rego, pela confiança em meu trabalho, por todas orientações e oportunidades recebidas durante todo o mestrado, pelas sensatas observações e conhecimentos passados nesse projeto.

Ao Prof^o Tibério Andrade e os técnicos do Laboratório da Tecomat Engenharia, em especial a técnica Taísa, assim como ao Departamento de Engenharia Mecânica e o doutorando Rogério, pelo auxílio na realização dos ensaios. Obrigada por toda presteza.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPE, por todos os conhecimentos compartilhados e pela contribuição à minha formação.

Aos amigos que conquistei no percorrer do mestrado, pela amizade e apoio: Fernanda, Diego, Pedro, Thiago e Paulo.

À FACEPE, pelo subsídio financeiro.

Às minhas amigas de apartamento, as quais permaneceram pra sempre me minha vida, Fernanda, Érika, Eduarda, Franciely.

A todos que contribuíram, direta ou indiretamente, na realização deste trabalho.

RESUMO

Quando utilizados nas construções, os elementos estruturais de concreto devem ser projetados para atender tanto aos requisitos de solicitações mecânicas quanto aos de resistência ao fogo. Os concretos de alta resistência apresentam maior sensibilidade quando expostos ao fogo, em relação ao concreto convencional, devido a sua baixa porosidade, podendo haver uma ruptura, em geral, explosiva, expondo a armadura. Sendo assim, esse trabalho tem como objetivo a análise de ocorrência do *spalling* em três diferentes traços de concreto de alta resistência, como os ensaios em concreto utilizando corpos-de-prova com dimensão padronizada não são normatizados para ensaios em alta temperatura, diferentes geometrias foram adotadas para analisar essa influência, bem como verificar a distribuição de temperatura no interior do concreto. A influência do tipo de resfriamento (ruptura dos corpos de prova com resfriamento lento e brusco, além do ensaio com o corpo de prova ainda quente) nas propriedades mecânicas residuais foram também estudadas. Para isso, foram feitos testes no forno às temperaturas de 400, 600 e 800°C com diferentes taxas de aquecimento e posteriormente ensaios de resistência à compressão residual. Os resultados mostraram que o cenário mais propício ao lascamento envolve uma relação água/cimento reduzida e uma elevada umidade ambiente, assim como a presença de adições minerais. Constatou-se também que o resfriamento brusco é o que gera mais danos a capacidade de suporte da estrutura. Assim como a influência da geometria e dimensão do corpo-de-prova no valor da resistência à compressão residual, quanto maior a peça, menor a perda de resistência.

Palavras-chave: Concreto de alta resistência. Fibra de polipropileno. Distribuição de temperatura. Resistência residual.

ABSTRACT

When used in construction, concrete structural elements must be designed to meet both the requirements of mechanical and fire resistance requirements. The concretes of high resistance to the greater sensitivity when exposed to the fire, in relation to the conventional concrete, due to its low porosity, being able to be a rupture, in general, explosive, exposing the armor. Thus, this work has the objective of analyzing the occurrence of spalling in three different traces of high-strength concrete, as tests on concrete specimens using proof body the with standardized dimensions are not standardized for testing at high temperature, different geometries were adopted to analyze this influence, as well as to verify the temperature distribution inside the concrete. The influence of the type of cooling (rupture of the specimens with slow and abrupt cooling, in addition to the still warm test) in the residual mechanical properties were also studied. For this, were carried tests out in the oven at temperatures of 400, 600 and 800°C with different heating rates and later tests of resistance to residual compression. The results showed that the scenario most conducive to chipping involves a reduced water / cement ratio and a high ambient humidity, as well as the presence of mineral additions. It has also been found that the abrupt cooling is the most damaging of the support capacity of the structure. As well as the influence of the geometry and dimension of the proof body on the value of the resistance to residual compression, the larger the piece, the lower the loss of resistance.

Keywords: High strength concrete. Polypropylene fiber. Temperature distribution. Residual resistance.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 (3): Calor específico do concreto C_p em função da temperatura, considerando três valores para o teor de umidade no concreto.	36
Figura 2 (3): Condutividade térmica do concreto λ_c em função da temperatura.	39
Figura 3 (3): Curva temperatura-tempo de um incêndio real.	41
Figura 4 (3): Curva temperatura-tempo do modelo de incêndio-padrão.	42
Figura 5 (3): Fibras de polipropileno do tipo fibrilado.	51
Figura 6 (3): Fibras de polipropileno monofilamento.	51
Figura 7 (3): Canais deixados pelas fibras de polipropileno fibriladas após a exposição do concreto a temperaturas de 400°C.	52
Figura 8 (3): Alívio da pressão interna de vapor no concreto através de canais formados pela fusão das fibras de polipropileno.	53
Figura 9 (4): Resumo do planejamento da pesquisa.	56
Figura 10 (4): Ensaio de compressão no corpo-de-prova cúbico executado no Laboratório.	61
Figura 11 (4): Disposição dos corpos-de-prova no forno.	62
Figura 12 (4): Posicionamento dos termopares nos CP's cilíndricos e cúbico.	63
Figura 13 (4): Diagrama dos ensaios de aquecimento do concreto.	64
Figura 14 (4): Diagrama dos ensaios realizados na Etapa II.	67
Figura 15 (4): Início do processo de mistura dos materiais constituintes do concreto.	69
Figura 16 (4): Fim do procedimento de mistura do concreto.	69
Figura 17 (4): determinação da consistência pelo método do tronco-de-cone.	71
Figura 18 (4): Apresentação de características autoadensáveis.	71
Figura 19 (4): Determinação do espalhamento.	71
Figura 20 (4): Demonstração do posicionamento dos termopares para os ensaios de aquecimento dos Traços II e III às temperaturas de 400, 600 e 800°C.	73
Figura 21 (4): Diagrama da fase de aquecimento – Etapa-II.	74
Figura 22 (5): Absorção do concreto ao longo do tempo.	76
Figura 23 (5): Resistência dos corpos-de-prova do Traço I em temperatura ambiente.	77
Figura 24 (5): Variação da resistência à compressão com as dimensões do corpo-de-prova.	78

Figura 25 (5): Resistência à compressão às temperaturas 28°C, 400°C, 600°C e 800°C dos distintos resfriamentos executados - CP's (10x20).....	80
Figura 26 (5): Resistência à compressão às temperaturas 28°C, 400°C, 600°C e 800°C dos distintos resfriamentos executados - CP's (15x30).....	81
Figura 27 (5): Resistência à compressão às temperaturas 28°C, 400°C, 600°C e 800°C dos distintos resfriamentos executados - CP's (15)cm.....	83
Figura 28 (5): Corpos-de-prova (15x30)cm submetidos à 600°C.	84
Figura 29 (5): CP's (10x20) cm após exposição a altas temperaturas.	85
Figura 30 (5): CP's (15x30) cm após exposição a altas temperaturas.	85
Figura 31 (5): CP's (15)cm após exposição a altas temperaturas.	86
Figura 32 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (10x20)cm à 400°C.	88
Figura 33 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (10x20)cm à 600°C.	88
Figura 34 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (10x20)cm à 800°C.	89
Figura 35 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15x30)cm à 400°C.	89
Figura 36 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15x30)cm à 600°C.	90
Figura 37 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15x30)cm à 800°C.	90
Figura 38 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15)cm à 400°C.	91
Figura 39 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15)cm à 600°C.	91
Figura 40 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15)cm à 800°C.	92
Figura 41 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submedidos á temperatura de 400°C.	93
Figura 42 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submedidos á temperatura de 600°C.	94
Figura 43 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submedidos á temperatura de 800°C.	94
Figura 44 (5): Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura, para concreto preparado com agregado graúdo silicoso.....	95

Figura 45 (5): Comparativo das resistências residuais dos CP's (10x20)cm e a NBR 15200: 2012.....	96
Figura 46 (5): Comparativo das resistências residuais dos CP's (15x30)cm e a NBR 15200: 2012.....	96
Figura 47 (5): Comparativo das resistências residuais dos CP's (15)cm e a NBR 15200: 2012.	97
Figura 48 (5): Valores das resistências à compressão dos Traços II e III.	99
Figura 49 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP sem fibra de PP à 400°C.	102
Figura 50 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP sem fibra de PP à 600°C.	103
Figura 51 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP sem fibra de PP à 800°C.	103
Figura 52 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP com fibra de PP à 400°C.	104
Figura 53 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP com fibra de PP à 600°C.	104
Figura 54 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP com fibra de PP à 800°C.	105
Figura 55 (5): Teste com o Traço II à 400 °C com taxa de aquecimento de programada de 3°C/min.	106
Figura 56 (5): Taxa de aquecimento alcançado pelo forno para o teste com Traço II à 400°C.	106
Figura 57 (5): Corpo-de-prova sem fibra de PP submetido à temperatura de 400°C...	107
Figura 58 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submedidos á temperatura de 400°C.	107
Figura 59 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submedidos á temperatura de 600°C.	108
Figura 60 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submedidos á temperatura de 800°C.	108
Figura 61 (5): Comparativo das resistências residuais dos CP's sem fibra a NBR 15200: 2012.	110
Figura 62 (5): Comparativo das resistências residuais dos CP's com fibra NBR 15200: 2012.	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 (2): Tipos de cimento produzidos no Brasil.	23
Tabela 2 (2): Resistência à compressão do concreto de alto desempenho em função da relação água/cimento.	27
Tabela 3 (2): Correlações entre corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos.	30
Tabela 4 (3): Condutividade térmica dos materiais à temperatura ambiente.	38
Tabela 5 (3): Valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de matrizes.	49
Tabela 6 (4): Composição do traço utilizado na Etapa I.	59
Tabela 7 (4): Composição do traço utilizado na Etapa II.	70
Tabela 8 (5): Valores da resistência característica (MPa).	78
Tabela 9 (5): Resultados dos ensaios de aquecimento - CP's (10x20) cm.....	79
Tabela 10 (5): Resultados dos ensaios de aquecimento - CP's (15x30)cm.....	81
Tabela 11 (5): Resultados dos ensaios de aquecimento - CP's (15x15x15) cm.....	82
Tabela 12 (5): Taxa de aquecimento dos CP's (10x20)cm	86
Tabela 13 (5): Taxa de aquecimento dos CP's (15x30)cm	87
Tabela 14 (5): Taxa de aquecimento dos CP's (15)cm	87
Tabela 15 (5): Valores dos ensaios de espalhamento para os dois tipos de concreto.....	98
Tabela 16 (5): Resultados dos ensaios de aquecimento - CP's sem fibra	100
Tabela 17 (5): Resultados dos ensaios de aquecimento - CP's com fibra.....	100
Tabela 18 (5): Taxa de aquecimento dos CP's sem fibra de polipropileno.....	101
Tabela 19 (5): Taxa de aquecimento alcançado dos CP's com fibra de polipropileno	101

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

a/c	Relação água/cimento
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ARI	Alta Resistência Inicial
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i> (EUA)
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i> (EUA)
C ₂ S	Belita
C ₃ S	Alita
C ₃ A	Aluminato
C ₄ AF	Ferita
CAD	Concreto de Alto Desempenho
CAR	Concreto de Alta Resistência
CEB	Comité Euro-Internacional Du Béton
CH	Hidróxido de Cálcio
C-S-H	Silicato de Cálcio Hidratado
CP	Corpo-de-prova
CRC	Concreto de Resistência Convencional
EC	Eurocode
ISO	International Standard Organization
NBR	Norma Brasileira
PP	Polipropileno
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo
UHSC	Ultra – High Strenght Concrete
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	JUSTIFICATIVA	18
1.2	OBJETIVO GERAL.....	19
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
2	CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO	20
2.1	FATORES QUE INFLUENCIAM O AUMENTO DE RESISTÊNCIA	21
2.1.1	Materiais	21
2.1.1.1	Cimento.....	22
2.1.1.2	Agregados	23
2.1.1.2.1	<i>Agregado miúdo.....</i>	<i>24</i>
2.1.1.2.2	<i>Agregado graúdo</i>	<i>24</i>
2.1.1.3	Aditivos	25
2.1.1.4	Adições minerais	26
2.1.1.5	Água de amassamento	27
2.1.2	Relação água/cimento	27
2.1.3	Métodos de dosagem.....	28
2.2	INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA E DIMENSÃO DOS CORPOS-DE- PROVA NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	29
3	ESTRUTURA DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	31
3.1	PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO	34
3.1.1	Calor Específico	35
3.1.2	Massa Específica	36
3.1.3	Condutividade Térmica	37
3.2	DETERIORAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	39
3.3	DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA	40
3.4	INFLUÊNCIA DO TIPO DE RESFRIAMENTO.....	43

3.5	SPALLING	44
3.5.1	Fatores de influência.....	46
3.5.2	Consequências do spalling	47
3.5.3	Fatores de minimização e prevenção do spalling.....	48
3.6	CONCRETO REFORÇADO COM FIBRA.....	48
3.6.1	Microfibra de Polipropileno	50
3.6.2	Concreto Reforçado com Fibra de Polipropileno Submetido a Altas Temperaturas.....	52
4	MATERIAIS E MÉTODOS	55
4.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA.....	55
4.2	DESCRIÇÃO - ETAPA I	57
4.2.1	Materiais – Etapa I	57
4.2.2	Métodos - Etapa I.....	57
4.2.2.1	Ensaio.....	59
4.2.2.1.1	<i>Traço.....</i>	59
4.2.2.1.2	<i>Ensaio de Absorção</i>	60
4.2.2.1.3	<i>Ensaio de resistência à compressão</i>	60
4.2.2.1.4	<i>Ensaio em concreto aquecido</i>	61
4.3	DESCRIÇÃO - ETAPA II.....	65
4.3.1	Materiais – Etapa II.....	65
4.3.2	Métodos – Etapa II	66
4.3.2.1	Ensaio.....	68
4.3.2.1.1	<i>Escolha do traço</i>	68
4.3.2.1.2	<i>Mistura, moldagem, armazenamento e cura</i>	68
4.3.2.1.3	<i>Ensaio no concreto fresco</i>	70
4.3.2.1.4	<i>Ensaio no concreto endurecido.....</i>	72
4.3.2.1.4.1	<i>Ensaio de Absorção</i>	72

4.3.2.1.4.2	<i>Ensaio de resistência à compressão</i>	72
4.3.2.1.5	<i>Ensaio em concreto aquecido</i>	72
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	75
5.1	RESULTADOS – ETAPA I	75
5.2	ENSAIO DE ABSORÇÃO.....	75
5.3	ENSAIOS DE AQUECIMENTO.....	78
5.4	CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS (10X20) CM.....	79
5.5	CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS (15X30) CM.....	80
5.6	CORPOS DE PROVA CÚBICOS (15) CM.....	82
5.7	SPALLING E ANÁLISE VISUAL.....	83
5.8	ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS	86
5.8.1	Comparativo entre geometria e temperatura	86
5.8.2	Comparativo entre os valores experimentais e a NBR 15200: 2012	94
5.9	RESULTADOS – ETAPA II.....	97
5.9.1	Ensaio no concreto fresco	97
5.10	ENSAIO NO CONCRETO ENDURECIDO	98
5.10.1	Ensaio de resistência à compressão	98
5.10.2	Ensaio de aquecimento	99
5.10.2.1	Análises comparativas traços e temperaturas	101
5.10.2.2	Comparativo entre os valores experimentais e a NBR 15200:2012	109
6	CONCLUSÕES	111
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	114
	REFERÊNCIAS	115
	APÊNDICES	126
	ANEXOS	142

1 INTRODUÇÃO

O concreto possui características que lhe garantem o posto de material estrutural mais utilizado no mundo. Entre as principais características, pode-se listar o baixo custo e a capacidade de se adequar a variadas condições de produção, além de possibilitar infinitas variações de forma para peças moldadas.

O surgimento de novos materiais tem possibilitado a concepção de estruturas mais leves e esbeltas, tornando viável a execução de projetos arquitetônicos com um alto grau de sofisticação. A evolução do conhecimento humano juntamente com o desenvolvimento tecnológico impõe aos materiais estruturais a necessidade de melhorias contínuas no seu desempenho mecânico, durabilidade e resistência ao fogo. De acordo com MEHTA (1994), a aplicação dos princípios da Ciência dos Materiais à tecnologia de produção do concreto oferece a expectativa de um produto consideravelmente superior em relação às características iniciais do material atual, no que diz respeito à resistência, elasticidade e tenacidade.

Sabe-se que a utilização do concreto depende das características mecânicas, durabilidade e resistência ao fogo. Porém, a resistência à compressão do concreto é comumente utilizada como parâmetro de classificação, qualidade e dimensionamento. O ensaio de resistência à compressão é bastante difundido e regido por normas que diferem sua metodologia de acordo com o país. No entanto, os resultados encontrados na literatura apresentam discrepâncias (PATNAIKA e PATNAIKUNIB, 2001; LIMA e BARBOSA, 2002; HAMASAKI e SANTOS, 2013). Além da heterogeneidade do concreto, outras variáveis podem influenciar no resultado de resistência à compressão, entre elas a geometria e dimensão do corpo-de-prova.

É conhecido o bom desempenho ao fogo das estruturas de concreto, devido à sua natureza e às dimensões dos elementos estruturais empregados. Segundo COSTA; PIGNATTA (2002), do ponto de vista da segurança contra incêndio, o fato de o concreto ser incombustível, possuir baixa condutividade térmica e não exalar gases tóxicos quando aquecido o torna vantajoso. Um dos fatores determinantes do comportamento de um elemento estrutural de concreto frente à ação do fogo é a sua capacidade de isolar o calor (impedindo que ele atinja a armadura) e de suportar a subsequente ação da água e do resfriamento mantendo suas propriedades mecânicas. No

entanto, o concreto sofre danos que podem causar perdas significativas na sua capacidade resistente.

Sabe-se que os concretos de alta resistência apresentam maior sensibilidade quando expostos ao fogo, em relação ao concreto convencional, devido a sua baixa porosidade. Em uma situação de incêndio com um concreto de alta resistência haveria a perda considerável das suas propriedades mecânicas (resistência à compressão e módulo de elasticidade), com ocorrência de lascamentos explosivos (LIMA et al, 2004).

As pesquisas sobre a incorporação das fibras de polipropileno no concreto mostram uma saída para o problema. Por possuírem um baixo módulo de elasticidade, as fibras de polipropileno não evitam a formação e a propagação de trincas sob altos níveis de tensões. Porém, sua utilização em concreto reduz consideravelmente a ocorrência de lascamento no material quando exposto ao fogo, elas têm um efeito significativo sobre o comportamento hidráulico do concreto sob altas temperaturas, a formação de uma rede permeável que possibilita a migração dos gases para o exterior, reduzindo a pressão nos poros do material e, conseqüentemente, eliminando a possibilidade de ocorrência do lascamento explosivo nos concretos de alta resistência (FIGUEREDO, 2005; NINCE, 2006; SILVA, 2013).

Além do tipo de concreto e do uso das fibras de polipropileno, outro fato importante para a análise do concreto em situação de incêndio é a distribuição de temperatura em seu interior, ainda pouco explorada na literatura.

Este comportamento deve ser avaliado quanto à influência da pressão dentro do corpo-de-prova de acordo com o avanço da temperatura na parte interna do concreto, assim como a taxa de aquecimento utilizada.

No entanto, estudos contínuos são necessários para o aprimoramento destas tecnologias, buscando uma normatização da metodologia utilizada para a fabricação deste compósito, a fim de se evitar uma grande probabilidade de colapso em situação real de incêndio.

1.1 JUSTIFICATIVA

A motivação da pesquisa foi dada pela verificação do comportamento do concreto a altas temperaturas, onde o mesmo apresenta um comportamento inferior ao esperado em determinadas situações, visto a ocorrência dos vários acidentes nas últimas décadas em diversos países. Além disso, a bibliografia consultada apresenta algumas dúvidas, grande controvérsia e ainda escassez sobre o comportamento do material em exposição ao fogo.

Uma alternativa muito utilizada e bastante discutida no combate ao *spalling* é a utilização de fibras com baixo ponto de fusão. Com o emprego desta tecnologia é possível evitar o lascamento intenso e imediato, uma vez que as fibras se fundem e, com isso, proporciona um caminho de saída para os vapores durante a decomposição térmica da pasta. Com isso, reduz-se a tensão interna gerada no concreto quando submetido às altas temperaturas e o mesmo passa a proporcionar uma proteção às camadas internas, aumentando assim o tempo para o combate ao incêndio e a evacuação dos usuários (FIGUEIREDO; TANESI; NINCE, 2002).

No entanto, ainda não existe um consenso no meio científico quanto o tipo, dimensão e à dosagem eficaz da fibra de polipropileno.

Outro fato pouco discutido é a distribuição de temperatura no interior do concreto, assim como, o tipo de resfriamento adotado e a geometria dos corpos-de-prova ensaiados. Fatores estes, que influenciam no entendimento do comportamento e degradação do concreto frente ao fogo.

Diante do disponível na literatura, um fator importante a ser ressaltado é a necessidade da normalização da proteção ao fogo de estruturas de concreto convencional e de alta resistência, com a utilização de parâmetros que propiciem uma adequada metodologia à realização dos ensaios necessários.

Visto isso, é de importante relevância para o meio técnico brasileiro uma pesquisa que relacione os aspectos tecnológicos do concreto e a influência da forma geométrica, distribuição de temperatura e tipo de resfriamento em que se expõe o concreto, com a sua susceptibilidade ao *spalling*.

1.2 OBJETIVO GERAL

Analisar as características de um concreto de alto desempenho com e sem a utilização de fibras de polipropileno submetido a altas temperaturas, para observar a ocorrência de *spalling*, distribuição de temperatura e suas propriedades mecânicas residuais, considerando diferentes tipos de resfriamentos.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar um concreto de alto resistência, com resistência estimada de 75MPa, em relação à geometria e umidade, assim como sua exposição ao fogo;
- Fabricar um concreto de alto desempenho, com estimativa de resistência à compressão de 100MPa;
- Incorporar fibra de polipropileno em combate ao *spalling*, para posterior comparação com resultados contidos na literatura;
- Obter a distribuição de temperatura no corpo-de-prova de concreto;
- Avaliar diferentes tipos de resfriamento do concreto após exposição ao fogo.

2 CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

A maioria dos projetistas, cerca de cinquenta anos atrás, estavam satisfeitos com projetos estruturais baseados em concretos com resistência à compressão limitada em 20 MPa, onde concretos com resistência de 35 MPa eram considerados de alta resistência, devido principalmente ao conhecimento da época e, proporcionadas, economia e segurança. Além disso, acreditava-se que a aplicação do concreto estaria restrita principalmente às estruturas horizontais, fundações, pisos ou como elementos de proteção contra o fogo (AÏTCIN, 2000).

O concreto de alta resistência surgiu com o propósito de atender às necessidades do setor da construção de edifícios altos no final dos anos 60. O concreto de alta resistência (40 a 50 MPa) passou a ser utilizado comercialmente em quantidades significativas na maioria das estruturas (FREEDMAN, 1971). Com o desenvolvimento dos aditivos redutores de água, concretos com resistência à compressão acima de 60MPa já eram produzidos comercialmente (MEHTA, 1994), mais recentemente, resistências maiores do que 100MPa estão sendo utilizados em aplicações estruturais. Atualmente, já existe uma nova classe de concreto os UHSC – Ultra high strength concrete onde o f_{ck} chega a 150Mpa.

Inicialmente o concreto de alto desempenho (CAD) foi desenvolvido para ser utilizado como elemento estrutural em pontes e edifícios com grandes alturas, possibilitando a execução de pilares e vigas de menores dimensões, resultando em maior área útil aos pavimentos, principalmente nos andares inferiores sobrecarregados, reduzindo a carga permanente da estrutura e a carga nas fundações.

Nos anos 80 e 90, com o advento dos superplastificantes e com a utilização regular da sílica ativa, os concretos chegaram a resistências de 100 MPa e, atualmente, os concretos podem ser empregados com resistências de até 150 MPa (AGUIRRE TORRICO, 2010). Existem concretos de resistência normal, de alta resistência e de ultra-alta-resistência, com composições e desempenho bem variáveis. Os concretos de resistência normal ($f_{ck} \leq 50$ MPa) ainda são os mais utilizados, mas estão gradualmente sendo substituídos pelos concretos de alta resistência ($50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 150 \text{ Mpa}$), principalmente em estruturas expostas a ambientes agressivos e em empreendimentos que necessitem de uma maior área livre. Um exemplo disto é o emprego em edifícios

garagem, onde reduções nas seções dos pilares proporcionam aumento no número de vagas disponíveis. Já os de ultra-alta-resistência ($f_{ck} > 150$ MPa) são ainda muito recentes e sua utilização é restrita a situações especiais, principalmente aplicações industriais em meios extremamente agressivos ou que proporcionem vantagens competitivas frente a outros materiais (ROSSI, 2000).

Com a viabilidade técnica, as estruturas ficaram mais esbeltas ampliando assim sua área rentável. Além disso, a aplicação do concreto de alto desempenho gera um aumento significativo na relação entre resistência à compressão e peso, volume e custo.

2.1 FATORES QUE INFLUENCIAM O AUMENTO DE RESISTÊNCIA

As modificações feitas na composição das misturas (redução do teor de água, uso de superplastificantes, a otimização da granulometria, o uso de partículas com atividade pozolânica, além de fibras, etc.) levam a melhorias em muitas propriedades, tais como, aumento de resistência inicial, reologia do concreto fresco (melhorando a trabalhabilidade da mistura), ductilidade (capacidade do elemento estrutural se deformar antes que a ruptura ocorra) e compacidade.

2.1.1 Materiais

Segundo AİTCIN (2000), a seleção dos materiais e a otimização dos constituintes de um CAD trata-se mais de uma arte do que de uma ciência. E a melhor forma de garantir a seleção da maioria dos materiais adequados é por meio de ensaios em laboratório. Os materiais e princípios utilizados para a obtenção dos concretos convencionais não são os mesmos para serem aplicados na produção de CAD.

A produção do concreto de alto desempenho requer uma seleção dos materiais utilizados para garantir boa trabalhabilidade e elevada resistência. O concreto de alto desempenho é produzido usando uma variedade de materiais, desde os componentes convencionais, como o cimento, o agregado miúdo, o agregado graúdo e a água, como também alguns materiais complementares como os aditivos e as adições minerais, os quais existem em uma ampla diversificação sendo utilizados de acordo com as necessidades existentes no projeto (SILVA, 1995).

2.1.1.1 Cimento

O cimento Portland é um material pulverulento cinza com partículas angulares de tamanhos da ordem de 1 a 50µm. Sua fabricação consiste no aquecimento a temperaturas perto de 1450 °C, da argila com o calcário, e eventuais corretivos químicos de natureza silicosa, aluminosa ou ferrífera, formando o clínquer; este é moído, e é misturado com a gipsita em proporções de massa de 3 a 5%, a qual irá retardar o processo de endurecimento do cimento.

A norma brasileira ABNT NBR 5732:1991 define o cimento Portland comum como um aglomerante hidráulico obtido pela moagem do clínquer Portland ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio, durante a moagem é permitido adicionar a esta mistura materiais pozolânicos, escórias granuladas de alto-forno e/ou materiais carbonáticos em quantidades limitadas.

O cimento é constituído de forma geral de duas fases:

- Fase silicato : formada pelos silicatos tricálcicos (alita - C_3S) e dicálcico (belita - C_2S);
- Fase intersticial: formada pela fase aluminato (C_3A) e fase ferrita (C_4AF).

Segundo PASQUEL (1996), o cimento é um dos produtos mais consumidos na Terra. E com o avanço da tecnologia na melhora dos materiais, foi possível produzir novos tipos de cimento com propriedades específicas para uma determinada utilização.

Os principais tipos de cimento Portland que existem no Brasil, que diferem entre si por sua composição, podem ser resumidos na Tabela 1 (2).

O cimento CPV - ARI é um cimento de alta resistência inicial e o que mais resistência adquire com o tempo, isto ocorre porque suas partículas são mais finamente moídas e têm maior possibilidade de hidratar-se totalmente. Em virtude dessas propriedades é um cimento muito empregado nos concretos de alto desempenho, especialmente em laboratório.

Tabela 1 (2): Tipos de cimento produzidos no Brasil.

Tipo de Cimento Portland	Sigla	Composição (% em massa)				Norma Brasileira ABNT
		Clinker + Gesso	Escoria Granulada de alto forno (E)	Material Pozolânico (Z)	Material Carbonático (F)	
Comum	CP I	100	-	-	-	NBR 5732:1991
	CP I-S	99-95	1-5	-	-	
Composto	CP II-E	94-56	6-34	-	0-10	NBR 11578:1991
	CP II-Z	94-76	-	6-14	0-10	
	CP II-F	94-90	-	-	6-10	
Alto Forno	CP III	65-25	35-70	-	0-5	NBR 5735-EB 208:1991
Pozolânico	CP IV	85-45	-	15-50	0-5	NBR 5736:1991
Alta Resistência Inicial	CP V-ARI	100-95	-	-	0-5	NBR 5733:1991

(Fonte: ABCP BT-106, 2002)

O cimento CP V-ARI não tem uma resistência mínima especificada aos 28 dias, mas aos 7 dias sua resistência deve ser maior que 34 MPa, tem uma dosagem diferente de calcário e argila, com teor maior de C_3S (ABCP BT-106, 2002).

2.1.1.2 Agregados

Trata-se de materiais granulares, tal como areia, pedregulho, pedra britada ou os fílers que são adicionados à pasta cimentícia para diminuir o consumo de cimento do produto final. Os agregados estão divididos em graúdos, aqueles com granulometria maior do que 4,8mm, e miúdos, que são as partículas menores do que 4,8mm e superiores a 75µm.

Há algumas características para serem consideradas na escolha dos agregados. As propriedades físicas e químicas, bem como as quantidades destes agregados no concreto devem ser estudadas com cuidado antes da adição, uma vez que podem ocupar de 60 a 70% de seu volume total, interferindo assim na sua resistência final.

O tamanho do agregado, forma e textura desempenham um papel fundamental na concepção e realização de misturas de concreto. O tamanho do agregado tem efeito direto sobre a densidade, quantidade de vazios e trabalhabilidade das misturas de concreto, além de influencia na estabilidade, durabilidade, resistência etc.

2.1.1.2.1 Agregado miúdo

A ABNT NBR 7211:2009, classifica o agregado miúdo de acordo com sua composição granulométrica em limites (inferior e superior), e subdivide cada um desses limites em zonas (utilizável e ótima), cujo módulo de finura varia entre 1,53 e 3,50.

De acordo com GAYNOR; MEININGER (1983), os agregados miúdos, com partículas de forma arredondada e textura lisa, exigem menos água de amassamento e por esta razão são preferíveis em concreto de alto desempenho.

Para concretos de alto desempenho uma areia quartzosa normal bem graduada é suficiente, para resistências maiores que 170 MPa é necessário uma areia artificial de bauxita calcinada (AMARAL FILHO,1989).

Segundo AGUIRRE TORRICO (2010), o certo é procurar uma proporção ótima de agregados miúdos de acordo com suas propriedades de granulométricas a fim de que a mistura seja a mais compacta possível, reduzindo assim o índice de vazios, além da redução da água de amassamento.

2.1.1.2.2 Agregado graúdo

Em função do tipo de traço a ser adotado, a quantidade de agregado graúdo na mistura pode variar, podendo chegar a mais de 50% do total da massa das partículas presentes no concreto. Em geral, os agregados graúdos são procedentes de jazidas naturais, seja na forma de pedregulhos, seixos ou pedra britada. Rochas ígneas, como granito e basalto, sedimentares como arenitos e calcários, metamórficas como o gnaisse. Poderiam também ser empregados agregados de escória de alto forno e agregados reciclados de resíduos cerâmicos entre outros.

Muitos estudos têm mostrado que a pedra britada produz maiores resistências que os agregados naturais (seixo rolado). A explicação provável para isto é a maior aderência mecânica que pode se desenvolver com partículas angulosas. Entretanto, a angulosidade acentuada deve ser evitada, por causa da alta necessidade de água e da reduzida trabalhabilidade.

De acordo com METHA; MONTEIRO (2014), a fase agregado é predominantemente responsável pela massa unitária, módulo de elasticidade e estabilidade dimensional do concreto, estas propriedades do concreto dependem da densidade e resistência do agregado, que por sua vez, são determinadas mais por propriedades físicas do que por propriedades da estrutura do agregado.

No concreto de alto desempenho a aderência entre o agregado e a pasta do cimento hidratado é muito forte e permite transmitir uma parte significativa de tensões por meio da interfase entre agregado/pasta e a ruptura geralmente acontece partindo o agregado. Os agregados menores são geralmente mais resistentes que os maiores, isto se deve ao processo de britagem, e quanto menor o agregado menor presença de zonas fracas, para concretos com resistências maiores do que 100 MPa o diâmetro máximo deve ser menor a 10 mm ou 12 mm (AİTCIN; NEVILLE, 1993).

2.1.1.3 Aditivos

Os aditivos são substâncias químicas que melhoram algumas propriedades do concreto, tanto no estado fresco como no estado endurecido, com finalidade de facilitar seu preparo e utilização, modificando as propriedades dos concretos, por uma ação física, química ou ambos. Entre os principais aditivos comercializados, tem-se: o superplastificante, plastificante, plastificante retardador de pega, plastificante acelerador de pega, retardadores de pega, incorporadores de ar, os controladores de hidratação, expansores, entre outros (AGUIRRE TORRICO, 2010).

A seleção da marca e dosagem dos aditivos deve ser baseada no desempenho com os outros materiais utilizados na mistura do CAD, podem ser encontrados aditivos de diversas composições e que contribuem para a melhoria de diversas propriedades do concreto.

No CAD, normalmente são utilizados os aditivos redutores de água, plastificantes e superplastificantes, que melhoram a trabalhabilidade do concreto sem demandar uma alta relação água/aglomerante.

Os superplastificantes são uma categoria especial de agentes redutores de água, formulados a partir de materiais que permitem reduções de água muito superiores ou trabalhabilidade extrema dos concretos nos quais são incorporados.

Assim como citado anteriormente se faz necessário um estudo para verificar a compatibilidade do cimento com um determinado aditivo superplastificante - SP. Normalmente a dosagem de superplastificante utilizada em CAD varia entre 0,5 a 2,5 do teor de sólidos do aditivo em relação à massa de cimento (AİTCİM, 2000), uma boa recomendação são os catálogos do fabricante.

Quantidades excessivas podem causar segregação no concreto e retardar a pega, ou seja, utilização de quantidades adicionais de superplastificante, do que a dosagem correspondente ao ponto de saturação, não traz benefícios à mistura.

2.1.1.4 Adições minerais

As adições minerais são partículas muito finas, normalmente são resíduos industriais poluentes, que podem ser incorporadas ao concreto, suplementando o cimento ou substituindo parte dele. Os principais benefícios alcançados com as adições minerais são ambientais, econômicos e tecnológicos.

Classificadas como as pouco reativas ou reativas de acordo com a sua ação no interior do concreto, as adições minerais consistem basicamente de escória de alto forno, cinza volante, microssílica entre outras. As reativas como a sílica ativa, pozolanas, cinza volante e metacaulim contribuem na formação de C-S-H. Se depois de certo tempo não existe mais disponibilidade de CH, as adições reativas atuam como um fíler inerte, melhorando o conjunto fisicamente. As pouco reativas, proporcionam ao concreto uma estrutura mais compacta (são encapsuladas no interior do concreto), nestes tem-se os filers de calcário, quartzo, entre outros.

Estes compostos usados no concreto influem nas propriedades do concreto fresco, tais como: consumo de água, trabalhabilidade, segregação, exudação e calor de

hidratação do cimento. Interfere também nas propriedades do concreto endurecido, resultando no aumento da resistência, diminuição da porosidade, controle das reações álcali-agregado, melhoramento da resistência à fissuração térmica e aumento da durabilidade, pois reduz a permeabilidade.

2.1.1.5 Água de amassamento

O excesso de impurezas presente na água pode provocar problemas na resistência, devendo ela ser potável e isenta de matéria orgânica. A qualidade da água de amassamento e de cura precisa cumprir com os requisitos presentes na norma ABNT NBR 6118:2014 (versão corrigida 2014).

2.1.2 Relação água/cimento

Existe uma relação entre o fator água/cimento e a resistência, sendo o concreto convencional ou de alto desempenho. Quanto mais baixo esse valor, maior a resistência, esse fenômeno é atribuído, principalmente, a redução da porosidade.

Segundo AİTCIN (2000), a resistência à compressão do concreto de alto desempenho esta diretamente ligada à redução da relação água/cimento, que varia de forma inversamente proporcional, de acordo com a Tabela 2 (2).

Tabela 2 (2): Resistência à compressão do concreto de alto desempenho em função da relação água/cimento.

Relação a/c	Faixa de resistência à compressão máxima
	MPa
0,40 – 0,35	50 – 75
0,35 - 0,30	75 - 100
0,30 – 0,25	100 – 125
0,25 – 0,20	> 125

(Fonte: AİTCIN (2000))

De acordo com AİTCIN; NEVILLE (1993) a relação água/cimento necessária para hidratar o cimento é 0,22, mas é preciso uma quantidade adicional para adequada

trabalhabilidade, no entanto, o uso de aditivos superplastificantes compensa parte dessa necessidade.

A porosidade do concreto endurecido também é determinada pela relação água/cimento, que além do adensamento, influencia no volume de vazios do concreto e consequentemente no valor da resistência.

A redução da porosidade é obtida pelo aumento de cimento à mistura, ao mesmo que a quantidade de água é reduzida, isso é possível pelo uso de superplastificantes e pela substituição de parte do cimento pelas adições minerais.

2.1.3 Métodos de dosagem

A dosagem é um processo que visa obter a melhor proporção entre cimento, agregados, água, aditivos e adições. Existem muitos métodos de dosagem para concretos, especialmente para concretos convencionais.

No entanto, a dosagem do concreto de alta resistência é um processo mais crítico do que o de resistência convencional. De acordo com AITCIM (2000), iguais propriedades para o concreto fresco e endurecido podem ser alcançadas com diferentes combinações dos mesmos materiais.

Não é nenhum segredo que para obter CAD é necessário diminuir a quantidade de água a proporções que o concreto deixa de ser trabalhável, sendo considerado fundamental o uso de aditivos químicos e, muitas vezes, as adições minerais. A incorporação na mistura de aditivos químicos, como o superplastificante, é indispensável para ter novamente trabalhabilidade. Além disso, o consumo do cimento aumenta a valores até maiores que 500 kg/m^3 , sendo a incorporação de adições minerais necessária para melhorar ainda mais a resistência e durabilidade do concreto, reduzindo também o consumo de cimento da mistura.

A dosagem para concreto de alto desempenho varia muito, dependendo de muitos fatores. A resistência necessária, a idade do ensaio, as características dos materiais e o tipo de aplicação têm influência na dosagem. Além destes fatores, a economia, as especificações estruturais, a praticidade de fabricação e o ambiente de cura também interferem no método de dosagem.

O principal objetivo, dentre os diversos métodos existentes, é obter uma economia nos materiais para as mesmas propriedades desejadas do concreto.

Existem vários métodos, entre os mais comuns, podem-se citar o de AITCIM (2000); JIMENEZ et al. (2000); O'REILLY (1990).

2.2 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA E DIMENSÃO DOS CORPOS-DE-PROVA NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A resistência à compressão do concreto é determinada através de ensaios padronizados que variam de acordo com as normas vigentes em cada país, podendo, o corpo-de-prova ser cubos, cilindros e prismas. No Brasil, adotam-se as resistências obtidas em corpos-de-prova cilíndricos, com relação altura(h)/diâmetro(d) igual a 2, com o concreto moldado especificamente para esta avaliação e o ensaio acontece na idade padrão de 28 dias. Na Europa, são utilizados os corpos-de-prova cúbicos. Os menos utilizados são os prismas, que possuem seção quadrada, tendo aproximadamente uma relação entre a altura e a maior dimensão da seção transversal igual à do cilindro.

Segundo a ABNT NBR 5738:2015, o diâmetro deve ser de 10, 15, 20, 25, 30 ou 45cm. As medidas diametraais têm tolerância de 1% e a altura, 2%. Os planos das bordas circulares extremas do molde devem ser perpendiculares ao eixo longitudinal do molde.

Algumas correlações entre as geometrias dos corpos-de-prova são difundidas na literatura, como as de LIMA; BARBOSA (2002) e PATNAIKA; PATNAIKUNIB (2001), onde correlacionaram os resultados de resistências com corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos, e a relação entre corpos-de-prova cilíndricos de diferentes dimensões, respectivamente.

As relações encontradas pelos autores, mostradas na Tabela 3 (2), possibilitam o uso de qualquer um dos dois tipos de moldes, onde, tomando os devidos cuidados na conversão das resistências, os valores seriam confiáveis. No entanto, não há abordagens que falem sobre o tipo de regularização a ser utilizada em corpos-de-prova com distintas geometrias.

Tabela 3 (2): Correlações entre corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos.

Idade (dias)	$R_{cil(15x30)}/R_{cub(10x10)}$	$R_{cil(15x30)}/R_{cub(15x15)}$	$R_{cil(10x20)}/R_{cub(10x10)}$	$R_{cil(10x20)}/R_{cub(15x15)}$
7	0,742	0,834	0,746	0,838
28	0,639	0,696	0,625	0,681

(Fonte: LIMA e BABOSA, 2002 apud BEZERRA, 2007)

Quanto menor a relação h/d, maior será o valor de resistência à compressão. Considera-se que, para corpos de prova cilíndricos a partir da relação h/d acima de 1,7, a ação do atrito é praticamente nula (HAMASSAKI; SANTOS, 2013).

Para a execução do ensaio de resistência à compressão é necessária uma boa regularização das superfícies onde se aplicam as cargas, de modo que o carregamento seja uniforme. Pequenas irregularidades na superfície são o suficiente para provocar excentricidade, causando assim uma diminuição da resistência final. Quanto a esta característica, os corpos-de-prova cúbicos apresenta vantagem diante dos corpos-de-prova cilíndricos, já que os cúbicos possuem seis faces planas, facilitando a escolha de duas faces paralelas, enquanto que os cilíndricos apresentam apenas duas faces possíveis para o uso no ensaio. (SCANDIUZZI e ANDRIOLO, 1986).

Com a liberdade das normas em permitir o uso de diferentes tamanhos dos corpos-de-prova, existem pontos favoráveis no uso de modelos menores, por facilitarem o manuseio e transporte, devido à diferença de peso, como por exemplo, um corpo-de-prova cilíndrico (15x30)cm pesa em torno de 12,5 Kg, enquanto que um corpo-de-prova cilíndrico (10x20)cm pesa aproximadamente 3,5Kg. Há também vantagens quanto ao espaço de armazenamento, menores custos com moldes e material, assim como uma menor susceptibilidade de danos à amostra. (YASICI e SIZER, 2007; TOKYAY e OZDENIR, 1997; DAY e HAQUE, 1993; apud MARTINS, 2008).

Quanto à regularização da superfície, existem os sistemas de desgastes mecânico (retificação), sistemas com moldes especiais, e também os capeamento das superfícies, que podem ser colados (enxofre ou pasta de cimento) e não colados (neopreme e almofadas de areia).

3 ESTRUTURA DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Devido à sua característica de incombustibilidade, isolamento térmico e a não liberação de gases o concreto era considerado imune ao fogo. No entanto, o aumento da temperatura causa redução na resistência característica e no módulo de elasticidade dos materiais, além da perda de rigidez da estrutura e a heterogeneidade dos materiais constituintes do concreto.

Quando utilizados nas construções, os elementos estruturais de concreto devem ser projetados para atender tanto aos requisitos de solicitações mecânicas quanto aos de resistência ao fogo. O entendimento de como uma edificação irá se comportar em um incêndio não é tão simples, tendo em vista que as alterações causadas devido ao impacto de elevadas temperaturas dependem de vários fatores como, por exemplo, projeto da edificação e material utilizado para a construção.

O fogo em edificações é um evento que deve ser evitado e combatido de todas as maneiras possíveis. Embora tenham baixa probabilidade de ocorrência, incêndios podem ocorrer em qualquer lugar e a qualquer período da vida da edificação, seja em fase de construção, de serviço ou reformas. Suas origens podem ser das mais variadas, como simples curtos-circuitos em equipamentos elétricos ou mesmo atos criminosos.

A ação de grandes cargas térmicas em estruturas de concreto armado pode afetar suas propriedades macro e micro estruturais. Nas propriedades macroestruturais destacam-se deformações excessivas, *spallings* explosivos que, provocam fissuras, perda de secção resistente, redução da resistência à tração e à compressão, e também a redução do módulo de elasticidade do concreto, além da possibilidade de exposição da armadura. Nas propriedades microestruturais, a exposição ao calor elevado conduz a uma série de reações química e físicas nos materiais que acabam modificando suas propriedades físico-mecânicas. RAMOS (2002), explica que, ao ser aquecido, o concreto pode sofrer alteração, por ser confeccionado por diferentes materiais, ocorrem comportamentos diferenciados entre seus constituintes. Isto pode provocar o surgimento de tensões internas, macro ou micro fissuras e deslocamentos ou lascamentos em grandes e pequenas proporções, que por sua vez, podem comprometer a estabilidade estrutural da edificação.

O concreto apresenta um comportamento instável e complexo nos primeiros instantes do aquecimento, devido às mudanças na microestrutura do material. A análise do concreto submetido à elevadas temperaturas é muito complexa não só porque o concreto é um material heterogêneo, com componentes de características térmicas diferentes, mas porque dependem também da umidade e da porosidade do compósito.

Em meio às alterações físico-químicas que ocorrem no concreto sob temperaturas elevadas, algumas são reversíveis após o resfriamento, outras são irreversíveis podendo reduzir a capacidade resistente da estrutura após o incêndio. (KLEIN JÚNIOR, 2011)

Sabe-se que de acordo com a elevação da temperatura, o concreto sofre alterações físico-químicas. Algumas mudanças são significativas para a degeneração de suas propriedades iniciais, como por exemplo, em 100°C há o aumento significativo da permeabilidade, ou seja, ao atingir seu ponto de ebulição, a água presente no concreto evapora e tende a sair da estrutura através dos poros permeáveis, já quando atinge os 573°C o quartzo muda da fase α para a fase β .

Alterações cor também indicam que o concreto foi exposto a altas temperaturas, variando do cinza ao rosa na faixa de temperatura de 300°C a 600°C, do rosa ao cinza esbranquiçado, dos 600°C aos 900°C e para o amarelado na faixa de 900°C a 1000°C.

Mesmo com seu alto desempenho diante de elevadas temperaturas, a degradação do concreto é causada pela redução na resistência à compressão e no módulo de elasticidade dos materiais. Alguns efeitos são observados após a exposição a altas temperaturas, os três principais efeitos são:

- Deterioração das propriedades mecânicas;
- Danos causados por deformações térmicas;
- *Spalling*.

Para avaliar a capacidade de carga após a exposição a altas cargas de temperaturas, é importante determinar as propriedades mecânicas do concreto, como a resistência à compressão e com isso reestabelecer os danos causados pelo fogo à construção.

Dependendo das características da própria pasta do concreto a deterioração pode ser acelerada, haja visto, o grau de hidratação, teor de umidade e as adições para melhorar a resistência. Assim como a permeabilidade, a porosidade, a taxa de aquecimento, as dimensões da peça e o histórico de cargas até o momento do aquecimento (COSTA; SILVA, 2002; LI; QIAN; SUN, 2003).

Devido ao crescente desenvolvimento urbano e industrial no mundo, o decorrente aumento populacional e do fluxo do tráfego de transporte e do considerável número de novos edifícios, cada vez mais altos e esbeltos, e dos túneis construídos, cada vez mais extensos, observa-se um aumento no risco de incêndio em edifícios e túneis. Depois do acidente ocorrido no Eurotúnel em 1996, a comunidade científica passou a direcionar suas pesquisas a capacidade de resistência do concreto quando submetido a elevadas temperaturas.

Com desenvolvimento tecnológico, que busca cada vez mais a melhoria das propriedades do concreto de resistência e aplicação, as alterações feitas em sua composição e dosagem têm melhorado o seu desempenho principalmente em relação à resistência, reologia no estado fresco, tenacidade, compacidade e, conseqüentemente, durabilidade. No entanto, a redução da quantidade de água na mistura, o uso de aditivos superplastificantes, otimização da granulometria dos agregados, o uso de adições minerais, adição de fibras etc., mudaram o comportamento do concreto frente às situações em que são submetidos a altas temperaturas.

Esse avanço das propriedades do concreto pode ter sido responsável pela maior susceptibilidade aos *spallings* (lascamentos explosivos) quando submetidos a elevadas temperaturas, principalmente dos concretos de alto desempenho, onde há uma menor relação água/cimento.

Pesquisas realizadas por NINCE (2006) e LIMA (2005) mostram que há diferenças entre o comportamento do concreto de resistência convencional (CRC) e o concreto de alto desempenho (CAD) quando submetidos a altas temperaturas. A principal diferença é o problema do lascamento, que ocorre em concretos de alto desempenho devido a sua reduzida porosidade.

Segundo LI; QIAN; SUN (2004) várias pesquisas sobre o desempenho dos concretos convencionais submetidos à elevadas temperaturas foram realizadas. Embora

os parâmetros térmicos dos componentes de concreto de alta resistência sejam semelhantes aos do concreto convencional, tais como calor específico, difusividade, condutividade térmica e coeficiente de expansão térmica, verificou-se que o concreto de alta resistência é mais suscetível aos danos causados pela exposição a altas temperaturas, o que propicia o acontecimento de *spalling*. Há, pelo menos, duas explicações que justificam essa ocorrência: obstrução da passagem de umidade (pressão do vapor) e tensões térmicas (incompatibilidade dos materiais) (HEO et al., 2012).

Uma pasta de cimento Portland bem hidratada é composta basicamente de silicatos de cálcio hidratados (C-S-H), hidróxido de cálcio e sulfoaluminatos de cálcio hidratados. Uma pasta saturada contém grandes quantidades de água livre e água capilar, além de água adsorvida. Os diversos tipos de água são eliminados rapidamente com o aumento da temperatura no concreto. No entanto, do ponto de vista de proteção ao fogo, até que toda a água contida no concreto evapore a temperatura do concreto não sofrerá alteração devido ao considerável calor de vaporização necessário para conversão de água em vapor.

Se a taxa de aquecimento for alta e a permeabilidade da pasta de cimento for baixa, o que ocorre nos concreto de alta resistência, devido sua alta compactibilidade, podem aparecer danos no concreto em forma de lascamento. O lascamento ocorre quando a pressão do vapor dentro do material aumenta a uma taxa maior do que o alívio de pressão pela dispersão do vapor na atmosfera (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

3.1 PROPRIEDADES TÉRMICAS DO CONCRETO

Quando se trata de analisar as propriedades do concreto, deve-se considerar diversos fatores que influenciam na diferença de resultados, como por exemplo: diferentes condições de ensaios (tipo de cura, modo de aquecimento, modo de aplicação do carregamento, etc.), características dos equipamentos disponíveis para realização do ensaio, além de considerar diversos tipos de concreto como único material "concreto". (FIB, 2007 apud KLEIN JÚNIOR, 2011). Algumas características do concreto quando submetido à altas temperaturas estão listadas abaixo. Estas informações são dados de pesquisas e podem variar significativamente, dada à pouca disponibilidade de informação técnica do comportamento do concreto em situação de incêndio.

3.1.1 Calor Específico

COSTA (2008) apresenta valores de $c_{p,pico}$ (calor específico de pico) para umidades relativas entre 0% e 10%, expressos na Eq: (1), afirmando ainda que valores intermediários podem ser interpolados linearmente. O valor de $c_{p,pico}$ está situado entre 100° C e 115° C com declínio linear entre 115°C e 200°C (EN 1992-1-2:2004). Esse pico do calor específico próximo aos 100 °C é devido à evaporação da água livre, a temperatura na microestrutura do concreto não se elevará acima dos 100 °C, enquanto a água livre não for totalmente evaporada.

Eq(1)

$$\begin{aligned} C_p(\theta) &= 900, & \text{se } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \\ C_p(\theta) &= 900 + (\theta - 100), & \text{se } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \\ C_p(\theta) &= 1000 + (\theta - 200)/2, & \text{se } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \\ C_p(\theta) &= 1100, & \text{se } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Onde:

C_p : calor específico do concreto [J/(kg.K)];

θ : temperatura do concreto [° C].

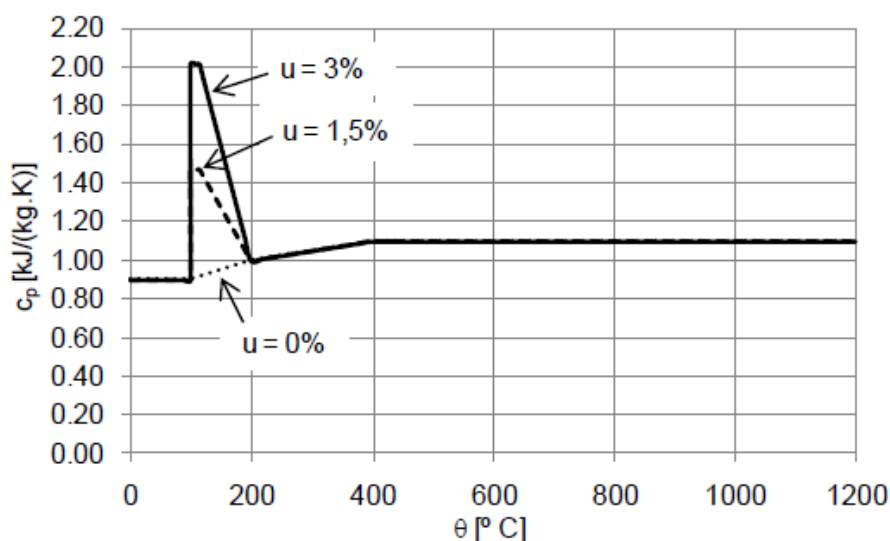
O calor específico é sensível a várias transformações em elevadas temperaturas, que incluem a vaporização da água livre em torno de 100°C, a dissociação do hidróxido de cálcio ($\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$) por volta de 400°C à 500°C e as transformações α - β em alguns agregados de quartzo. O calor específico do concreto aumenta consideravelmente com o aumento da umidade devido ao alto valor do calor específico da água (FIB, 2007 apud KLEIN JUNIOR, 2011).

Geralmente, os elementos de concreto armado, dentro de ambientes internos e secos, tendem a ter $U \leq 1,5\%$, enquanto, os elementos externos, $U \leq 3\%$. Quanto ao teor de umidade, $U \leq 4\%$ (em peso) é mais representativo de estruturas de concreto armado, enquanto $4\% < U \leq 10\%$, de estruturas mistas de aço e concreto. Concretos com teor de

umidade $U > 4\%$ não são recomendados, pois tanto em temperatura ambiente, como em situação de incêndio, os mesmos podem ter sua estrutura danificada para umidades superiores a $U > 3\%$.

A variação do calor específico do concreto com a temperatura, para três teores de umidade (0%, 1,5% e 3,0%) está representada na Figura 1 (3).

Figura 1 (3): Calor específico do concreto C_p em função da temperatura, considerando três valores para o teor de umidade no concreto.



(Fonte: EN 1992-1-2:2004).

De acordo com o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004), o calor específico é função do teor de umidade e da temperatura do concreto, sendo independente do tipo de agregado utilizado, silicosos ou calcários.

3.1.2 Massa Específica

Inicialmente a massa específica do concreto endurecido sofre uma ligeira redução causada pela evaporação da água livre, após exposição à elevadas temperaturas, posteriormente, a redução da massa específica é causada pelo aumento do volume devido à expansão térmica. Essa expansão decorre das transformações mineralógicas porque sofrem os agregados acima dos 500°C .

O Eurocode 2 (EN 1992- 1-2:2004) apresenta a Eq. (2) aplicável aos concretos de agregados silicosos ou calcários, para o intervalo $20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$. As normas

brasileiras não fornecem informações sobre a massa específica do concreto (agregados silicosos) de densidade normal, a temperaturas elevadas.

Eq.(2)

$$\begin{aligned}\rho_{c,\theta} &= \rho_c, & \text{se } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C} \\ \rho_{c,\theta} &= \rho_c \cdot \left[1 - 0,02 \cdot \left(\frac{\theta - 115}{85} \right) \right], & \text{se } 115^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C} \\ \rho_{c,\theta} &= \rho_c \cdot \left[0,98 - 0,03 \cdot \left(\frac{\theta - 200}{200} \right) \right], & \text{se } 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \\ \rho_{c,\theta} &= \rho_c \cdot \left[0,95 - 0,07 \cdot \left(\frac{\theta - 400}{800} \right) \right], & \text{se } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Onde:

ρ_c = massa específica do concreto de densidade normal à temperatura ambiente [kg/m³];

$\rho_{c,\theta}$ = massa específica do concreto de densidade normal em função da temperatura θ [kg/m³].

3.1.3 Condutividade Térmica

Com o aumento da temperatura, há uma redução no valor da condutividade térmica do concreto. Analisando a Tabela 3, percebe-se que a condutividade térmica está diretamente relacionada ao tipo de agregado, que constitui cerca de 70% do concreto endurecido, mas também é influenciada pela porosidade da pasta de cimento (DAVIS, 1967 apud BAŽANT; KAPLAN, 1996; CALLISTER JÚNIOR, 2002). Outro fator importante é o teor de umidade do concreto, devido à condutividade térmica da água ser muito maior que a do ar.

Devido à ampla gama de materiais e dosagens a condutividade térmica conduz a muitas discrepâncias em seus resultados experimentais. Quer considerável ou desprezável, a redução da condutividade com o aumento da temperatura é o único consenso nos resultados experimentais (BAŽANT; KAPLAN, 1996).

Tabela 4 (3): Condutividade térmica dos materiais à temperatura ambiente.

Material	Condutividade térmica [W/(m °C)]
Agregados	0,7 – 0,42
Concretos saturados	1,0 – 3,6
Pasta de cimento endurecida saturada	1,1 – 1,6
Água	0,515
Ar	0,0034

(Fonte: KHOURY7, 1983 apud EM 1992-1-2:2004)

Diante dos valores expressos na Tabela 4 (3), pode-se concluir que as proporções da mistura do concreto e a quantidade de cimento influenciam a condutividade térmica do concreto por causa da diferença entre os valores da condutividade térmica da pasta de cimento e dos agregados. Uma mistura mais rica em cimento, para concretos de peso normal, apresenta condutividade térmica mais baixa que uma mistura mais pobre. Aumentando a relação água/cimento, aumenta a porosidade do concreto e conseqüentemente reduz sua condutividade térmica, especialmente para baixos teores de umidade (FIB, 2007 apud KLEIN JUNIOR, 2001).

A Figura 2 (3), mostra a variação da condutividade térmica do concreto em função da temperatura que é apresentada por meio de duas curvas, o Eurocode 2 (EN 1992-1-2:2004) fornece equações correspondentes aos limites inferior (Eq. 3) e superior (Eq. 4), estabelecendo uma faixa de valores, para o intervalo $20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$.

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0107 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \quad \text{Eq.(3)}$$

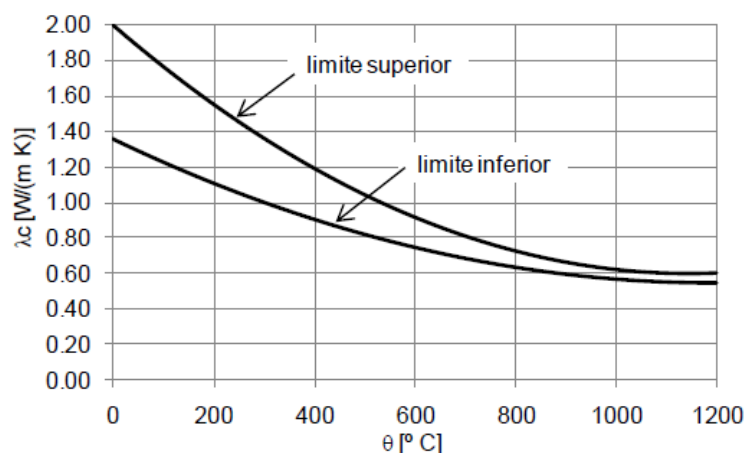
Onde:

λ_c : condutividade térmica do concreto [W/(m K)];

θ : temperatura do concreto [$^{\circ}\text{C}$].

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0057 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2 \quad \text{Eq.(4)}$$

Figura 2 (3): Condutividade térmica do concreto λ_c em função da temperatura.



(Fonte: EN 1992-1-2:2004)

Como discutido anteriormente o agregado é determinante da condutividade térmica do concreto, é também mais decisivo do que a massa específica na análise do isolamento térmico. Portanto, deve-se avaliar com cuidado o uso das de limite superior e inferior em análises térmicas numéricas para avaliar o isolamento térmico.

Para análises térmicas destinadas a modelos simples de cálculo, pode-se utilizar um valor constante para a condutividade térmica do concreto de $\lambda_c = 1,30 \text{ W/(m.K)}$ (SCHLEICH, 2005). Essa recomendação consta também no projeto de revisão da norma ABNT NBR 15200:2012.

3.2 DETERIORAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS

As resistências à compressão e à tração, o módulo de elasticidade e as relações tensão-deformação dos materiais são as propriedades mecânicas mais importantes para a análise estrutural.

Em temperaturas elevadas às propriedades mecânicas dos materiais são determinadas por meio de ensaios em regimes de aquecimento constante ou transiente.

Nos ensaios constantes, a temperatura é elevada até o ponto determinado, a partir daí, inicia-se o período de estabilização térmica, para que a temperatura se uniformize no corpo-de-prova antes da aplicação da carga de ensaio.

Já nos ensaios transientes, há uma variação de temperatura, normalmente, ascendente e linear, com aplicação simultânea de carga constante no corpo-de-prova. A aplicação da carga nos corpos-de-prova pode ser antes ou após o início do aquecimento,

podendo ainda ser aplicada após o resfriamento. Em uma situação de incêndio o regime de aquecimento é o transiente. Por isso, os ensaios transientes são mais realistas. Fornecendo dados como: as deformações totais, a temperatura de colapso, as tensões totais e tensões adicionais decorrentes da restrição às deformações térmicas.

Como comentando anteriormente, o teor de umidade do concreto é um fator preponderante na perda de resistência, a qual é mais acentuada nos concretos saturados. O problema é originado devido ao aumento da pressão do vapor de água que se verifica no interior da massa, a qual pode superar a resistência do concreto à tração e provocar a presença de trincas e explosões, considerando ainda que a resistência à tração seja mais alterada pela elevação de temperatura do que a resistência à compressão.

Segundo LIMA et. al. (2004), a aderência entre a pasta de cimento e o agregado gráúdo é afetada pela elevação de temperatura.

Abaixo de 300°C as perdas de resistência não são consideráveis, no entanto acima deste valor os resultados comprometem a integridade estrutural. Para situações em que a temperatura não ultrapasse os 500°C, através de reidratação posterior o concreto poderá recuperar até 90% da resistência mecânica original no prazo de um ano. Já entre as temperaturas de 600°C e 700°C, a perda das propriedades mecânicas é considerada total e irreversível, de acordo com NEVILLE (1997).

3.3 DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA

Para a análise das estruturas, o incêndio é caracterizado pela relação entre a temperatura dos gases quentes e o tempo. A severidade do incêndio depende das características geométricas e do uso da edificação. Consequentemente, varia para cada edificação (COSTA; STUCCHI; SILVA; 2005).

A resposta dos materiais e da estrutura como um todo em situação de incêndio depende da evolução da temperatura ao longo do tempo, que pode variar substancialmente para diversos cenários de incêndio.

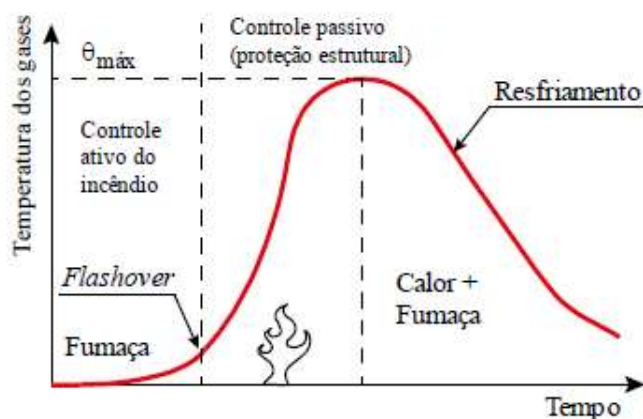
Para a avaliação da resistência ao fogo de estruturas, utiliza-se uma curva que relaciona o tempo à temperatura média dos gases no compartimento. A relação temperatura x tempo é representada pelas “curvas temperatura-tempo” ou “curvas de

incêndio”, as quais podem ser padronizadas (curva-padrão) ou parametrizadas pelas características do cenário do incêndio (curvas naturais).

A taxa de aquecimento, a temperatura máxima atingida no incêndio, a duração do incêndio e a fase de resfriamento, são os principais parâmetros dessas curvas. A taxa de aquecimento influencia no desenvolvimento de gradientes de temperatura, umidade e pressão dos poros do concreto; a máxima temperatura influencia as reações físico-químicas dos materiais, afetando as suas propriedades termomecânicas; a influência da duração do incêndio e na evolução das temperaturas na estrutura ao longo do tempo; a fase de resfriamento, que pode ser natural ou com o uso de água, geram diferentes impactos na estrutura, seja nos materiais e/ou na distribuição de temperatura na peça de concreto.

A evolução da temperatura dos gases no compartimento em função do tempo de incêndio é representada na Figura 3 (3).

Figura 3 (3): Curva temperatura-tempo de um incêndio real.

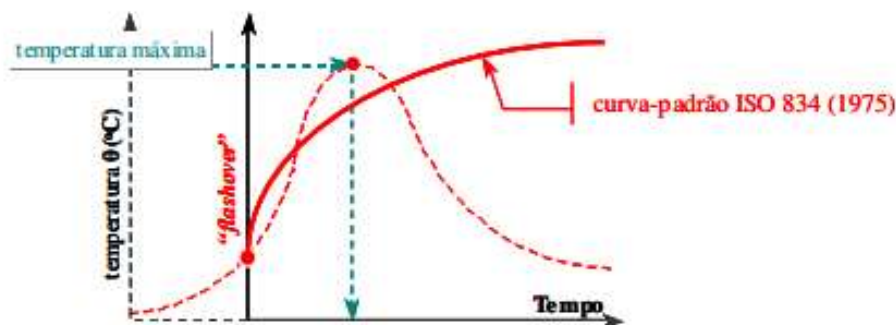


(Fonte: LIE, 1992 Apud KLEIN JUNIOR, 2011)

A Figura 4 (3) ilustra uma das curvas padronizadas; esta é a mais difundida internacionalmente, recomendada pela ISSO 834, é empregada para combustão de materiais celulósicos. A NBR 5628:2001 baseia-se nessa curva-padrão.

As curvas padrão são utilizadas pela facilidade, onde a curva real é normalmente substituída por curvas padronizadas para ensaios. No entanto, um incêndio padrão não corresponde a um incêndio real, visto isso, as conclusões baseadas na utilização dessas curvas devem ser analisadas criteriosamente.

Figura 4 (3): Curva temperatura-tempo do modelo de incêndio-padrão.



(Fonte: COSTA; SILVA, 2006)

Apesar de a distribuição de temperatura nos elementos de concreto não ser uniforme, devido às baixas condutividades térmicas e esbeltez, é usual adotar o modelo do incêndio padrão para medir a resistência ao fogo em unidade de tempo (TRRF). Assim, todos os elementos estruturais devem seguir a um TRRF normatizado.

Admitindo uma distribuição de temperatura uniforme na peça de concreto, é possível determinar a temperatura de um elemento de concreto por meio de expressões a partir da curva temperatura x tempo dos gases quentes, válidas, portanto, para elementos esbeltos isolados (NBR 14323:1999). No entanto, somente os modelos de incêndio natural permitem determinar a temperatura máxima do elemento, para a qual ele deve ser dimensionado.

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é um tempo arbitrário, o qual é empregado na prática, a fim de determinar uma temperatura de dimensionamento.

O calor transmitido à estrutura nesse intervalo de tempo (TRRF) gera em cada elemento estrutural, função de sua forma e exposição ao fogo, uma certa distribuição de temperatura. Este processo gera a redução da resistência dos materiais e da capacidade dos elementos estruturais, além de esforços solicitantes decorrentes de alongamentos axiais ou de gradientes térmicos. (NBR 15200: 2012).

A NBR 15200:2012 detalha um método de verificação da estrutura, o método tabular, no entanto outros dois são encontrados na literatura, os métodos: simplificado e geral.

Apesar dos métodos utilizados para a verificação e dimensionamento das estruturas de concreto, frente à ação do fogo, considerarem a distribuição de temperatura no interior do elemento de concreto uniforme, o conhecimento da

distribuição de temperaturas na seção transversal é o primeiro passo para a avaliação do comportamento de estruturas em situação de incêndio. A temperatura dos gases pode exceder os 1000° C com relativa facilidade. No entanto, como o concreto possui baixa condutividade térmica, os gradientes de temperaturas nas camadas mais externas são elevados, enquanto que as temperaturas nas camadas mais internas permanecem relativamente baixas (FIB, 2007 apud KLEIN JÚNIOR, 2011).

Diante do pouco conhecimento quanto à distribuição real da temperatura no interior do concreto, uma metodologia que possibilite ensaios experimentais normatizados é necessária para o melhor entendimento desse fenômeno, a fim de melhor explicar o comportamento do concreto em situações de incêndio e de otimizar o dimensionamento de uma estrutura resistente ao fogo.

3.4 INFLUÊNCIA DO TIPO DE RESFRIAMENTO

Devido ao grande número de variáveis que influenciam o comportamento do concreto em altas temperaturas, as pesquisas realizadas com o propósito de estabelecer o efeito da exposição do concreto nestas condições apresentam resultados bastante variados. As razões para que estes resultados sejam tão variados deve-se basicamente ao fato de que os ensaios são realizados sob condições bastante distintas, não havendo um controle das principais variáveis intervenientes, levando a resultados diferenciados. Fatores como diferenças de tensões atuantes e da condição de umidade do concreto enquanto aquecido; diferenças na duração de exposição à temperatura elevada; diferenças nas propriedades dos agregados e formas de resfriamento tornam difícil uma generalização ampla dos resultados (NEVILLE, 1997 apud WENDT, 2006).

A forma de resfriamento é um dos fatores que influenciam a redução da resistência do concreto. Segundo XIAO E KONIG (2004) até os 400°C o resfriamento brusco provoca perdas maiores. Isto se deve a maior quantidade de fissuras provenientes do choque térmico ao ser submerso em água. Após 600°C, a diferença torna-se insignificante. Sob a condição de resfriamento com água, o dano de resistência é ainda maior com uma queda mais acentuada da temperatura (por exemplo, água fria). Ao esfriar no forno, a perda de força do concreto parece ser o mínimo. Ao resfriar o concreto carbonatado com água, a descida torna-se muito significativa quando a temperatura está acima de 500 ° C. Isso implica que, para edifícios de concreto armados

antigos (onde já ocorreu a carbonatação do concreto), a extinção de um incêndio com água pode não ser a melhor abordagem.

Neville (1997) apud WENDT (2006) constatou que o resfriamento dentro da câmara de combustão apresentaria perdas menores de que ao ar livre, uma vez que a taxa de resfriamento seria ainda menor.

Além da fissuração entre a pasta e agregados, com o aquecimento, a pasta de cimento Portland, que expande devido a suas próprias características de expansão térmica, é sujeita a uma contração, quando há o resfriamento do concreto com água. A contração devido à secagem, eventualmente, se torna muito mais acentuada do que a sua expansão térmica, provocando retração do material (SHOAIB; AHMED; BALAHA, 2001, apud WENDT, 2006).

3.5 SPALLING

Segundo NICE (2006), o *spalling* do concreto é um fenômeno físico que caracteriza-se pelo desprendimento de camadas ou pedaços da superfície do concreto, esse desprendimento pode ser violento ou não, ocorrendo devido à exposição a altas temperaturas ou o acréscimo acelerado da mesma.

Um dos mais complexos fenômenos causados pela alta temperatura, o *spalling*, ou em português lascamento, pode ser classificado em diferentes tipos, entre eles: *spalling* dos agregados, *spalling* explosivo, superficial, por delaminação, *spalling* de canto e ainda *spalling* após o resfriamento (FIB, 2007 apud KLEIN JÚNIOR, 2011).

Apesar da classificação distinta para os tipos existentes de *spalling's*, não há uma divisão clara entre os tipos apresentados, já que em um único incêndio podem ser observados diversos tipos de *spalling*, até mesmo todos os tipos citados. Normalmente, os três primeiros se manifestam nos instantes iniciais do incêndio, enquanto os três últimos ocorrem momentos mais tarde. Além disso, a extensão e a severidade do *spalling* podem variar bastante, desde expulsão de pequenos pontos localizados até destacamento de grandes porções do cobrimento (FIB, 2007).

As esfoliações sucessivas das camadas externas do concreto associadas às altas temperaturas atingidas pelo material reduzem a resistência das armaduras e do concreto, podendo, em casos extremos, levar a estrutura ao colapso. Uma vez exposta à armadura,

há um rápido decréscimo da capacidade de suporte da estrutura, podendo ocorrer o rompimento imediato do elemento estrutural, isso ocorre devido á condução de calor através da armadura em contato com o fogo (NICE, 2006; LIMA, 2005).

Na literatura é possível encontrar três mecanismos para explicar a ocorrência do *spalling* no concreto.

- Devido à pressão de vapor nos poros do concreto;
- Tensões térmicas;
- Tensões térmicas associadas à tensão de vapor nos poros.

Além dos diferentes tipos de *spalling*, o explosivo, considerado o mais brusco, pode ocorrer por dois fatores distintos: devido às tensões térmicas e ocasionado pela pressão nos poros do concreto, as duas, influenciadas pelos carregamentos aplicados. Podendo ocorrer de forma isolada ou simultaneamente, levando em consideração as dimensões da seção transversal, características dos materiais e teor de umidade do concreto (FIB, 2007 apud KLEIN JÚNIOR, 2011).

Um dos fatores que influenciam o acontecimento do *spalling* é a densidade do concreto, onde, quanto maior for este valor, maior as chances de ocorrência do fenômeno, assim como, o teor de umidade do concreto, o qual limita a ocorrência de *spalling* em concretos cujo peso da umidade seja superior a 3% (HERTZ, 2003).

No que se refere à densa microestrutura, HERTZ (2003), faz referência exatamente aos concretos que empregam adições minerais (sílica, metacaolim, cinza volante, e outras), comentando inclusive que concretos de alta resistência, sem nenhuma adição, não apresentam efeito algum de lascamento.

Outro fator importante no estudo sobre o *spalling* é a forma de exposição do elemento de concreto, podendo ela ser unilateral ou com a exposição ao fogo em mais de um lado da peça. O mecanismo de desprendimento do concreto provavelmente depende do tipo de exposição, devido ao fato de que as tensões na seção transversal e as vias de evacuação da umidade no sistema de poros dependem da geometria do concreto em situação de incêndio. Isto significa que em alguns pontos da exposição multiface, onde o fluxo de umidade para o centro do concreto tem um fluxo semelhante ao do lado oposto e, portanto, o papel da umidade na indução do desprendimento é provavelmente

amplificado em relação à peça da qual apenas um lado é exposto ao fogo (JANSSON e BOSTRÖM, 2009).

3.5.1 Fatores de influência

Sabe-se que a resistência ao aquecimento de uma peça estrutural depende dos materiais constituintes, do carregamento aplicado, da geometria da peça, assim como da forma de exposição ao incêndio.

Diante do exposto na literatura, os fatores que influenciam a ocorrência de *spalling* se dividem em internos e externos, conforme o Quadro 1 (3).

Quadro 1 (3): Fatores que interferem na ocorrência de *spalling*.

Internos	Externos
Relação água/cimento;	Taxa de aquecimento;
Existência de partículas finas e ultrafinas;	Temperatura máxima;
Natureza mineralógica do agregado;	Tempo de exposição;
Grau de hidratação;	Tipo de exposição ao calor (1D, 2D ou 3D);
Grau de saturação;	Dimensões e formato do elemento estrutural;
Dimensão do agregado graúdo;	Armaduras;
	Densidade do concreto Carregamento externo, principalmente compressão.
	Distribuição não uniforme da temperatura no concreto;

(Fonte: NICE, 2006)

Dos fatores internos, tem-se como mais relevante à relação água/cimento, onde, segundo NINCE (2006), o uso de relação água/cimento muito baixa e de adições com partículas finas e ultras-finas (sílica ativa, metacaolim, cinza volante, e outras) deixam o concreto mais denso, com baixa permeabilidade, o que dificulta a saída do vapor de água para a atmosfera, gerando altas pressões e aumentando o risco de lascamento explosivo.

Ainda sobre os fatores internos, sabe-se que o tipo de agregado tem grande influência na ocorrência do *spalling*, já que, de acordo com TAYLOR (1997), a pasta de cimento expande a baixas temperaturas, enquanto que o agregado dilata até degradar quimicamente, havendo assim, uma incompatibilidade nas deformações durante o

aquecimento do concreto, agravando ainda mais a situação no caso onde foi utilizado o agregado silicoso, termicamente mais instável.

Entre os fatores externos, a taxa de aquecimento, a temperatura máxima e o tipo de combustível, estão entre os mais importantes, já que para o bom comportamento de uma estrutura de concreto frente ao fogo está relacionado à fonte de calor, assim como à dimensão da peça, a armadura e o carregamento aplicado.

A taxa de aquecimento e o tempo de exposição influenciam na formação de gradientes térmicos e de pressão, os quais são calculados usando os modelos de incêndio.

HERTZ (2003), fala sobre as dimensões e os formatos do elemento estrutural, onde espessuras variadas provocam tensões térmicas e a seção transversal estreita pode gerar rápido aquecimento e grandes gradientes de umidade.

Para LI; QIAN; SUN (2004), quanto maior o corpo-de-prova, menor a perda de resistência; isto explica-se pelo fato do próprio concreto funcionar como isolante térmico, minimizando os efeitos danosos, causados pela elevada temperatura, nas camadas mais internas.

3.5.2 Consequências do spalling

Entre as principais consequências do *spalling* destaca-se a exposição direta das armaduras ao fogo, resultando em rápida perda de resistência das mesmas devido ao aquecimento, e a redução da área da seção transversal, o que diminui a capacidade resistente da peça, pois aumenta a tensão aplicada ao concreto e aço remanescentes. Isso pode ser importante principalmente quando ocorre *spalling* a temperaturas relativamente baixas, antes mesmo que outros efeitos devido ao aquecimento possam se manifestar (FLETCHER et al., 2007 apud KLEIN JÚNIOR, 2011).

Vale salientar que o *spalling* é um fenômeno aleatório, onde muitas vezes seu desenvolvimento contraria as expectativas. Isto ocorre devido às diferentes metodologias utilizadas nos ensaios de aquecimento. Segundo LIMA (2005), em alguns casos, contudo, as causas parecem estar associadas à falta de entendimento dos fatores intervenientes no fenômeno e, até mesmo, a própria aleatoriedade do material utilizado.

FIB (2007) apud KLEIN JÚNIOR, 2011 destaca que embora o *spalling* seja um assunto bastante estudado nas últimas décadas, os métodos de análise e previsão do fenômeno ainda estão em desenvolvimento. Importantes progressos foram feitos nos últimos anos, especialmente em relação à compreensão dos mecanismos que levam ao *spalling*. Até o presente momento, a previsão do *spalling* se baseou principalmente em critérios empíricos pouco precisos.

3.5.3 Fatores de minimização e prevenção do *spalling*

Dentre as principais formas de prevenção ao efeito *spalling*, destacam-se: o uso de proteção térmica nas estruturas; adição de fibras de PP; uso de agregado de baixa expansão térmica; adoção de seções transversais com maiores dimensões; etc.

Em relação ao uso de fibras, suas principais funções são: melhorar a ductilidade do concreto, controlar a fissuração e reduzir o risco de *spalling* nos concreto expostos a altas temperaturas.

No que diz respeito às fibras de PP, as mesmas tem como finalidade controlar a fissuração plástica causada por mudanças de volume em matrizes de concreto, reduzir a exsudação, melhorar a resistência ao impacto e reduzir o risco de *spalling* de concretos expostos a altas temperaturas (FIGUEIREDO; TANESI; NINCE, 2002 apud NINCE, 2006).

3.6 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRA

Apesar de todo o processo em sua produção, os materiais cimentícios continuam sendo materiais frágeis com baixa resistência à tração e ao fogo. Uma opção proposta para amenizar esta deficiência foi à utilização de fibras como reforço desses materiais. (RESENDE, 2003)

Segundo SILVA (2013) o próprio concreto endurecido sem fibras, já é um compósito cujas fases principais são a pasta, os poros e os agregados. Porém, os concretos reforçados com fibras são materiais compostos de pelo menos duas fases distintas fundamentais, a matriz (o próprio concreto) e as fibras, podendo ser produzidas de diferentes materiais, como aço, vidro, polipropileno, náilon e etc. Na Tabela 5 (3)

encontram-se algumas características físicas e mecânicas de fibras utilizadas atualmente.

Tabela 5 (3): Valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de matrizes.

Material	Diâmetro (µm)	Densidade (g/cm ³)	Módulo de Elasticidades (GPa)	Resistência à Tração (GPa)	Deformação na Ruptura (%)
Aço	5-500	7,84	190-210	0,5-2	0,5-3,5
Vidro	9-15	2,60	70-80	2-4	2-3,5
Amianto	0,02-0,4	2,6	160-200	3-3,5	2-3
Polipropileno Fibrilado	20-200	0,9	1-7,7	0,5-0,75	8,0
Kevlar	10	1,45	65-133	3,6	2,1-4,0
Carbono	9	1,9	230	2,6	1,0
Nylon	-	1,1	4,0	0,9	13-15
Celulose	-	1,2	10	0,3-0,5	-
Acrílico	18	1,18	14-19,5	0,4-1,0	3
Polietileno	-	0,95	0,3	$0,7 \times 10^{-3}$	10
Fibra de Madeira	-	1,5	71	0,9	-
Sisal	10-50	1-50	-	0,8	3,0
Matriz de cimento para comparação	-	2,50	10-45	$3,7 \times 10^{-3}$	0,02

(Fonte: BENTUR; MINDESS, 1990 apud FIGUEIREDO, 2011)

De acordo com BENTUR; MINDES (1990) apud FIGUEIREDO (2011) apresentam uma série de estudos realizados em compósitos à base de cimento reforçado com diversos tipos de fibras onde é possível observar, por exemplo, ganhos em resistência à tração, abrasão, impacto e fadiga. Sendo assim, seu uso em componentes estruturais, tais como pisos industriais, pontes e depósitos de materiais bélicos, é crescente.

As fibras utilizadas para aumento da resistência do concreto são atualmente chamadas de macrofibras e podem ser de aço ou poliméricas. Já as microfibras, em geral poliméricas, não tem o propósito de reforço do concreto. As fibras são elementos

descontínuos, cujo comprimento é bem maior que a maior dimensão da seção transversal.

Dependendo de suas características, as fibras podem desempenhar diversos papéis dentro do concreto. As duas propriedades mais importantes para a classificação básica do material são, o módulo de elasticidade e a resistência mecânica, visto que o emprego das mesmas tem, na maioria das vezes, a finalidade de controle de fissuração, servindo como ponte de tensões.

Para uma melhor escolha da fibra mais adequada a cada finalidade, se faz necessário saber se estas estão agrupadas como fibras de baixo módulo ou fibras de alto módulo. As fibras que possuem módulo de elasticidade inferior ao do concreto endurecido, como as de polipropileno e náilon, são tradicionalmente chamadas de fibras de baixo módulo. Já as fibras que possuem módulo de elasticidade superior ao do concreto são conhecidas como fibras de alto módulo, como por exemplo, as fibras de aço.

3.6.1 Microfibra de Polipropileno

Assim como as de aço, as fibras de polipropileno também são utilizadas como reforço de concretos em escala industrial. Produzidas em uma grande variedade de formas, estas fibras possuem baixo módulo de elasticidade, grande deformação, resistência a álcalis e baixo custo.

Existem as macrofibras e as microfibras fibras de polipropileno, as microfibras, por sua vez, se apresentam de duas formas básicas, que são: monofilamentos e fibriladas. As fibriladas apresentam-se como uma malha de finos filamentos de seção retangular, como mostra a Figura 5 (3). Segundo BENTUR; MINDESS, 1990 apud FIGUEIREDO, 2011, a estrutura em malha das fibras de polipropileno fibrilado promove um aumento de adesão entre a fibra e a matriz, devido a um efeito de intertravamento. As fibras de monofilamentos consistem em fios cortados em comprimento padrão, representada na Figura 6 (3).

Figura 5 (3): Fibras de polipropileno do tipo fibrilado.



(Fonte: FIGUEIREDO, 2011)

Figura 6 (3): Fibras de polipropileno monofilamento.



(Fonte: FIGUEIREDO, 2011)

As principais funções das fibras de polipropileno são as de controlar a fissuração plástica causada por mudanças de volume em matrizes de concreto, reduzir a exsudação, melhorar a resistência ao impacto e reduzir o risco de lascamento de concretos expostos a altas temperaturas (FIGUEIREDO; TANESI; NINCE, 2002).

Utilizadas em estruturas onde existam grandes superfícies, como em pisos industriais e pavimentos, elas auxiliam no controle da microfissuração durante o endurecimento da pasta de cimento.

Após alguns acidentes, como por exemplo, o que aconteceu com o Eurotúnel, onde um incêndio produziu *spalling* explosivo do revestimento de concreto devido à tensão interna gerada pela pressão de vapor com total comprometimento do revestimento (RLE, 1997), a preocupação envolvendo esse e outros acidentes propiciaram com o início e aprofundamento da utilização das fibras de polipropileno em concretos submetidos a altas temperaturas, pois com o aumento da temperatura, elas se liquefaziam abrindo poros permeáveis para a saída do vapor de água, como mostra a Figura 7 (3).

Figura 7 (3): Canais deixados pelas fibras de polipropileno fibriladas após a exposição do concreto a temperaturas de 400°C.



(Fonte: NINCE et al. 2003a)

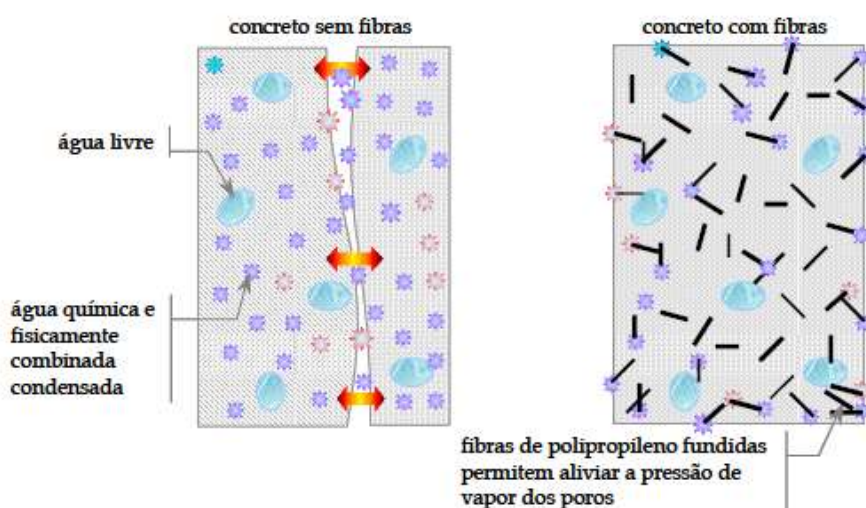
3.6.2 Concreto Reforçado com Fibra de Polipropileno Submetido a Altas Temperaturas

O concreto, quando exposto a altas temperaturas, pode apresentar efeitos que diminuem sua capacidade de suporte, como reduções da resistência à compressão e à tração, e no módulo de elasticidade, além disso, há o risco de *spalling*, podendo expor a armadura aos efeitos das elevadas temperaturas. Estes efeitos podem ser atenuados com o uso de agregados de alta estabilidade térmica, com adição de fibras de polipropileno e barreiras térmicas.

Segundo NINCE (2006), as modificações químicas do concreto ocasionadas pelo fogo reduzem a viscosidade e gera a perda de massa, as fibras de polipropileno minimizam o efeito do *spalling* explosivo do concreto. De modo simplificado, a redução de massa das fibras de polipropileno, provocado pela ação do fogo, forma canais, onde o vapor pressurizado pode passar, evitando assim que a pressão venha a ser maior que a resistência do concreto, dessa maneira evitando *spalling*.

As fibras de polipropileno de baixo módulo têm boa dispersão, baixa temperatura de fusão entre 140 e 170 °C e ao se volatizarem, são absorvidas pela matriz, criando uma rede de pequenos vazios e canais mais permeáveis que permitem a transferência de massa (água líquida, vapor e ar). São capazes de criar uma interconectividade entre os poros, o que é importante para a proteção contra o *spalling* do concreto. Os caminhos criados pelas fibras derretidas devem se conectar aos poros pré-existent (HEO et al., 2012). Desta forma, ajudam na dissipação da pressão de vapor, diminuindo assim as tensões de tração internas e a propensão ao *spalling* do concreto (Figura 8 (3)).

Figura 8 (3): Alívio da pressão interna de vapor no concreto através de canais formados pela fusão das fibras de polipropileno.



(Fonte: WALRAVEN *apud* COSTA, 2002)

JANSSON; BOSTRO (2010), em seu trabalho, apresenta uma nova teoria sobre a função das fibras de polipropileno, baseada em aspectos da presença e circulação de umidade, reduzindo a propensão do concreto para o *spalling*. Neste contexto, as fibras de polipropileno são capazes de reduzir o teor de umidade na zona crítica perto da

superfície aquecida o que afeta de forma favorável as propriedades mecânicas, além de ampliar a movimentação de umidade, causando uma maior fluência de secagem, o que relaxa as tensões térmicas locais.

Segundo BENTZ (2000), constatou que as fibras de polipropileno, são de suma importância na contenção do *spalling*, pois fornecem uma rota de fuga para o vapor de água, reduzindo assim a pressão. O autor sugere, também, que fibras mais longas são mais eficientes por causar a percolação em sistemas antes não conectados, que segundo ele constituem-se nas zonas de transição de concretos de alto desempenho.

HEO et al.(2012), falam que o comprimento e o ponto de fusão das fibras são parâmetros importantes. Pois aumentando o comprimento das fibras e diminuindo seu ponto de fusão é o necessário para a proteção contra o *spalling* no concreto, além de reduzir a quantidade de fibras por unidade de volume. Já que o mesmo verificou que o fluxo do transporte de vapor é mais influenciado pela conectividade dos poros do que pelo tamanho deles.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

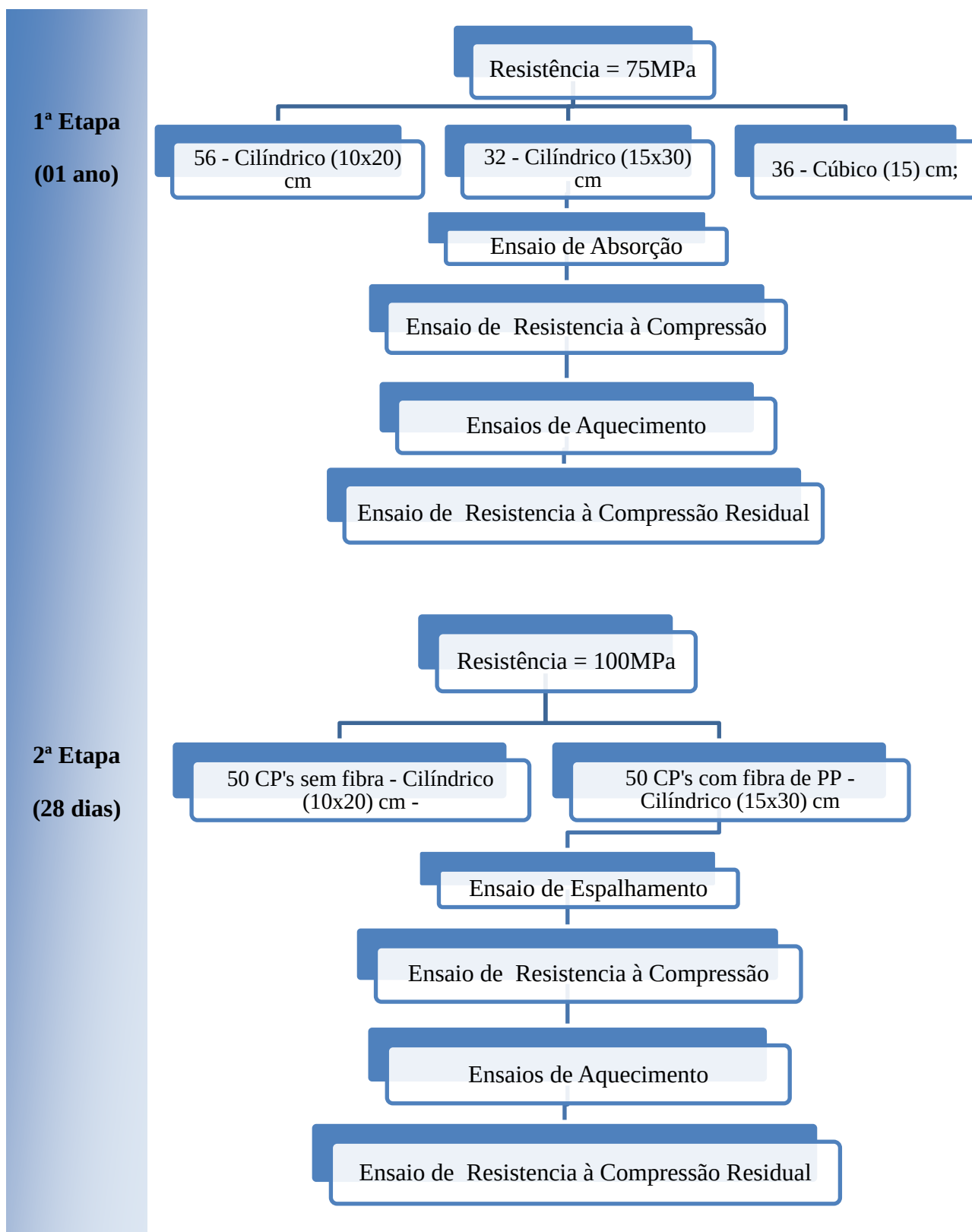
Neste capítulo serão descritos os materiais e métodos utilizados na pesquisa, com o intuito de alcançar os objetivos definidos para o presente estudo, a fim de avaliar o comportamento do concreto de alto-desempenho com diferentes geometrias e o desempenho das fibras de polipropileno quando submetidos a elevadas temperaturas, além de obter a distribuição de temperatura no interior do concreto.

4.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

O programa experimental foi dividido em duas etapas, conforme mostra a Figura 9 (4), a primeira etapa onde foram desenvolvidos estudos relacionados com a utilizando corpos-de-prova de concreto moldados no Laboratório de Estruturas da UFPE, com resistência média de 75MPa, sem adição da fibra de polipropileno e com diferentes formas geométricas – Traço I (1:1,23:2,01;0,29). Nesses corpos-de-prova foi analisada a influência da geometria na propensão a ocorrência de *spalling* quando exposto a altas temperaturas, além de suas características mecânicas residuais, sendo avaliada a resistência à compressão em corpos-de-prova submetidos aos resfriamentos brusco e lento, além da análise do corpo-de-prova ainda quente. Também mediu-se a distribuição de temperatura no interior do concreto, com a finalidade de comparação entre as demais geometrias estudadas.

A segunda etapa constituiu na moldagem de 100 corpos-de-prova, com resistência estimada de 100 MPa e com adição de sílica ativa para os dois tipos de concreto. Destes, 50 corpos-de-prova sem fibra (Traço II-1:0,72:1,01: 0,22) e 50 corpos-de-prova com fibra de polipropileno (Traço III-1:0,72:1,01: 0,22). Esta etapa avalia o desempenho da fibra de polipropileno em prevenção ao *spalling*, e a resistência residual do concreto após a exposição a altas temperaturas e com os diferentes tipos de resfriamentos, conforme citados na etapa anterior, como também a distribuição de temperatura no interior do concreto.

Figura 9 (4): Resumo do planejamento da pesquisa.



4.2 DESCRIÇÃO - ETAPA I

A metodologia adotada nesta etapa da pesquisa constituiu basicamente em analisar as propriedades residuais do concreto de alto desempenho submetido a elevadas temperaturas, obtidas em corpos-de-prova com diferentes geometrias, após diferentes tipos de resfriamento, além de avaliar a distribuição de temperatura no interior no concreto.

4.2.1 Materiais – Etapa I

O concreto (Traço I) foi moldado com a utilização dos seguintes materiais:

- **Cimento:** CP V ARI – Cimento Portland de alta resistência inicial. Sua adoção foi feita pela peculiaridade de atingir altas resistências já nos primeiros dias da aplicação;
- **Agregado miúdo:** Areia fina;
- **Agregado graúdo:** Brita granítica, com dimensão máxima de 19 mm;
- **Água potável:** Destinada ao consumo humano, fornecida pela Companhia de Água e Esgotos de Pernambuco (COMPESA);
- **Aditivo superplastificante:** MC-Powerflow 3100 – Aditivo líquido superplastificante e redutor de água para concreto;

4.2.2 Métodos - Etapa I

Para esta etapa, os ensaios foram divididos em duas fases, a primeira com ensaios preliminares, como: ensaio de absorção e resistência à compressão em temperatura ambiente e a segunda fase com os ensaios de aquecimento do concreto nas temperaturas de 400, 600 e 800°C, onde, posteriormente foram realizados os ensaios de resistência à compressão residual.

Inicialmente foram feitos teste no forno elétrico trifásico com resistências de aço Kanthal A, fabricado pela Linn Elektro Therm, com potência e tensão de 18KW e 380V, respectivamente, e capacidade de aquecimento máxima de 1340°C, segundo especificações do fabricante. Para garantir o isolamento térmico, o forno é revestido por um material cerâmico refratário. Os testes realizados no forno disponível do Laboratório

de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da UFPE serviram para avaliar seu desempenho e capacidade de aquecimento, bem como a distribuição de temperatura em seu interior.

Os corpos-de-prova do Traço I foram fabricados em agosto de 2015 no Laboratório de Estruturas da UFPE, com traço de 1:1,23:2,01 e resistência à compressão média de 75 MPa. A moldagem foi feita em diferentes geometrias, sendo: 58 corpos-de-prova cilíndricos (10x20)cm, 32 corpos-de-prova cilíndricos (15x30)cm e 36 corpos-de-prova cúbicos (15x15x15)cm.

Após os testes com o forno disponível, alguns corpos-de-prova foram preparados para o ensaio de distribuição de temperatura, os quais foram perfurados em diferentes posicionamentos e profundidades, para a medição da temperatura em pontos distintos do corpo-de-prova. Para isto, foi utilizada uma broca de 3mm de diâmetro. Nesses pontos, foram inseridos termopares tipo K para a medição da temperatura durante todo o ensaio de aquecimento. A instalação dos termopares se diferencia de acordo com a geometria e dimensão do corpo-de-prova, quanto ao posicionamento e profundidade.

Em seguida, iniciou-se os ensaios preliminares com o Traço I, no qual alguns corpos-de-prova cilíndricos (10x20)cm foram submetidos ao aquecimento nas temperaturas de 400°C, 600°C e 800°C, com uma taxa de aquecimento constante de 10°C/min, até que o núcleo do concreto chegasse à temperatura desejada, para, posteriormente, analisar a ocorrência de *spalling*, além das características mecânicas residuais do concreto após a exposição.

Sabe-se que, um dos agentes causadores do efeito *spalling* é o teor de umidade do concreto. Como os corpos-de-prova disponíveis já tinham sido moldados há um tempo significativo (Fruto de pesquisa anterior, sendo utilizado para evitar o desperdício de material) . Um ensaio de teor de umidade foi realizado nas amostras, onde observou-se que os corpos-de-prova estavam totalmente secos, sendo necessário o ganho de umidade antes dos ensaios no forno. Já que, um dos objetivos era a verificação do efeito *spalling* no concreto de alto desempenho, o qual estivesse dentro do limite de umidade citado na literatura, que segundo HERTZ (2003) um concreto abaixo de 3% de umidade não estaria propenso ao efeito *spalling*.

Para o ganho de umidade, os concretos foram imersos em água, onde permaneceram por noventa dias, sendo medido o ganho de umidade regularmente. O aumento do tempo de permanência se justifica pelo baixo grau de absorção observado no concreto.

Em seguida, começaram os ensaios definitivos com os corpos-de-prova, os quais foram ensaiados às temperaturas de 400, 600 e 800°C, mantendo a taxa de aquecimento constante de 10°C/min. Após a exposição a altas temperaturas, foi verificado se houve *spalling* e o concreto foi submetido a dois diferentes tipos de resfriamento, lento (permaneceram no interior do forno durante 24h) e brusco (CP's imersos em água por 24 h), antes do ensaio de resistência à compressão residual, além do ensaio com o corpo-de-prova ainda quente.

4.2.2.1 Ensaios

Estão dispostos a seguir os ensaios realizados na primeira etapa da pesquisa.

4.2.2.1.1 Traço

Como dito anteriormente, o concreto (Traço I) utilizado já havia sido moldado em pesquisa antecedente. O mesmo apresenta o traço de 1:1,23:2,01 e resistência à compressão de 75 MPa. A composição do traço do concreto está de acordo com a Tabela 6 (4).

Tabela 6 (4): Composição do traço utilizado na Etapa I.

Materiais	Consumo (kg/m³)
Cimento	534
Areia	655
Brita (19 mm)	1072
Aditivo	3,74
Água	160

O concreto moldado com o traço citado na Tabela 6 (4) foi submetido aos ensaios resistência à compressão e absorção de água. Estes ensaios foram realizados com aproximadamente um ano após a data de moldagem, visto que o concreto era de pesquisa anterior.

4.2.2.1.2 Ensaio de Absorção

O ensaio de absorção de água foi realizado de acordo com a ABNT NBR 9778:2005 Versão Corrigida 2:2009. Inicialmente o corpo-de-prova é seco em estufa, sendo determinada sua massa. A seguir faz-se a imersão das amostras em água por 24 h. A absorção é calculada pela Equação 6:

$$A(\%) = \frac{P_{SAT} - P_S}{P_S} \times 100 \quad \text{Eq. (6)}$$

Onde:

A(%): Absorção de água em porcentagem;

P_{SAT}: Massa saturada;

P_S: Massa seca.

Devido ao tempo de moldagem, a compacidade do concreto e as condições de armazenamento em que se encontrava anteriormente aos ensaios, o concreto ficou imerso durante noventa dias (tempo onde foi observado o fim da absorção), onde, posteriormente deu-se prosseguimento aos demais ensaios.

4.2.2.1.3 Ensaio de resistência à compressão

A determinação da resistência à compressão simples foi efetuada de acordo com a ABNT NBR 5739:2007. A Figura 9 ilustra o ensaio de rompimento no Laboratório de Estruturas de um corpo-de-prova, utilizando uma prensa hidráulica de capacidade 300 KN, modelo 5590-HLV Series, da fabricante Instron.

Figura 10 (4): Ensaio de compressão no corpo-de-prova cúbico executado no Laboratório.



Nesta primeira etapa, foram rompidos três corpos-de-prova de cada geometria, em temperatura ambiente, seguindo as especificações de norma. O resultado final é obtido através da média aritmética dos corpos-de-prova ensaiados.

4.2.2.1.4 Ensaio em concreto aquecido

Nestes ensaios, os corpos-de-prova de concreto foram submetidos a três diferentes temperaturas, com uma taxa de aquecimento constante de $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$. Com auxílio dos termopares localizados em pontos distintos, foi possível monitorar a distribuição de temperatura em todo o concreto, permitindo saber o tempo em que o núcleo do concreto alcançou a temperatura desejada, já que havia um termopar instalado no núcleo do corpo-de-prova, momento de término do ensaio.

Analisando os resultados dos ensaios teste com o forno, notou-se que o mesmo apresentava dificuldades em sair da inércia, ou seja, o começo do aquecimento, com a temperatura inicial do forno em torno de 30°C (temperatura ambiente) demorava mais que o previsto, em decorrência desta observação, optou-se por realizar um pré-aquecimento do forno antes da programação desejada, cuja programação começaria quando o forno atingisse 100°C .

No entanto, mesmo com o pré-aquecimento, após alguns ensaios, foi observada a ineficiência do forno em manter a mesma taxa de aquecimento para todas as

temperaturas, devido ao uso constante do forno, causando o desgaste das resistências do mesmo. Essas taxas serão mostradas nos resultados da pesquisa.

Para cada temperatura, nove corpos-de-prova foram inseridos no forno, com acréscimo de um corpo-de-prova, em cada ensaio, perfurado e com os termopares posicionados, como mostra a Figura 11 (4).

Figura 11 (4): Disposição dos corpos-de-prova no forno.

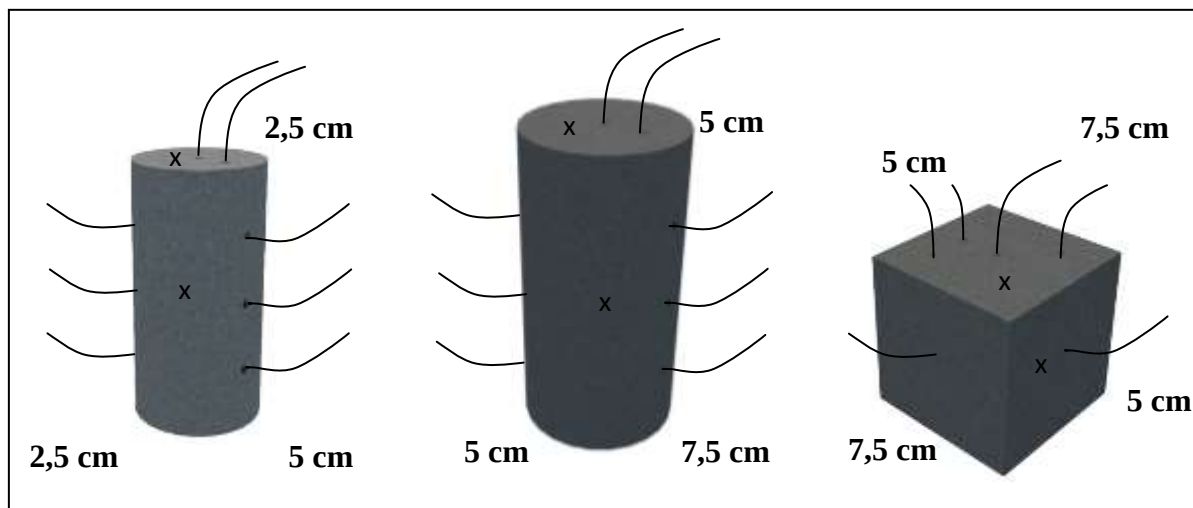


A distribuição de temperatura do concreto foi obtida através de termopares tipo K inseridos em diferentes pontos e profundidades do corpo-de-prova, com o auxílio dos equipamentos Spider-8 e Quantum-X, com a utilização do software Catman 4.5.

Para os modelos cilíndricos, sendo oito inseridos no corpo-de-prova (três em 5cm de profundidade e três a 2,5 cm de profundidade), dois na superfície do concreto (um na superfície lateral e um na superfície superior) e um solto no forno. Para o modelo cúbico foram utilizados nove termopares, sendo seis inseridos no corpo-de-prova (três à 7,5 cm de profundidade e três à 5 cm de profundidade), dois na superfície (um na superfície lateral e um na superfície superior) e um solto no forno, a distribuição

dos termopares está indicada na Figura 12 (4). Como forma de garantir a isolamento da temperatura em cada furo do concreto, chumaços de manta térmica foram utilizados no entorno dos termopares, livrando apenas a parte extrema do termopar, onde ficava em contato direto com o concreto, possibilitando assim uma medição sem interferências externas.

Figura 12 (4): Posicionamento dos termopares nos CP's cilíndricos e cúbico.



A seguir será exposta a distribuição de temperatura para as diferentes geometrias do concreto assim como para as três temperaturas ensaiadas.

- **Corpos-de-prova cilíndricos (10x20)cm**

A distribuição de temperatura para os corpos-de-prova cilíndricos (10x20)cm foi realizada em dois pontos da superfície e em oito pontos no interior do concreto conforme mostra a Figura 12 (4).

- **Corpos-de-prova cilíndricos (15x30)cm**

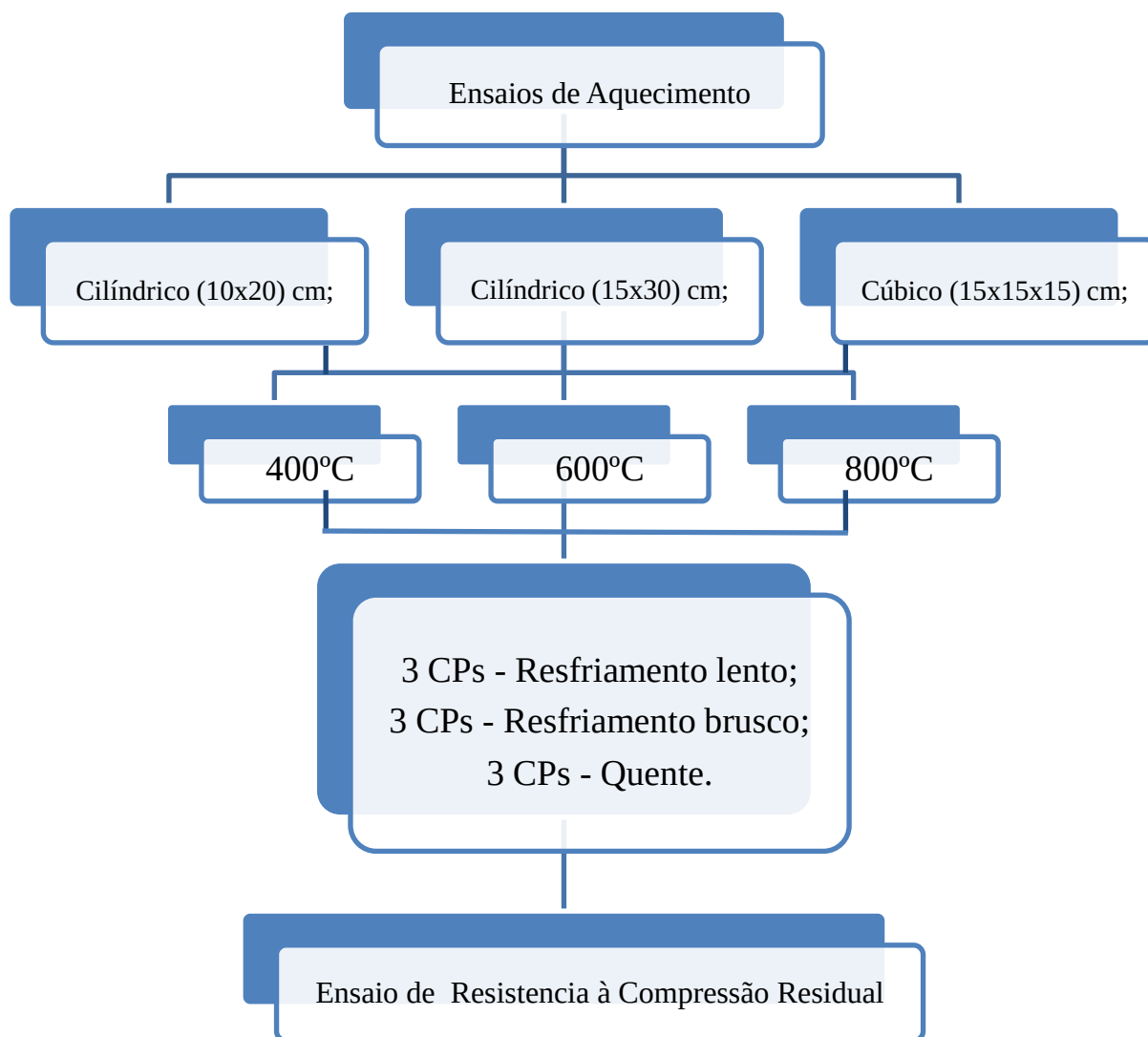
Assim como para os CP's (10x20)cm, a distribuição de temperatura para os corpos-de-prova cilíndricos (15x30)cm segue o mesmo padrão, com a medição das temperaturas em diferentes pontos da superfície e em oito pontos no interior do concreto, de acordo com a Figura 12 (4).

- **Corpos-de-prova cúbicos (15)cm**

A temperatura também foi monitorada para os CP's cúbicos (15)cm, com a distribuição de temperatura em seu interior como mostram a Figura 12 (4), com a

medição das temperaturas em diferentes pontos da superfície e em seis pontos no interior do concreto.

Figura 13 (4): Diagrama dos ensaios de aquecimento do concreto.



As temperaturas desejadas eram de 400, 600 e 800°C, foram usados nove corpos-de-prova em cada ensaio de aquecimento. Após a exposição a altas temperaturas o concreto foi submetido ao ensaio de resistência à compressão, para obter suas propriedades mecânicas residuais. Dos nove corpos-de-prova três foram submetidos ao resfriamento lento, três ao resfriamento brusco e três foram rompidos ainda quentes.

Estes procedimentos foram repetidos para cada temperatura, e para cada forma geométrica, como mostra o diagrama dos ensaios na Figura 13 (4).

Além da resistência à compressão residual, também foi verificado a ocorrência ou não de *spalling* e a influência da forma geométrica em contribuição a esse efeito. Assim como, análise visual, de coloração e fissuração do concreto, após a exposição às temperaturas desejadas. Também verifico-se do tipo de resfriamento que causou mais dano à resistência residual e a distribuição de temperatura no interior do concreto.

4.3 DESCRIÇÃO - ETAPA II

Na segunda etapa da pesquisa a metodologia constitui basicamente em analisar a resistência à compressão residual do concreto de alto desempenho sem (Traço II) e com a adição da fibra de polipropileno (Traço III) submetido a elevadas temperaturas, utilizando diferentes tipos de resfriamento, avaliando a eficiência da fibra na prevenção ao *spalling*, além de obter a distribuição de temperatura no interior do concreto.

4.3.1 Materiais – Etapa II

Os materiais usados nessa etapa foram:

- **Cimento:** CP V ARI – Cimento Portland de alta resistência inicial. Sua adoção foi feita pela peculiaridade de atingir altas resistências já nos primeiros dias da aplicação;
- **Agregado miúdo:** areia fina fornecida por Francisco Esmael da Silva – ME e coletada pela Supermix;
- **Agregado graúdo:** brita granítica zero, fornecida pela mineração João Câmara e coletada pela Supermix;
- **Água potável:** destinada ao consumo humano, fornecida pela Companhia de Água e Esgotos de Pernambuco (COMPESA);
- **Aditivo superplastificante:** MC-Powerflow 3100 – Aditivo líquido superplastificante e redutor de água para concreto;
- **Sílica ativa:** Adição de 8% de sílica ativa, em substituição do material cimentício, fornecida pela Ferbasa;

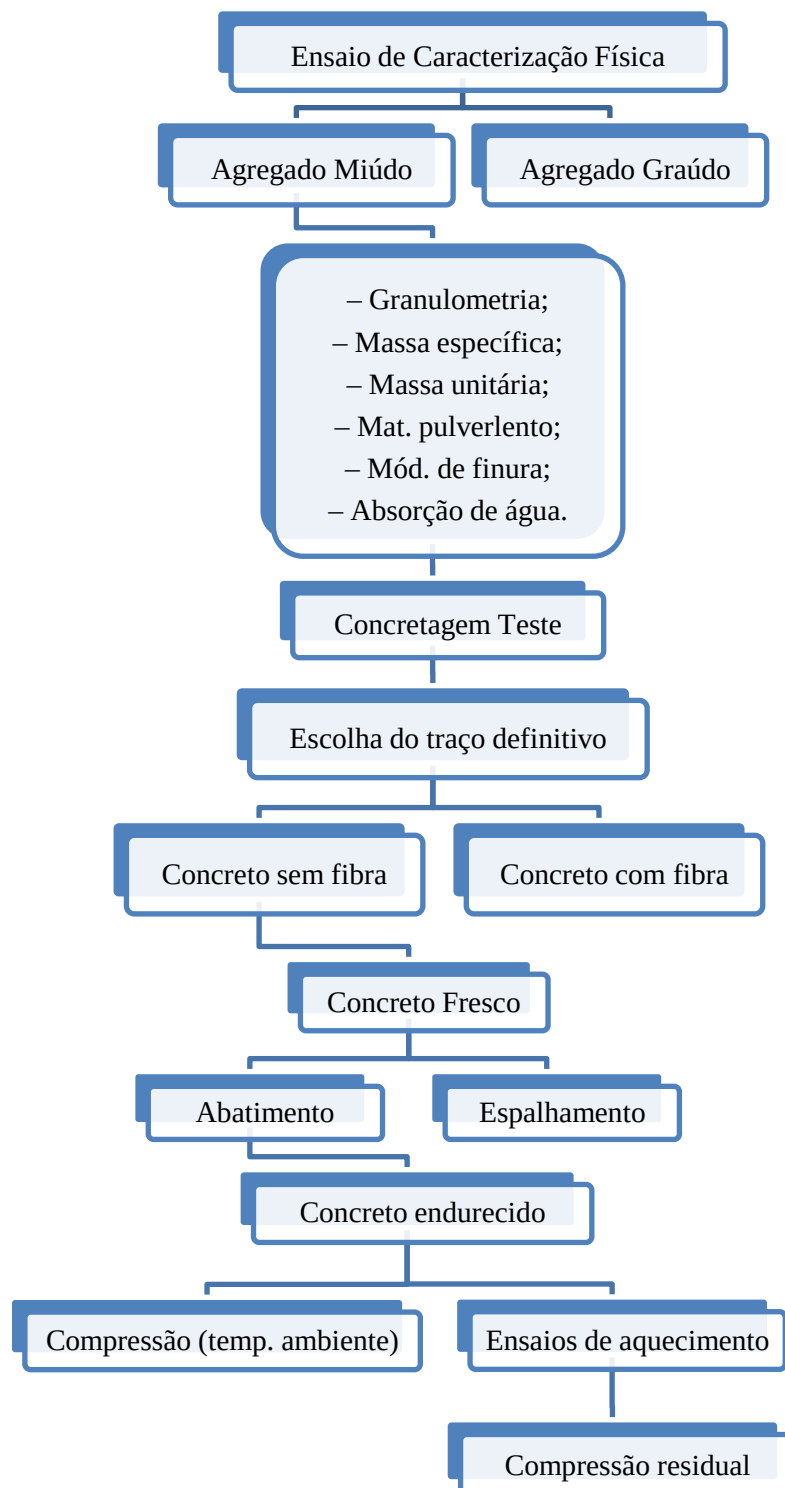
– **Fibra de polipropileno:** Monofilamentos de polipropileno de 12 mm de comprimento e 34 μm de diâmetro para concreto, fornecida pela Sika.

4.3.2 Métodos – Etapa II

Nesta etapa, os ensaios foram divididos em quatro fases, como mostra o fluxograma da Figura 14 (4), a primeira com ensaios de caracterização física, a segunda fase constitui na concretagem teste e escolha do traço, a terceira fase moldagem dos corpos-de-prova definitivos e ensaios no concreto fresco, a quarta e ultima fase composta pelos ensaios no concreto endurecido, em temperatura ambiente e após o aquecimento, bem como os ensaios de compressão residual.

Os ensaios de caracterização física dos materiais, bem como todo processo de fabricação do concreto, foram realizados no Laboratório da Tecomat Engenharia, o traço utilizado foi baseado em um traço utilizado anteriormente na Tecomat, porém, foi necessário algumas modificações para que o mesmo apresentasse uma resistência estimada de 100MPa. Para a realização do traço com fibras buscou-se introduzir o menor teor de fibra possível para que não interferisse, de forma considerável, na resistência à compressão como também na trabalhabilidade do concreto. No entanto, este teor teve que atender aos requisitos de combate ao efeito *spalling*, por isso, foi adotado o teor mínimo (1.500g/m³), empregado por NINCE (2006) em pesquisas anteriores, levando em consideração a proporção dos demais materiais, que se assemelha ao utilizado pela autora em questão.

Figura 14 (4): Diagrama dos ensaios realizados na Etapa II.



4.3.2.1 Ensaios

Os ensaios realizados estão listados abaixo.

4.3.2.1.1 *Escolha do traço*

Diante do traço preliminar, cedido pela Tecomat Engenharia, foram moldados dez corpos-de-prova sem fibra e dez corpos-de-prova com fibra de polipropileno, fabricados para os testes de compressão e de aquecimento, a fim de verificar a resistência alcançada aos 28 dias, como também a eficiência do teor de fibra incorporado após os ensaios de aquecimento.

Aos 28 dias de cura, os corpos-de-prova foram ensaiados à compressão em temperatura ambiente e submetidos aos ensaios de aquecimento. Após os ensaios, a resistência obtida ficou abaixo do esperado, sendo necessário mais uma gama de testes. No intuito de aumentar a resistência, optou-se em reduzir a relação água/cimento de 0,24 para 0,22, seguindo os mesmos procedimentos dos testes iniciais. O resultado obtido com o segundo teste atendeu as expectativas de resistências, sendo tomado como definitivo.

4.3.2.1.2 *Mistura, moldagem, armazenamento e cura*

O concreto foi produzido no Laboratório da Tecomat Engenharia. O trabalho de mistura foi realizado em uma betoneira de 250 litros de capacidade. Cada betonada correspondia à produção de 10 corpos-de-prova cilíndricos (10x20) cm. A proporção da mistura do Traço II e do Traço III encontram-se ilustrados na Tabela 1. Todos os materiais foram inseridos na betoneira e misturados por cerca de 15-17 min., tempo necessário para que o concreto apresentasse trabalhabilidade adequada, visto o baixo valor da relação a/c, como mostra as Figuras 15 (4) e 16 (4).

Figura 15 (4): Início do processo de mistura dos materiais constituintes do concreto.



Figura 16 (4): Fim do procedimento de mistura do concreto.



O concreto apresentou características autoadensais, como: trabalhabilidade elevada e espalhamento; 24h após a moldagem e devidamente identificados, os corpos-de-prova foram levados à cura úmida. Quinze dias depois da moldagem, o concreto foi retificado e encaminhado para o Laboratório de estruturas da UFPE, onde permaneceram em câmara úmida até completar 28 dias de cura.

4.3.2.1.3 Ensaios no concreto fresco

É importante para verificar a trabalhabilidade do concreto em seu estado plástico, buscando medir sua consistência e avaliar se está adequado para o uso ao qual se destina. Pois sua consistência interfere diretamente na execução de peças e preenchimento de fôrmas; quanto mais moldável, mais economia com reparos em ninhos de concretagem.

Para a caracterização do concreto no seu estado fresco serão executados os seguintes procedimentos:

- – Ensaio de abatimento do tronco de cone (ABNT NBR NM 67: 1998);
- – Ensaio de espalhamento (ABNT NBR 15823-2: 2010).

A consistência do concreto foi medida através do abatimento do tronco-de-cone, como mostra as Figuras 17 (4), 18 (4) e 19(4), segundo o método da ABNT NBR NM 67: 1998. O qual não foi satisfatório, já que o concreto apresentou características autoadensáveis de acordo com a norma da ABNT NBR 15823: 2010, com isso, o concreto foi submetido ao ensaio de Determinação do espalhamento (Slump-flow), seguindo as orientações da ABNT NBR 15823-2: 2010.

Após os testes preliminares e diante do resultado esperado, foram moldados os corpos-de-prova definitivos, sendo cinquenta corpos-de-prova sem fibra (Traço II) e cinquenta corpos-de-prova com fibra de polipropileno (Traço III), com as proporções de materiais, como mostra a Tabela 7 (4).

Tabela 7 (4): Composição do traço utilizado na Etapa II.

Materiais	Consumo (Kg/m³)
Cimento	751,82
Sílica Ativa	65,38
Areia	271,60
Brita	372,10
Aditivo	14,71
Água	165,40
Fibra de Polipropileno	1,50

Figura 17 (4): determinação da consistência pelo método do tronco-de-cone.



Figura 18 (4): Apresentação de características autoadensáveis.



Figura 19 (4): Determinação do espalhamento.



Assim como na Etapa I, nesta fase, o Traço II e Traço III foram submetidos a ensaios iniciais de absorção, para verificação do teor de umidade e ensaio de resistência à compressão em temperatura ambiente, realizados 28 dias após a data de moldagem.

4.3.2.1.4 Ensaios no concreto endurecido

Para a caracterização do concreto em seu estado endurecido foi avaliada a resistência à compressão, que é a propriedade mais importante no estudo do concreto. No entanto, os ensaios de absorção e de aquecimento também foram realizados.

4.3.2.1.4.1 Ensaio de Absorção

Ensaio realizado para os Traços II e Traços III, de acordo com o mesmo procedimento adotado na etapa anterior, porém com a duração prevista em norma, de apenas 24h de imersão.

4.3.2.1.4.2 Ensaio de resistência à compressão

Utilizando o mesmo procedimento da Etapa I, três corpos-de-prova de cada espécie de concreto foram submetidos ao ensaio, obtendo como resultado a média aritmética dos corpos-de-prova de cada um dos dois tipos de concreto ensaiados.

4.3.2.1.5 Ensaio em concreto aquecido

Utilizando a metodologia da etapa anterior, os corpos-de-prova do Traço II e Traço III foram ensaiados às temperaturas de 400, 600 e 800°C. No entanto, para os corpos-de-prova com fibra, a taxa de aquecimento de 10°C/min foi mantida, tendo em vista a variação causada pelo forno utilizado, a qual será melhor explicada no capítulo de resultados desta pesquisa.

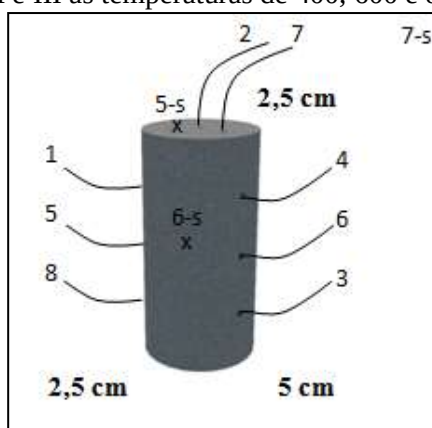
Para o Traço II, foram feitos teste com diferentes taxas de aquecimento, até chegar à taxa de aquecimento limite para a ocorrência de *spalling*. Para isso, foram testadas as taxa de 10°C/min, 7°C/min e 3°C/min, em todos os testes houve a ocorrência de *spalling*. Diante dos resultados e com a necessidade de ensaios para determinação da resistência à compressão residual, foi acordado a diminuição da taxa de aquecimento para 1°C/min. No intuito de eliminar os riscos de *spalling* nos corpos-de-prova.

Os demais procedimentos utilizados foram semelhantes ao utilizado na Etapa anterior. Onde um corpo-de-prova para cada ensaio foi perfurado para o posicionamento dos termopares, mantendo o uso da manta térmica.

Manteve-se também, as mesmas temperaturas e os mesmos tipos de resfriamentos adotados anteriormente.

Manteve-se também o mesmo posicionamento dos termopares dos CP's cilíndricos (10x20)cm da Etapa anterior, como mostra a Figura 20 (4).

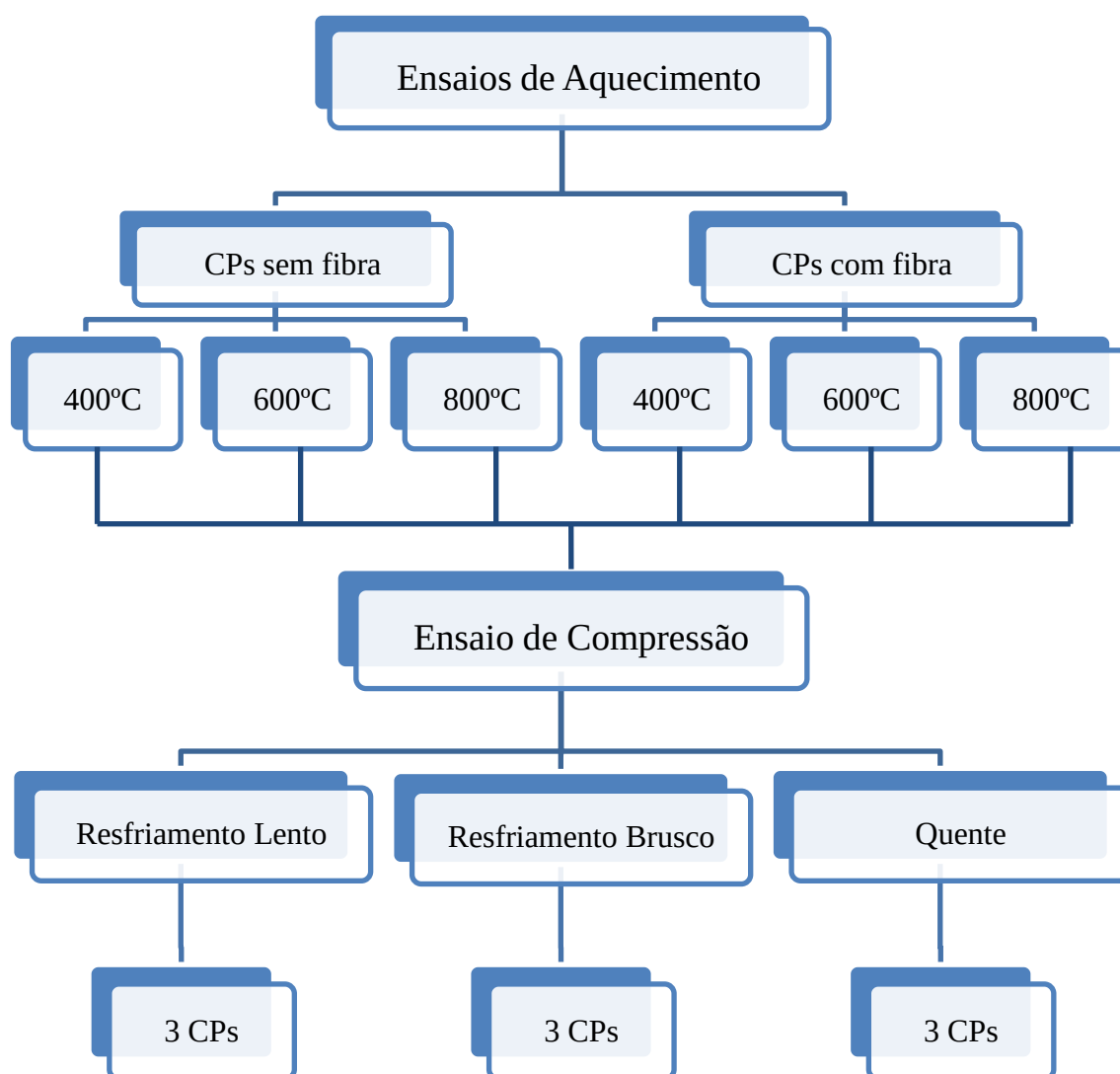
Figura 20 (4): Demonstração do posicionamento dos termopares para os ensaios de aquecimento dos Traços II e III às temperaturas de 400, 600 e 800°C.



Após os ensaios de aquecimento e de compressão foram realizadas algumas observações, como: eficiência das fibras de polipropileno no combate ao efeito *spalling*, a influência do tipo de resfriamento na capacidade de suporte do concreto, além de análise visual de coloração e fissuração da superfície do concreto. Como dito anteriormente, para os ensaios de aquecimento, utilizou-se taxas de aquecimento distintas entre os dois tipos de concreto, sendo mantida a taxa de 10°C/min para o concreto com fibra e uma nova taxa de 1°C/min para o concreto sem fibra, já que o mesmo apresentou o efeito *spalling* nos testes preliminares, ocorrendo perda total de material em taxa superiores, o que impossibilitaria a realização dos ensaios de resistência à compressão residual.

A Figura 21 (4) mostra o diagrama de ensaios para esta Etapa.

Figura 21 (4): Diagrama da fase de aquecimento – Etapa-II.



5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste Capítulo encontram-se os resultados e discussões da pesquisa realizada. A sequência de apresentação segue a ordem: resultados dos ensaios realizados na Etapa I, que são: ensaios no concreto endurecido e ensaios de aquecimento do concreto; E os resultados obtidos na Etapa II, para os ensaios no concreto, têm-se os ensaios no concreto fresco e no concreto endurecido, além dos ensaios de aquecimento do concreto.

5.1 RESULTADOS – ETAPA I

Os resultados dos ensaios realizados nesta etapa estão dispostos abaixo.

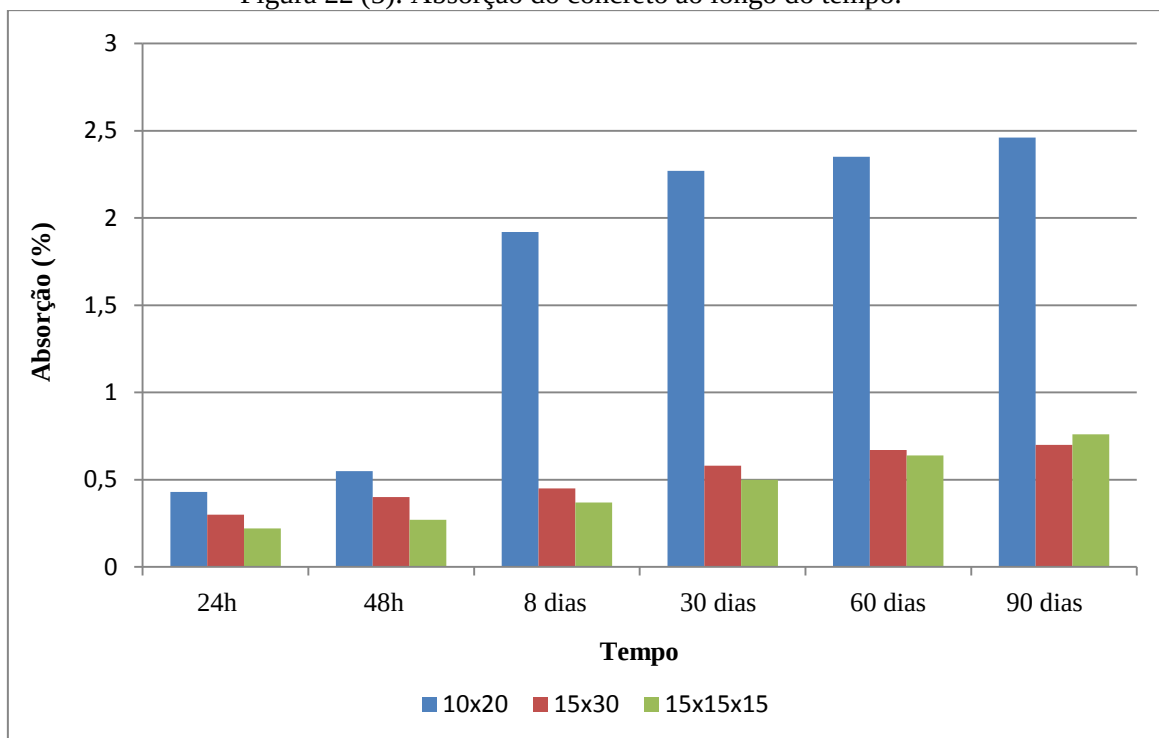
5.2 ENSAIO DE ABSORÇÃO

A metodologia inicial para este ensaio era de obter diferentes teores de absorção para o concreto, no entanto, observou-se a dificuldade dos CP's adquirirem umidade, então submetemos todos os corpos-de-prova a 90 dias de imersão. Já que o objetivo era que eles chegassem a, pelo menos, 3% de umidade. A Figura 22 (5) mostra a evolução da absorção dos três tipos concretos ao longo do tempo.

Diante dos valores ilustrados no Figura 21, observa-se que o objetivo de atingir 3% de umidade não foi alcançado. Uma explicação é a alta densidade do concreto, a qual não permite uma absorção significativa.

Após os 90 dias de imersão, os demais ensaios foram iniciados.

Figura 22 (5): Absorção do concreto ao longo do tempo.

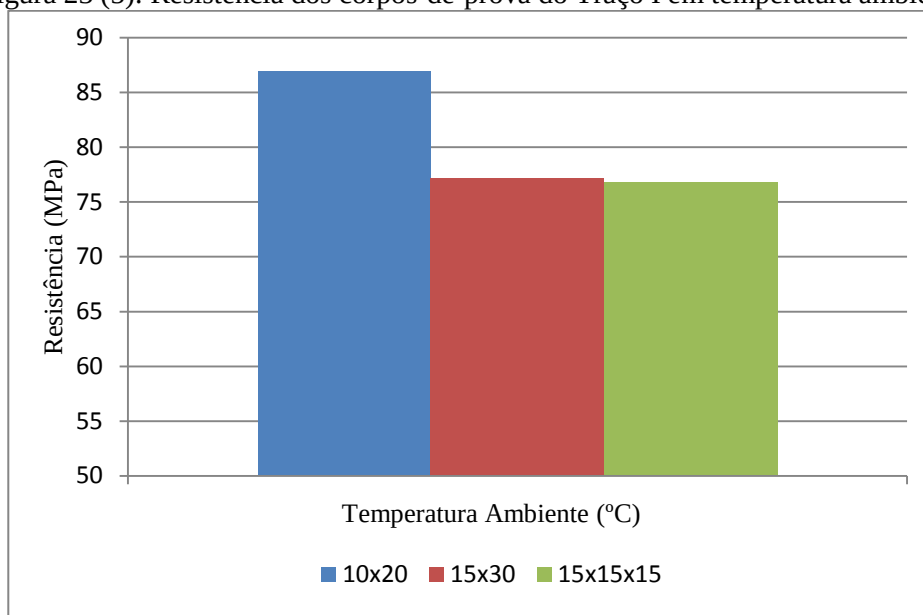


Os corpos-de-prova submetidos ao ensaio à compressão em temperatura ambiente apresentaram, em sua maioria, ruptura com processo de fissuração paralela ao campo de tensões de compressão aplicado ao corpo-de-prova, resultando em microfissuração generalizada que ocorria nas imediações da ruptura. Esta orientação do estado de fissuração, desenvolvido nos CP's ensaiados, faz com que se classifiquem as rupturas destes corpos-de-prova como do tipo colunar.

Observa-se, a partir da Figura 23 (5) que a resistência à compressão dos corpos-de-prova, com diferentes geometrias, alcançou valores superiores para os CP's (10x20) cm, e para as demais formas, chegaram praticamente aos mesmos valores.

De acordo com ARAÚJO (2001), sabe-se que, ao reduzir a altura do corpo de prova, ocorre um aumento da resistência à compressão. Esse aumento de resistência decorre do impedimento à deformação transversal, causado pelas placas de aço da máquina de ensaio. Entretanto, esse efeito é pequeno quando a relação altura/diâmetro do corpo de prova é superior a 2.

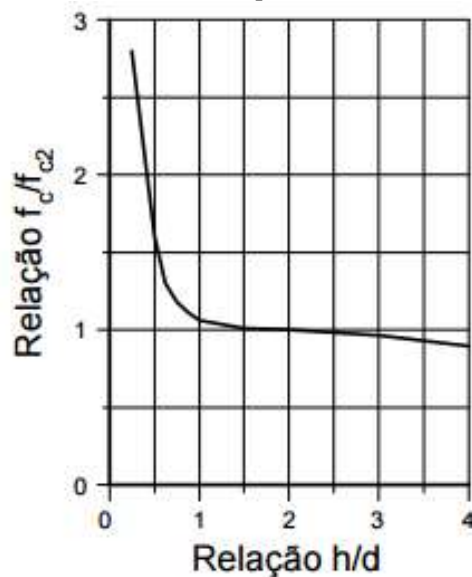
Figura 23 (5): Resistência dos corpos-de-prova do Traço I em temperatura ambiente.



A Figura 24 (5) mostra a variação da resistência à compressão, f_c , com a relação h/d adotadas para o corpo de prova cilíndrico. Nessa figura, f_{c2} representa a resistência obtida em um corpo de prova com relação altura/diâmetro $h/d = 2$.

Quanto aos CP's cúbicos, HAMASSAKI e SANTOS (2013), discorrem que as resistências em cubos são maiores do que as obtidas em cilindros ($h/d=2$), uma das justificativas seria a maior influência do atrito das placas da prensa no cubo por causa da menor relação h/d que é cerca de 0,9 (considerando-se a aresta como a altura h e o diâmetro equivalente à superfície de um lado do cubo). Quanto menor a relação h/d , maior será o valor de resistência à compressão.

Figura 24 (5): Variação da resistência à compressão com as dimensões do corpo-de-prova.



(Fonte: CEB/90 apud Araújo, 2001)

O CEB/90 apud ARAÚJO, 2001 apresenta os valores da Tabela 8 (5), que relacionam as resistências características obtidas em corpos-de-prova cilíndricos e cúbicos.

Tabela 8 (5): Valores da resistência característica (MPa).

Classe	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
$f_{ck,cil}$	12	20	30	40	50	60	70	80
$f_{ck,cub}$	15	25	37	50	60	70	80	90

Fonte: CEB/90 apud Araujo, 2001

No entanto, os valores obtidos na pesquisa não seguem essa conclusão; uma das causas prováveis para esta diferença pode, talvez, ser justificada na moldagem do concreto, uma vez que, as formas utilizadas eram de madeira, isso pode ter causado a perda de água de hidratação do cimento não havendo água suficiente para realizar todas as reações químicas necessárias. Esta conclusão ainda carece de maior estudo.

5.3 ENSAIOS DE AQUECIMENTO

Os resultados para os ensaios de aquecimento obedecem a seguinte ordem: corpos de prova cilíndricos (10x20)cm, cilíndricos (15x30) e cúbicos (15) cm.

5.4 CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS (10X20) CM

Para os CP's cilíndricos (10x20) cm, foram obtidos os valores que seguem na Tabela 9 (5), a qual mostra os valores de resistência à compressão após a exposição as três diferentes temperaturas, como também os diferentes regimes de resfriamento.

Tabela 9 (5): Resultados dos ensaios de aquecimento - CP's (10x20) cm

Quente				
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
2,24	400	68,82	79,15	0,79
2,1	600	24,49	28,16	0,28
2,31	800	8,99	10,34	0,10
Brusco				
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
2,46	400	35,02	40,28	0,40
2,27	600	12,47	14,24	0,14
2,4	800	5,17	5,94	0,06
Lento				
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
2,17	400	53,24	61,23	0,61
2,3	600	25,56	29,39	0,29
2,32	800	12,88	14,81	0,15

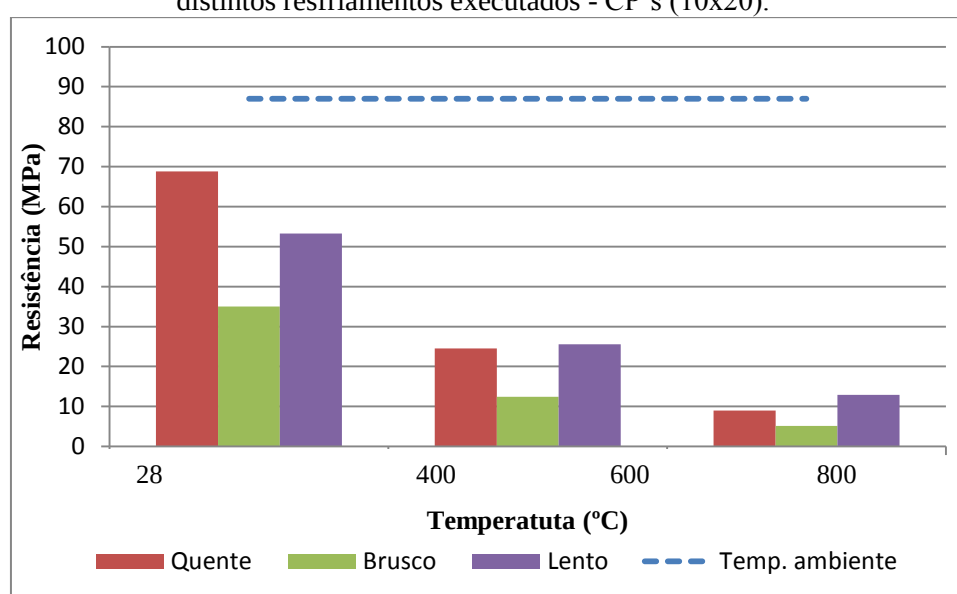
De acordo com a literatura, sabe-se que a partir dos 300°C a resistência do concreto começa a decair pelo aumento das tensões internas, que acontecem devido as diferentes taxas de expansão e contração entre os agregados e a pasta de cimento. Porém esse decréscimo não é tão eminente na perda de resistência. A Figura 25 (5) mostra que aos 400°C as resistências dos CP's não sofreram grandes reduções, mantendo 60% de sua resistência em temperatura ambiente, exceto os CP's que foram submetidos ao resfriamento brusco, neles observa-se uma elevada perda de resistência, ficando com apenas 40% de sua capacidade de suporte à 400°C, mantendo o desgaste excessivo para as demais temperaturas.

Após os 600°C, a resistência dos corpos-de-prova cai drasticamente, isso se deve a desidratação do concreto pela evaporação da água livre e absorção de parte dela para as transformações químicas que começam a ocorrer com o concreto. Uma delas é a transformação do C-S-H em outros silicatos que apresentam uma estrutura cristalina mais frágil. Outra transformação é a mudança de fase do quartzo, que passa da fase α

para a fase β acima aos 573°C. Acima dos 400°C há um aumento no tamanho e na quantidade de poros da estrutura, provenientes da evaporação da água capilar, o que favorece ainda mais na queda de resistência mecânica do concreto (NINCE, 2006).

De um modo geral, ver-se na Tabela 9 (5) que com o aumento da temperatura e o uso do resfriamento brusco a degradação do concreto é eminente, observa-se que a 800°C a resistência do concreto é menos de 6% da resistência do mesmo concreto em temperatura ambiente.

Figura 25 (5): Resistência à compressão às temperaturas 28°C, 400°C, 600°C e 800°C dos distintos resfriamentos executados - CP's (10x20).



5.5 CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS (15X30) CM

Assim como os resultados obtidos para os CP's de (10x20) cm, o concreto de (15x30) cm também seguiu o esperado. A Figura 26 (5) ilustra os valores das resistências à compressão encontradas nos ensaios.

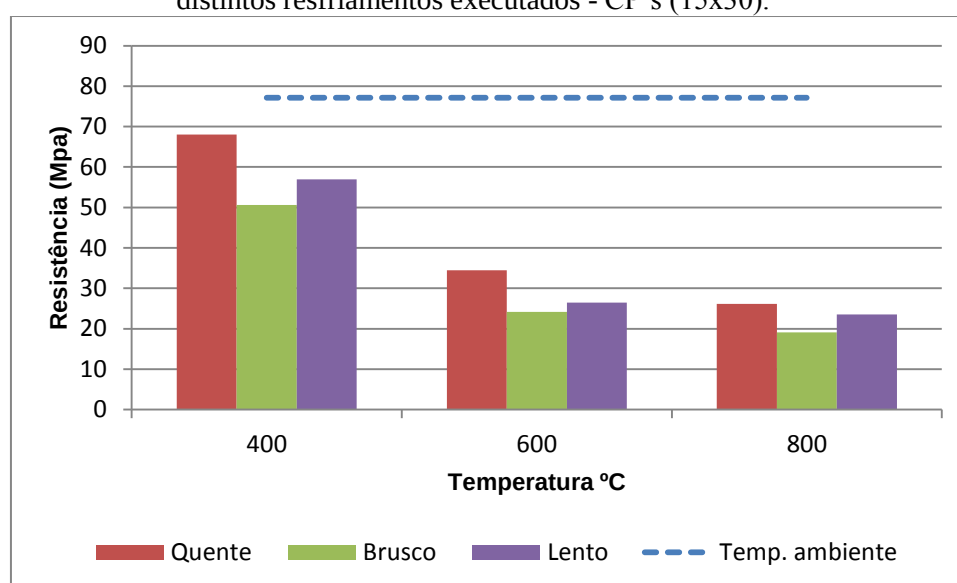
Os corpos-de-prova (15x30) cm obtiveram os resultados mostrados na Tabela10 (6).

Tabela 10 (5): Resultados dos ensaios de aquecimento - CP's (15x30)cm

	Quente			
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
0,7	400	68,02	88,19	0,88
0,73	600	34,46	44,67	0,45
0,69	800	26,17	33,93	0,34
	Brusco			
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
0,67	400	50,65	65,67	0,66
0,71	600	24,16	31,33	0,31
0,75	800	19,11	24,77	0,25
	Lento			
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
0,68	400	56,96	73,85	0,74
0,75	600	26,48	34,33	0,34
0,72	800	23,56	30,55	0,31

A queda de resistência para esta geometria foi menor que a constatada para os CP's (10x20)cm, o que difere no comentado para os ensaios em temperatura ambiente. Neste caso, a resistência residual do concreto manteve-se superior ao encontrado para os CP's de menor dimensão. Uma das justificativas para o fato é o teor de umidade, onde, os CP's (15x30) cm obtiveram uma absorção de 69% a menos que o valor alcançado pelos CP's de (10x20), com isso, a evaporação de água absorvida causou menores danos ao concreto, resultando em menos poros à estrutura.

Figura 26 (5): Resistência à compressão às temperaturas 28°C, 400°C, 600°C e 800°C dos distintos resfriamentos executados - CP's (15x30).



Outra justificativa para o ocorrido é a maior dimensão do CP (15x30)cm em relação ao CP (10x20)cm, no qual o próprio concreto funciona como isolante térmico, diminuindo a perda de resistência devido o aumento da temperatura, como citado no capítulo anterior.

Na Figura 26 (5) também observa-se que o resfriamento brusco é o mais danoso à estrutura, assim como ocorreu para o concreto de dimensão (10x20)cm.

5.6 CORPOS DE PROVA CÚBICOS (15) CM

A Tabela 11 (5) contém os resultados dos ensaios nos corpos-de-prova cúbicos (15)cm.

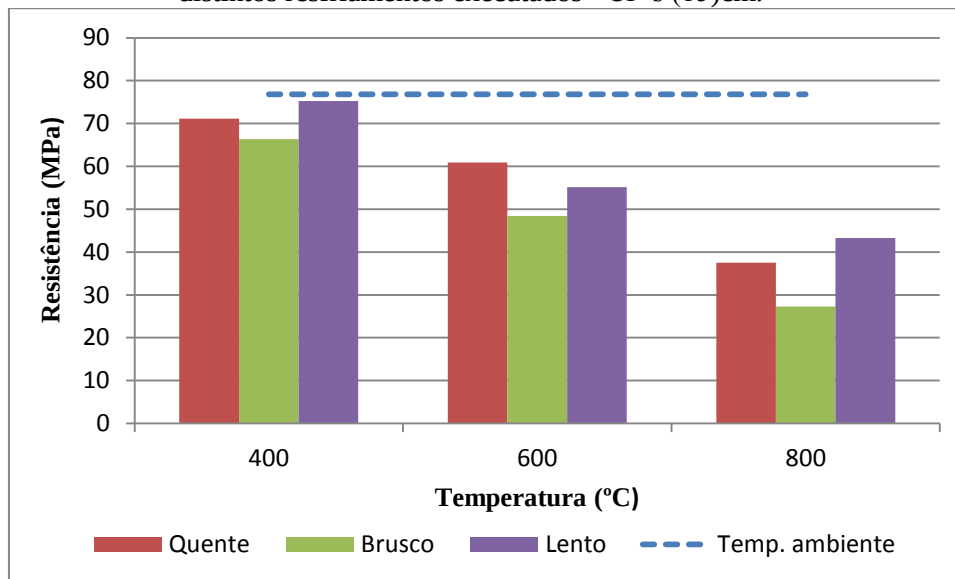
Observa-se que os corpos-de-prova cúbicos, apresentaram valores superiores aos encontrados para as demais geometrias, o que confirma o estabelecido pelo CEB/90, mantendo a correlação mostrada na Tabela 11 (5) não só para os valores em temperatura ambiente, como também para as demais temperaturas ensaiadas.

Tabela 11 (5): Resultados dos ensaios de aquecimento - CP's (15x15x15) cm

Quente				
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
0,74	400	71,15	92,64	0,93
0,78	600	60,88	79,27	0,79
0,75	800	37,49	48,81	0,49
Brusco				
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
0,77	400	66,37	86,42	0,86
0,73	600	48,42	63,04	0,63
0,76	800	27,26	35,05	0,35
Lento				
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
0,73	400	75,22	97,94	0,98
0,74	600	55,14	71,8	0,72
0,74	800	43,26	56,33	0,56

A Figura 27 (5) apresenta, de forma ilustrativa, os valores contidos na Tabela 11 (5) acima.

Figura 27 (5): Resistência à compressão às temperaturas 28°C, 400°C, 600°C e 800°C dos distintos resfriamentos executados - CP's (15)cm.



Para estes corpos-de-prova, o resfriamento lento, mostrou-se mais vantajoso para as temperaturas de 400°C e 800°C, o que difere dos resultados obtidos para as demais geometrias estudadas. No entanto, o resfriamento brusco continua sendo o mais prejudicial à capacidade de suporte da estrutura.

Nestes CP's, assim como os CP's cilíndricos (15x30)cm, o teor de umidade encontrado foi bastante inferior ao encontrado para os CP's de (10x20)cm, fator que, além da geometria, também favoreceu para uma menor perda de resistência mecânica do concreto, assim como a dimensão da peça.

5.7 SPALLING E ANÁLISE VISUAL

Como dito anteriormente, no Capítulo III, os corpos-de-prova do Traço I, estavam com aproximadamente, 365 dias da data da moldagem quando os ensaios foram iniciados. Diante do tempo de fabricação do concreto, observou-se que os mesmos estavam totalmente secos, ou seja, com teor de umidade nulo. Esta observação foi justificada pelo ensaio em estufa das amostras. Como objetivo inicial, a metodologia consistiria em obter diferentes teores de umidade para distintos grupos de concreto, a fim de avaliar quão seguro é o concreto em um eventual caso de incêndio na estrutura, validando os resultados experimentais encontrados por outros autores. No entanto, a

compacidade do concreto disponível dificultou a absorção do concreto, não sendo alcançado nem o primeiro teor de umidade estipulado. Para dar continuidade a pesquisa, optou-se por postergar o tempo do ensaio de absorção para 90 dias, obtendo o máximo de umidade possível.

Utilizando o mesmo concreto, com o mesmo tempo de absorção, em diferentes geometrias (cilíndricas (10x20)cm e (15x30) cm e cúbica (15) cm), submetendo-os a três diferentes temperaturas, 400°C, 600°C e 800°C, apenas dois corpos-de-prova de (15x30)cm apresentaram *spalling*, ou seja, menos de 2% dos CP's.

O *spalling* foi classificado como explosivo, devido ao alto estouro escutado, e pela deformação parcial da peça, constada ao término do ensaio, quando se abriu a porta do forno, conforme mostra a Figura 28 (5).

Os *spallings* foram observados às temperaturas de 600°C e 800°C, não havendo incidência desse efeito à temperatura de 400°C ou em qualquer temperatura das outras geometrias estudadas.

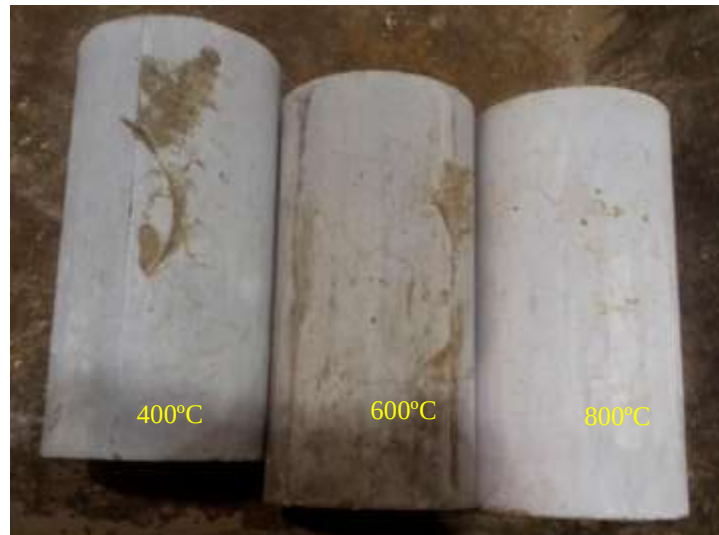
Para os demais corpos-de-prova, foi realizada uma análise visual, sendo constadas apenas fissurações, que aumentam em número e tamanho devido ao acréscimo de temperatura e, conseqüentemente, o tempo de exposição.

Figura 28 (5): Corpos-de-prova (15x30)cm submetidos à 600°C.



A Figura 29 (5) representa os corpos de provas cilíndricos (10x20) cm após a exposição às temperaturas de 400°C, 600°C e 800°C.

Figura 29 (5): CP's (10x20) cm após exposição a altas temperaturas.



Os corpos de prova cilíndricos (15x30)cm estão ilustrados na Figura 30, assim como os CP's (15)cm, estão ilustrados na Figura 31 (5).

Figura 30 (5): CP's (15x30) cm após exposição a altas temperaturas.

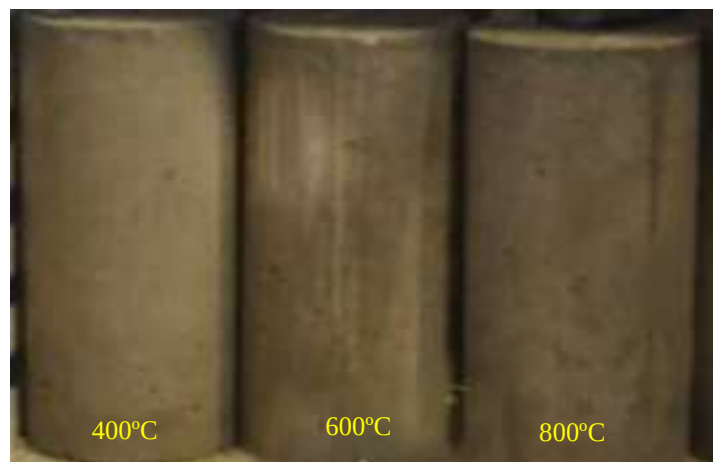


Figura 31 (5): CP's (15)cm após exposição a altas temperaturas.



5.8 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

A seguir será feita uma comparação dos resultados, que levarão em consideração as geometrias estudadas, a distribuição de temperatura, a taxa de aquecimento, as temperaturas ensaiadas e os tipos de resfriamento, assim como as resistências à compressão residual.

5.8.1 Comparativo entre geometria e temperatura

A análise dos corpos-de-prova com diferentes geometrias, submetidos às elevadas temperaturas de 400, 600 e 800°C, está disposta abaixo, onde é relacionada a temperatura e as características geométricas com os diferentes tipos de resfriamentos.

Inicialmente, as Tabelas 12 (5), 13 (5) e 14 (5) mostram os valores da taxa de aquecimento para as variadas geometrias. Nela há uma melhor observação da variação entre a taxa do forno e a taxa de aquecimento no interior do concreto.

Tabela 12 (5): Taxa de aquecimento dos CP's (10x20)cm

10x20 Temperatura (°C)	Taxa de Aquecimento (°C/min)				Tempo de Exposição (min)	H (%)	Lascamento
	Forno	Superfície	Intermediário	Núcleo			
0-400	10,29	5,23	5,64	5,20	80,10	2,29	Sem ocorrência
400	0,99	1,41	1,99	2,84			
0-600	4,22	3,50	3,57	3,54	180,00	2,22	Sem ocorrência
600	0,55	2,45	1,77	1,39			
0-800	3,06	3,48	3,87	3,80	220,00	2,34	Sem ocorrência
800	0,78	1,21	1,21	1,70			

Tabela 13 (5): Taxa de aquecimento dos CP's (15x30)cm

15x30 Temperatura (°C)	Taxa de Aquecimento (°C/min)				Tempo de Exposição (min)	H (%)	Lascamento
	Forno	Superfície	Intermediário	Núcleo			
0-400	6,39	3,22	2,00	1,80	180,00	0,68	Sem ocorrência
400	0,51	0,32	2,18	2,30			
0-600	1,76	2,04	1,34	1,50	380,00	0,73	01 ocorrência
600	0,06	0,15	1,38	1,38			
0-800	2,45	2,73	2,31	2,20	380,00	0,72	01 ocorrência
800	0,32	0,52	2,13	2,28			

Tabela 14 (5): Taxa de aquecimento dos CP's (15)cm

15x15x15 Temperatura (°C)	Taxa de Aquecimento (°C/min)					Tempo de Exposição (min)	H (%)	Lascamento
	Forno	Superfície	Vértice	Intermediário	Núcleo			
0-400	9,11	4,06	2,57	1,62	1,74	180,00	0,75	Sem ocorrência
400	0,37	0,26	0,94	2,34	2,39			
0-600	5,98	2,34	2,90	2,68	2,49	260,00	0,75	Sem ocorrência
600	0,15	0,54	0,93	1,31	1,53			
0-800	4,86	3,29	2,72	2,53	2,53	300,00	0,75	Sem ocorrência
800	0,21	0,56	2,23	2,88	3,11			

Abaixo serão mostradas as Figuras que ilustram a distribuição de temperatura das diferentes geometrias dos corpos-de-prova, submetidos às temperaturas de 400, 600 e 800°C. Os dados são referentes aos termopares localizados na camada central, como descrito no Capítulo III. Neles, observam-se três fases distintas: a primeira, contendo o aumento da temperatura até o valor requerido para o ensaio; a segunda, onde a temperatura do forno é mantida até que o núcleo a alcance; e a terceira fase, que mostra o resfriamento do corpo-de-prova.

As Figuras 32 (5), 33 (5) e 34 (5), mostram a distribuição de temperatura no CP (10x20)cm submetido a 400, 600 e 800°C, respectivamente.

Figura 32 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (10x20)cm à 400°C.

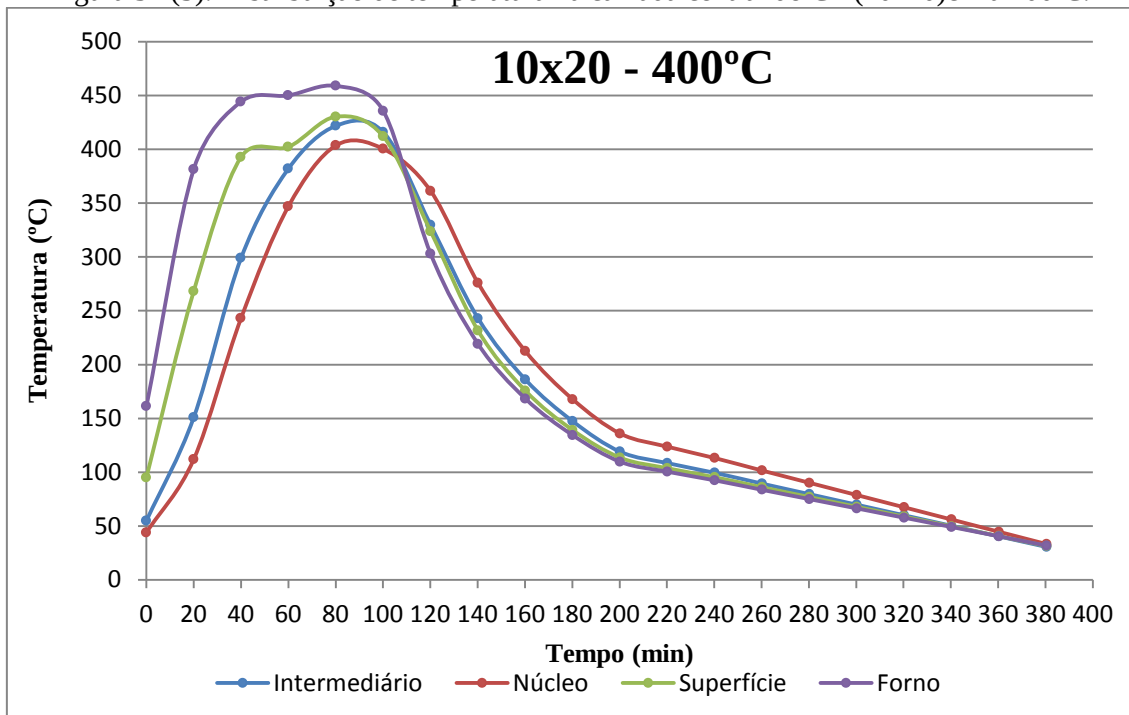


Figura 33 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (10x20)cm à 600°C.

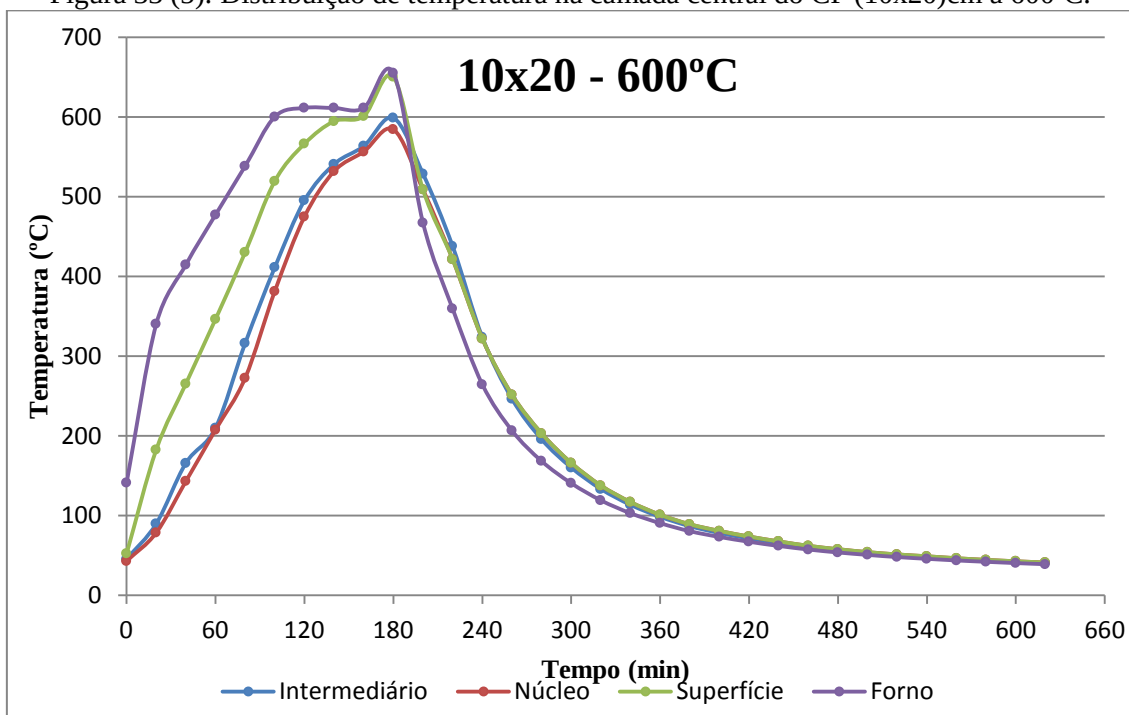
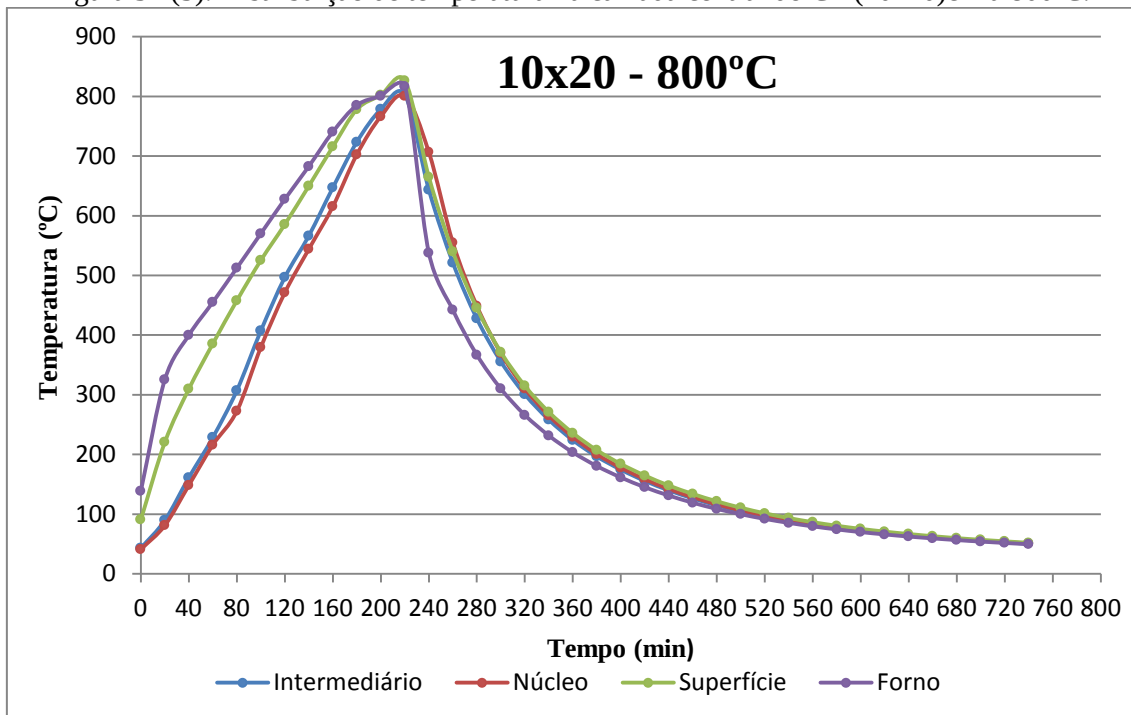


Figura 34 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (10x20)cm à 800°C.



Seguem abaixo as Figuras 35 (5), 36 (5) e 36 (5) referentes à distribuição de temperatura no CP (15x30)cm submetido a 400, 600 e 800°C, respectivamente.

Figura 35 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15x30)cm à 400°C.

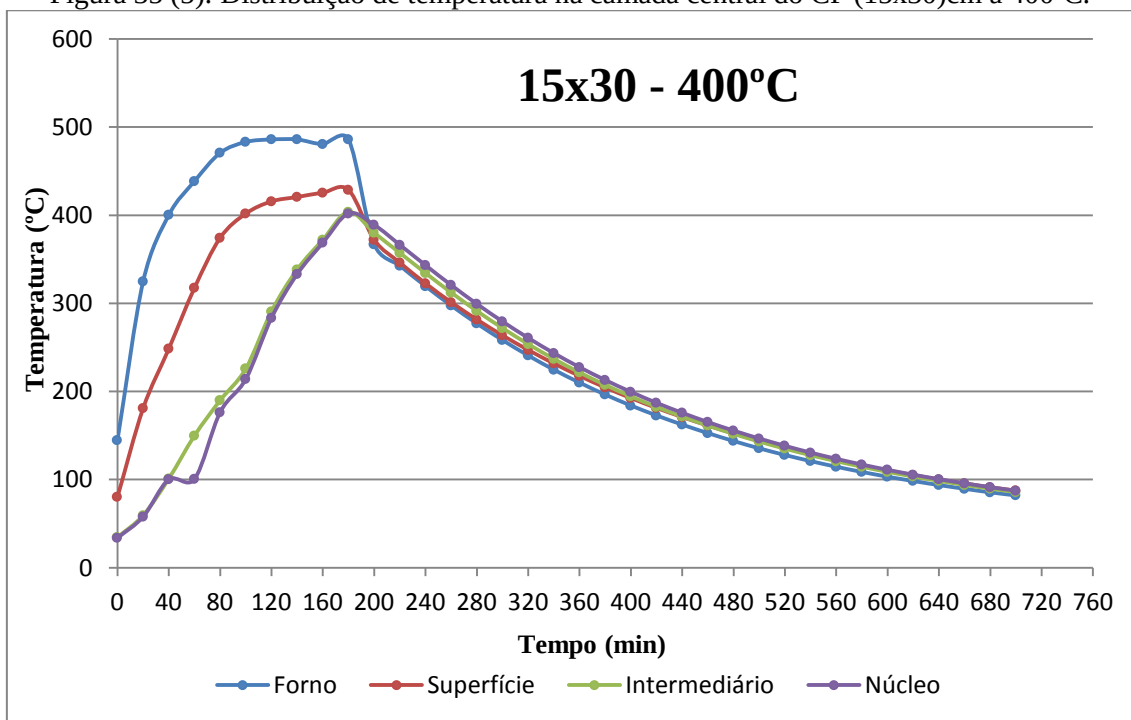


Figura 36 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15x30)cm à 600°C.

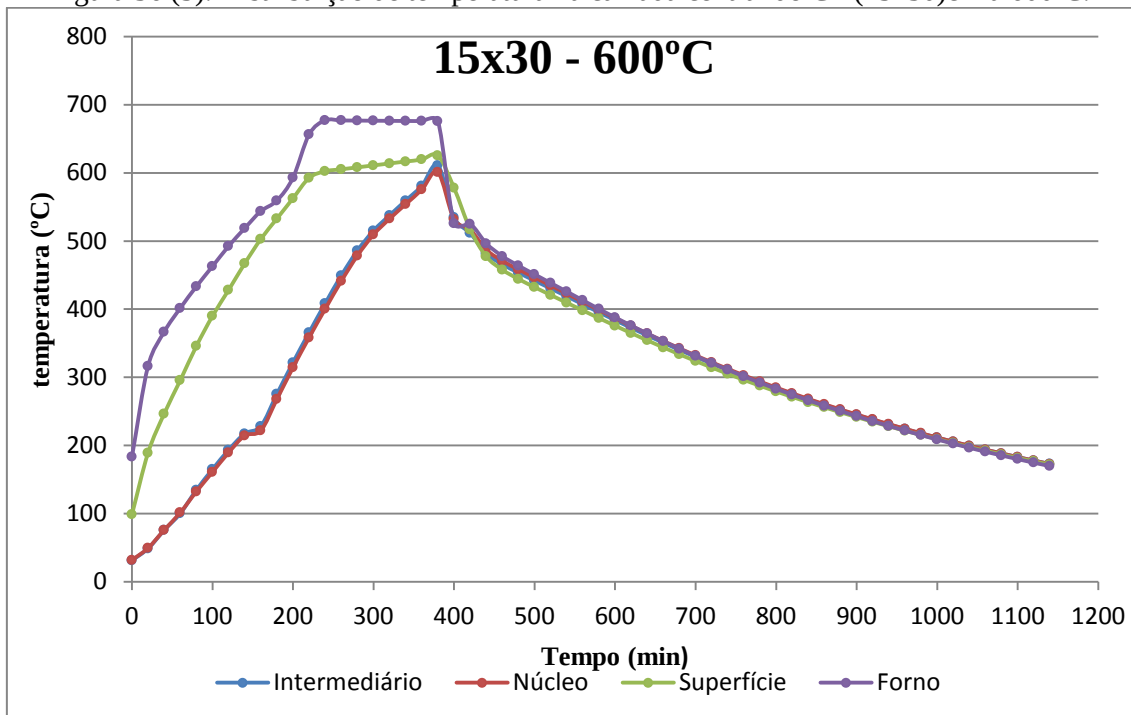
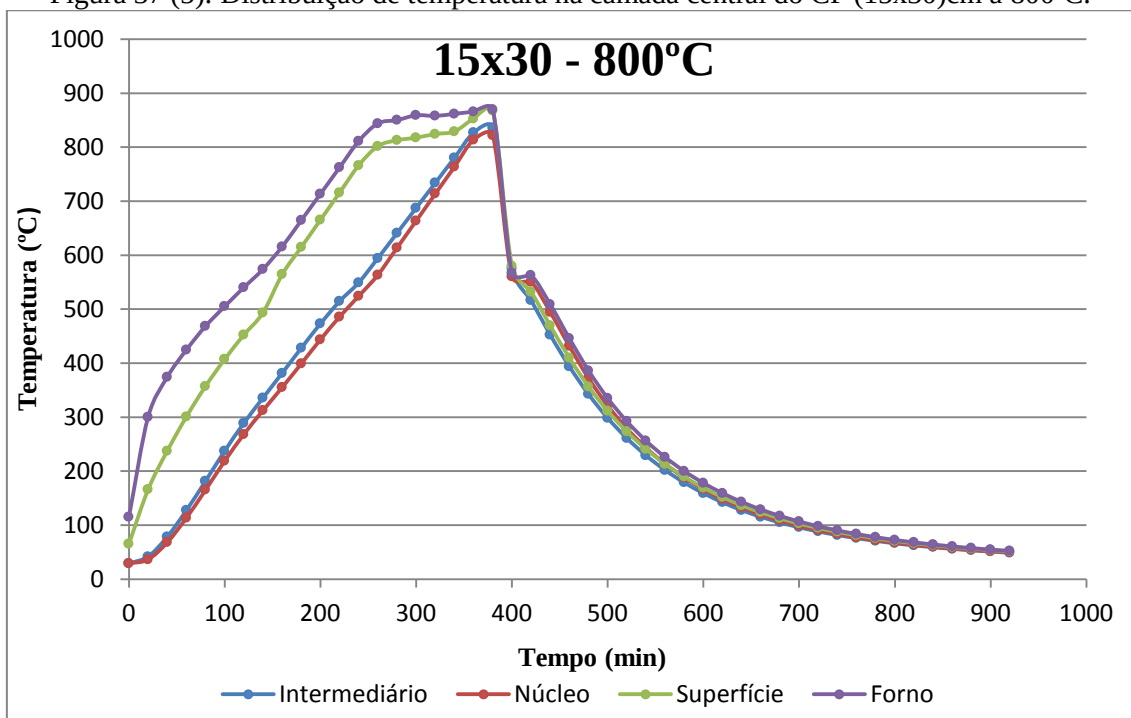


Figura 37 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15x30)cm à 800°C.



As Figuras 38 (5), 39 (5) e 40 (5) ilustram a distribuição de temperatura no CP (15)cm submetido a 400, 600 e 800°C, respectivamente.

Figura 38 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15)cm à 400°C.

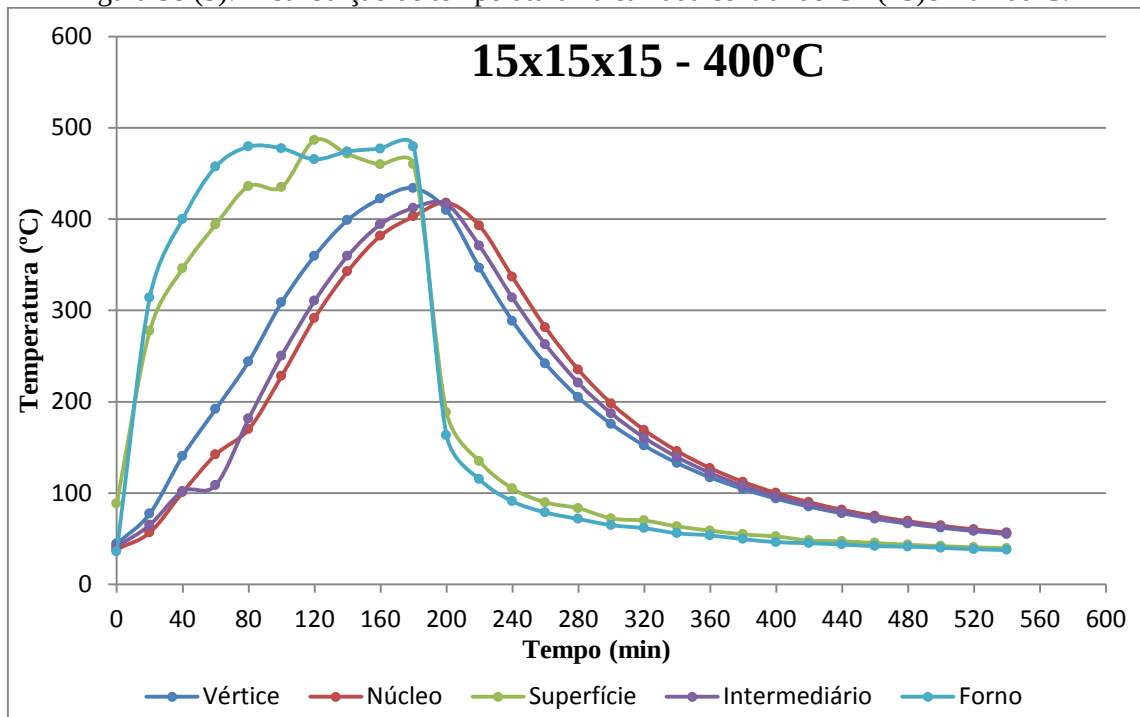


Figura 39 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15)cm à 600°C.

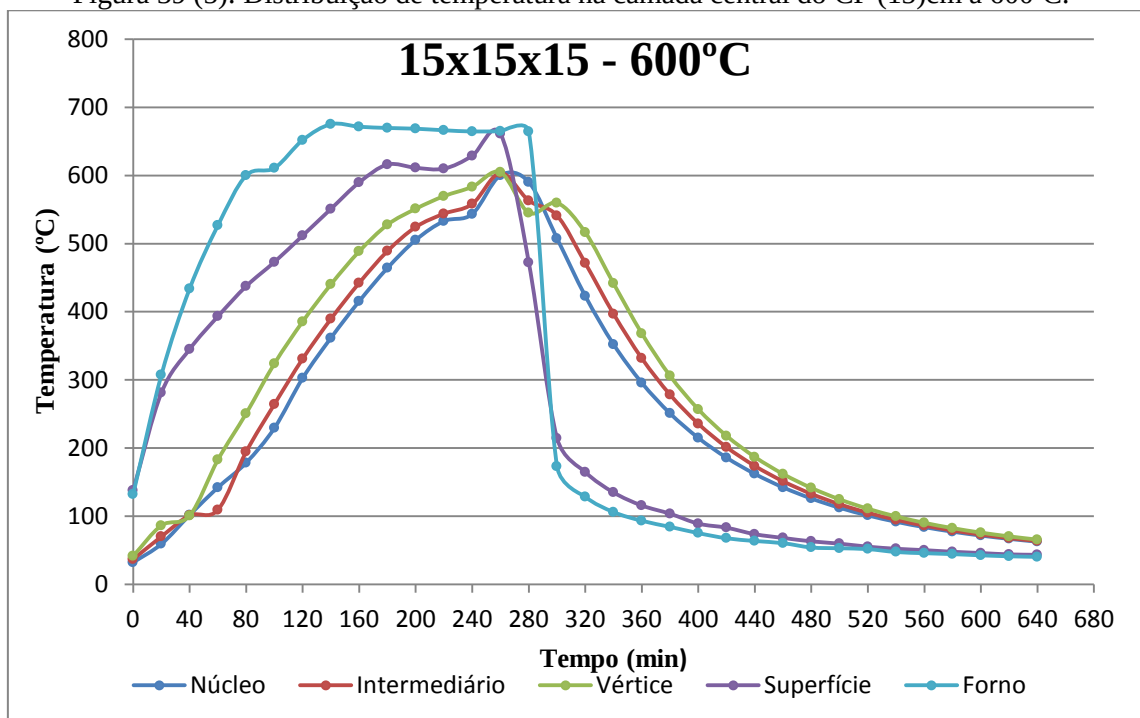
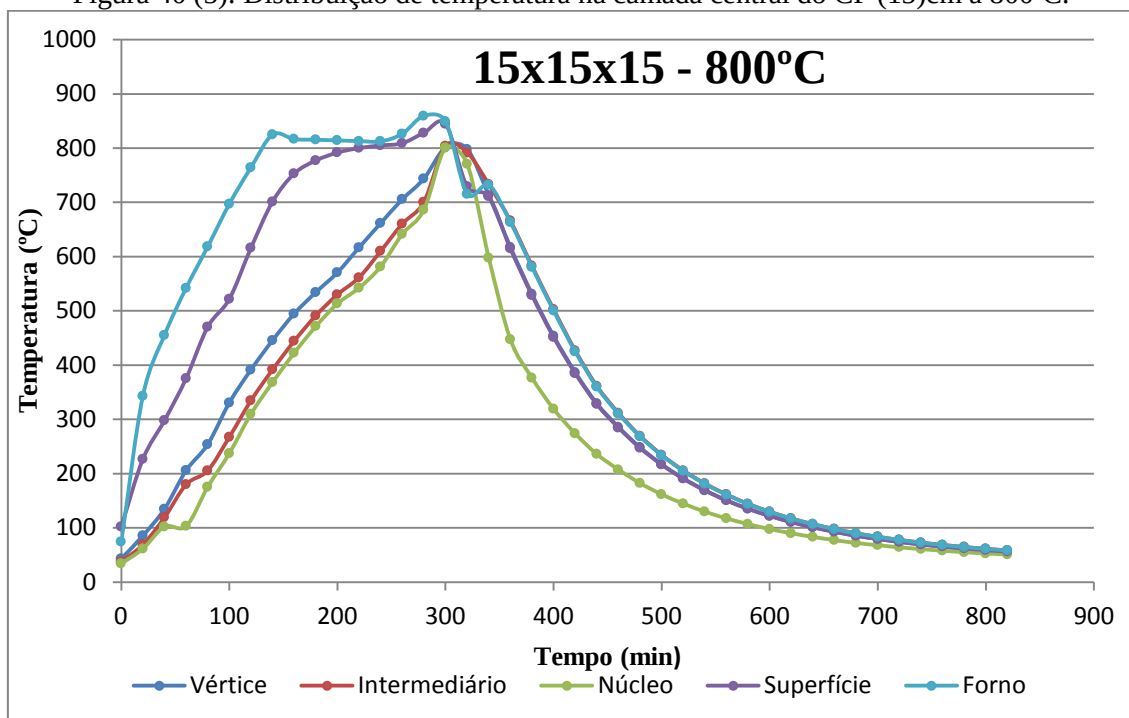


Figura 40 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP (15)cm à 800°C.



Analisando as Figuras acima, observa-se a variação da distribuição de temperatura, ilustrando o tempo em que cada parte do corpo-de-prova chegou à temperatura desejada. As Figuras também mostram o tempo em que o CP ficou exposto a elevadas temperaturas, assim como o tempo requerido para o resfriamento.

Diante dos valores representados nas Figuras acima, nota-se variações entre as taxas de aquecimento dos corpos-de-prova. Uma explicação para o ocorrido é o desgaste das resistências do forno utilizado, já que as mesmas eram avariadas a cada ensaio, além do desgaste decorrente da abertura (não indicada) da porta do forno ao término do ensaio, sem o arrefecimento do mesmo.

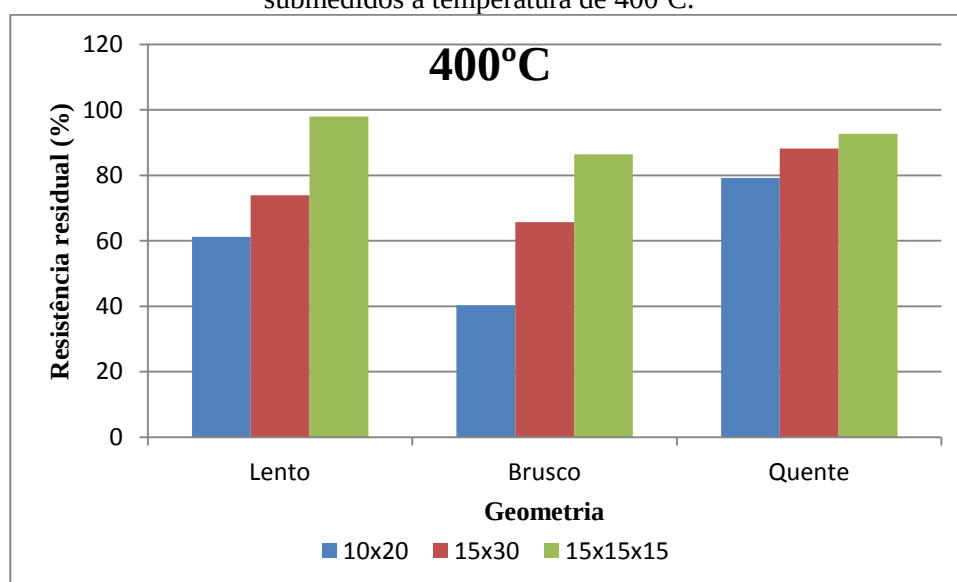
Segundo HERTZ; SORENSEN (2005) não é confiável para se estudar o fenômeno spalling, taxas de aquecimento iguais e inferiores a 5 °C/min., como foram utilizadas em alguns trabalhos encontrados na literatura, tais como nos trabalhos de: POON et al. (2003); XU et al. (2003); PHAN; CARINO (2002); KALIFA; CHÉNÉ; GALLÉ (2001); CHAN; LUO; SUN (2000); KALIFA; MENNETEAU; QUENARD (2000); CHAN; PENG; ANSON (1999), entre outros.

No entanto, mesmo com a defasagem da taxa de aquecimento para os referidos ensaios, houve a ocorrência de *spalling* explosivo às temperaturas de 600 e 800°C para os CP's cilíndricos (15x30)cm. Fato que ocorreu em um concreto cuja taxa de

aquecimento não era a ideal, e tão pouco a utilização de adições minerais. Fato que contradiz a afirmação de HERTZ (2003), que em seu trabalho concluiu que o *spalling* só ocorre em concretos com densa microestrutura, que segundo sua definição, são concretos com adições minerais e não necessariamente concreto de alta resistência. Afirmando também que concreto com teor de umidade inferior a 3% estaria seguro quanto ao efeito *spalling*. Vale salientar que o *spalling* é um fenômeno aleatório e que, muitas vezes o seu desenvolvimento contraria as expectativas.

As Figuras 41 (5), 42 (5) e 43 (5) abaixo, mostram as referidas resistências residuais das diferentes geometrias estudadas, nas temperaturas de 400, 600 e 800°C.

Figura 41 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submedidos á temperatura de 400°C.



Observa-se que os CP's cúbicos apresentam as maiores resistências residuais em todas as temperaturas estudadas, mantendo essa superioridade em todos os regimes de resfriamento lento e brusco, assim como, a verificação da resistência à compressão residual com o CP ainda quente. Ressalta-se também que a geometria com os menores valores de resistências residuais são os CP's cilíndricos (10x20)cm, o que condiz com a literatura, a qual afirma que, as maiores dimensões dos elementos de concreto são mais eficientes frente à ação do fogo, apresentando um melhor comportamento e capacidade de suporte de carga uma situação de incêndio.

Figura 42 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submedidos á temperatura de 600°C.

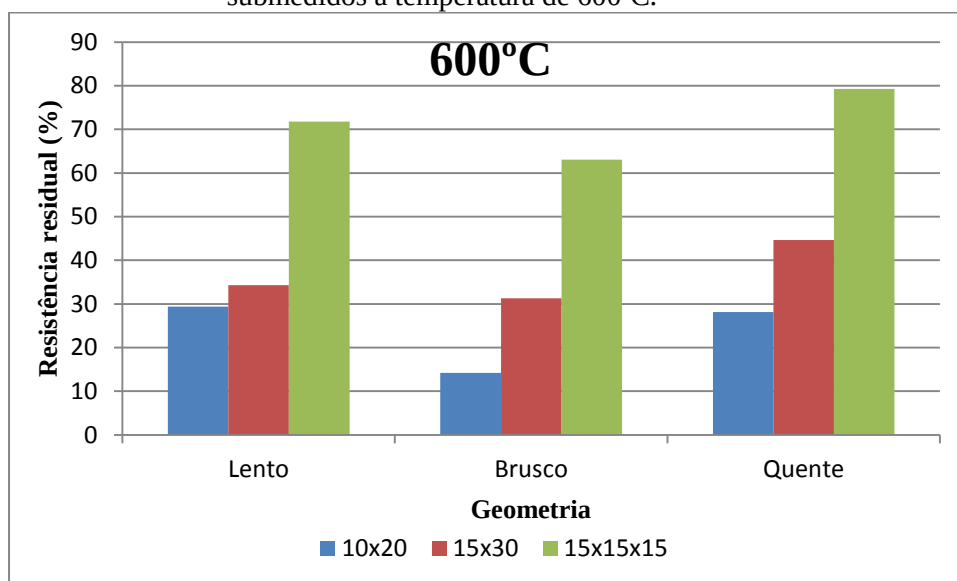
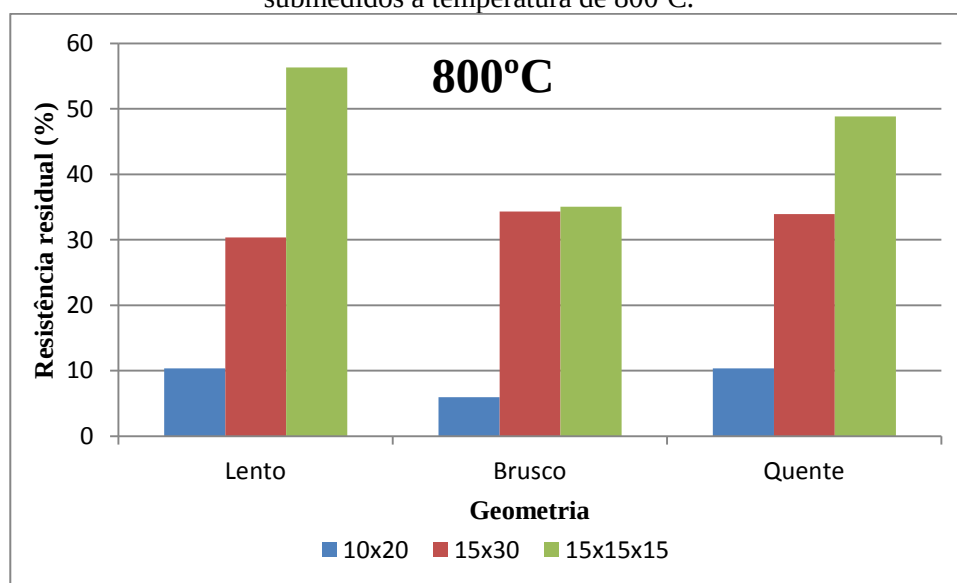


Figura 43 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submedidos á temperatura de 800°C.



5.8.2 Comparativo entre os valores experimentais e a NBR 15200: 2012

Neste tópico será feita uma análise comparativa entre os resultados de resistência à compressão residual obtido experimentalmente e os valores contidos na NBR 15200:2012.

De acordo com norma citada, a resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme mostrado na Figura 44 (5), podendo ser obtida pela seguinte Equação 7:

Eq(7)

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck}$$

Onde:

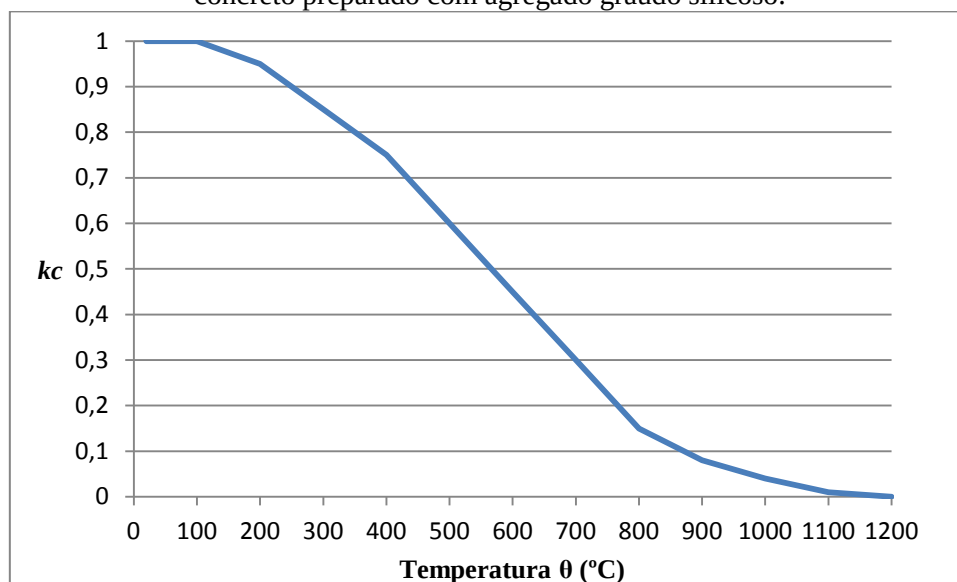
f_{ck} = é a resistência característica à compressão do concreto em situação normal;

$k_{c,\theta}$ = é o fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ ;

Permite-se estimar a capacidade dos elementos estruturais de concreto em situação de incêndio a partir da resistência à compressão na temperatura θ .

A Figura 44 (5) mostra o coeficiente de redução para concretos fabricados com agregado graúdo silicoso, os dados foram retirados da NBR 15200: 2012.

Figura 44 (5): Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura, para concreto preparado com agregado graúdo silicoso.



(Fonte: ABNT NBR 15200, 2012)

As Figuras 45 (5), 46 (5) e 47 (5) mostram a comparação dos resultados experimentais com os valores teóricos, contidos na norma.

Analisando as Figura abaixo, observa-se que os valores obtidos nos ensaios experimentais revelam-se divergentes da NBR 15200: 2012. Nota-se que os valores de compressão, com os corpos-de-prova cilíndricos (10x20)cm, apresentam-se abaixo dos valores obtidos pelo fator de redução da norma em todas as temperaturas ensaiadas, assim como a maioria dos resultados para o resfriamento brusco.

Figura 45 (5): Comparativo das resistências residuais dos CP's (10x20)cm e a NBR 15200: 2012.

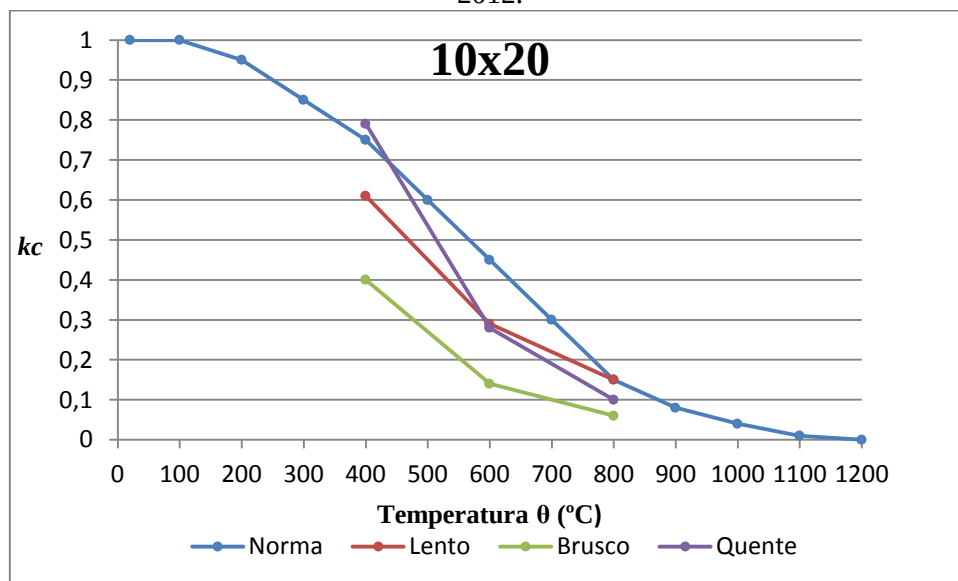


Figura 46 (5): Comparativo das resistências residuais dos CP's (15x30)cm e a NBR 15200: 2012.

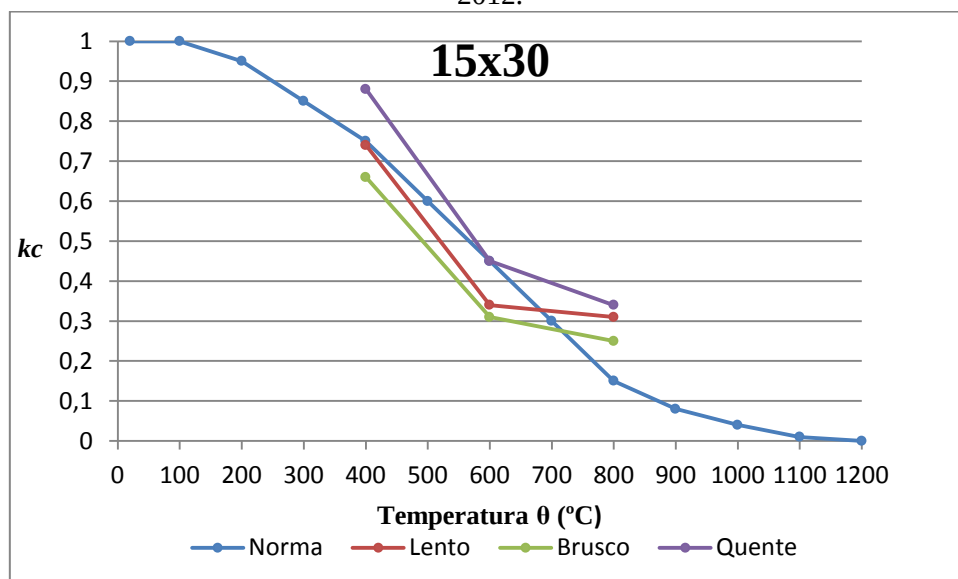
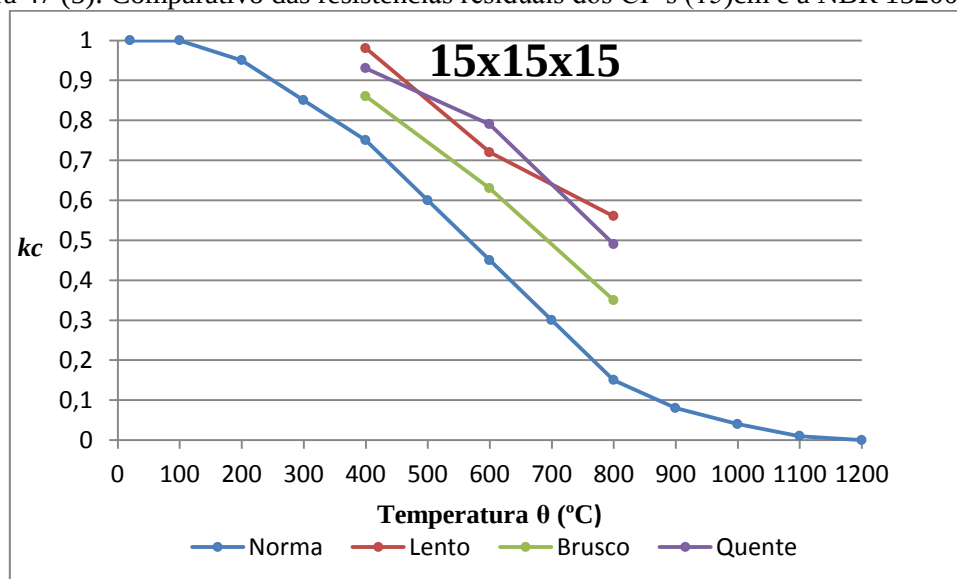


Figura 47 (5): Comparativo das resistências residuais dos CP's (15)cm e a NBR 15200: 2012.



Observa-se também que os valores obtidos pela norma não se distinguem em relação à geometria do corpo-de-prova, já que, analisando os valores experimentais nota-se que os corpos-de-prova cúbicos apresentam resistências superiores aos demais, bem como o maior dano aos CP's cilíndricos (10x20)cm, estando os resultados obtidos com os CP's cilíndricos (15x30)cm mais parecidos com os valores fornecidos pela norma.

5.9 RESULTADOS – ETAPA II

A seguir serão dispostos os resultados dos concretos do Traço II e Traço III, onde, foram realizados os ensaios para caracterização de dosagem no estado fresco, e avaliação das propriedades no estado endurecido, assim como os ensaios de aquecimento.

5.9.1 Ensaio no concreto fresco

Os ensaios realizados com o concreto fresco têm a função de avaliar qualitativamente a reologia do concreto. Serão adotados os dados, portanto, apenas como parâmetros de qualidade das dosagens analisadas.

Os ensaios para avaliação do concreto no estado fresco foram Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone (ABNT NBR 7223:

1998) e Concreto – Determinação da consistência do concreto pelo espalhamento (Slump-flow) (ABNT NBR 15823-2: 2010).

Foram moldados corpos-de-prova para um concreto de referência (Traço II) e para outro traço com a adição da fibra de polipropileno (Traço III), como citado no Capítulo III. Os resultados obtidos para os dois concretos estão apresentados na Tabela 15 (5).

Tabela 15 (5): Valores dos ensaios de espalhamento para os dois tipos de concreto

Concreto	Espalhamento (mm)
Traço II	810
Traço III	790

5.10 ENSAIO NO CONCRETO ENDURECIDO

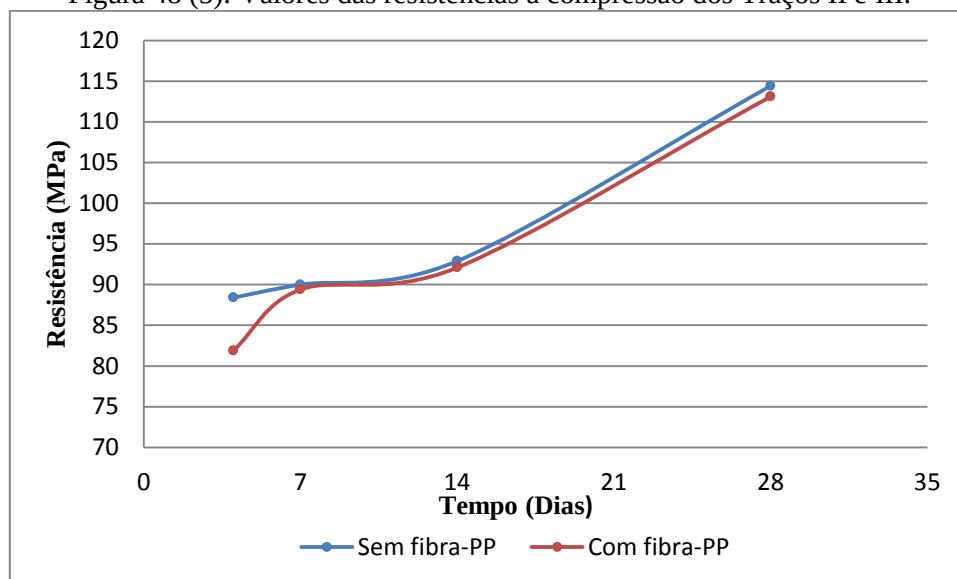
Para o concreto endurecido foram realizados os ensaios de resistência à compressão simples e os ensaios de aquecimento, assim como o ensaio de resistência à compressão residual.

5.10.1 Ensaio de resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão seguiu os procedimentos da ABNT NBR 5739:2007. A Figura 47 mostra a evolução da resistência à compressão dos concretos do Traço II e Traço III, antes de serem submetidos aos ensaios de aquecimento, que aconteceram após os 28 dias.

De acordo com a Figura 48 (5), tem-se que os valores de resistência à compressão dos Traços II e III não diferem entre si de forma significativa. Podendo ser observado que as fibras de polipropileno não interferiram na resistência à compressão do concreto.

Figura 48 (5): Valores das resistências à compressão dos Traços II e III.



5.10.2 Ensaio de aquecimento

Os resultados dos ensaios de aquecimento da Etapa II estão dispostos na Tabela 16 (5). Os mesmos foram submetidos às temperaturas de 400, 600 e 800°C com taxas de aquecimento de 1°C/min Traço II e de 10°C/min para o Traço III (taxas referentes à programação do forno). No entanto, para as taxas de aquecimentos do Traço III ocorreram às mesmas variações citadas na Etapa anterior, onde o forno disponível não alcançou as elevadas taxas de aquecimento solicitadas.

Na Tabela 17 (5) estão dispostos os valores médios de resistência à compressão residual do Traço II.

Tabela 16 (5): Resultados dos ensaios de aquecimento - CP's sem fibra

	Quente			
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
0,77	400	99,51	86,98	0,87
0,76	600	67,79	59,25	0,59
1,08	800	38,34	33,51	0,34
	Brusco			
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
1,00	400	83,05	72,59	0,73
0,61	600	51,53	45,04	0,45
1,73	800	18,72	16,36	0,16
	Lento			
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
0,99	400	99,69	87,13	0,87
0,57	600	55,82	48,79	0,49
1,30	800	38,09	33,30	0,33

A Tabela 17 (5) mostra os valores dos ensaios realizados nos corpos-de-prova com fibra de polipropileno, Traço III.

Tabela 17 (5): Resultados dos ensaios de aquecimento - CP's com fibra

	Quente			
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
2,70	400	112,89	99,81	1,00
2,78	600	49,88	44,10	0,44
2,85	800	44,41	39,27	0,39
	Brusco			
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
1,94	400	88,17	77,96	0,78
2,00	600	45,23	39,99	0,40
2,20	800	35,88	31,72	0,32
	Lento			
H(%)	Temperatura (°C)	σ (MPa)-Ruptura	σ (%)-Residual	$k_{c,\theta} (f_{c,\theta}/f_{ck})$
1,67	400	99,19	87,70	0,88
1,68	600	47,24	41,77	0,42
2,33	800	37,64	33,28	0,33

Nas Tabelas 16 (5) e 17 (5) observa-se que a resistência à compressão residual diminui com o aumento da temperatura, independentemente da presença de fibras PP. Nota-se também que as mesmas características observadas na Etapa I ocorrem também

na Etapa II, ressaltando a perda de resistência ao longo de cada temperatura e obtendo o resfriamento brusco como o mais danoso à capacidade de suporte da estrutura.

Independente da presença de fibras de polipropileno ver-se nitidamente, que a resistência à compressão dos concretos de alto desempenho deteriora-se quando exposto a temperaturas superiores à 400°C. Abaixo deste valor a resistência residual não se altera significativamente, ficando em torno de 80% da resistência do concreto em temperatura ambiente.

5.10.2.1 Análises comparativas traços e temperaturas

As Tabelas 18 (5) e 19 (5) apresentam os resultados das taxas de aquecimento obtidas pelo forno e nas diferentes posições da camada central do corpo-de-prova.

Tabela 18 (5): Taxa de aquecimento dos CP's sem fibra de polipropileno

Sem Fibra Temperatura (°C)	Taxa de Aquecimento (°C/min)				Tempo de Exposição (min)	H (%)	Lascamento
	Forno	Superfície	Intermediário	Núcleo			
0-400	1,01	1,57	1,00	1,04	340,00	0,92	Sem ocorrência
400	0,07	0,36	1,42	1,28			
0-600	1,33	1,58	1,39	1,32	460,00	0,65	Sem ocorrência
600	0,27	0,16	1,17	1,30			
0-800	2,86	2,91	1,00	0,89	780,00	1,37	Sem ocorrência
800	0,08	0,21	1,03	1,04			

Tabela 19 (5): Taxa de aquecimento alcançado dos CP's com fibra de polipropileno

Com Fibra Temperatura (°C)	Taxa de Aquecimento (°C/min)				Tempo de Exposição (min)	H (%)	Lascamento
	Forno	Superfície	Intermediário	Núcleo			
0-400	5,37	1,68	1,71	1,71	400,00	2,10	Sem ocorrência
400	0,21	0,05	0,41	0,39			
0-600	3,43	3,77	3,22	2,99	220,00	2,05	Sem ocorrência
600	0,36	0,35	1,77	2,08			
0-800	2,12	2,16	1,78	1,74	480,00	2,46	Sem ocorrência
800	0,24	0,10	1,28	1,34			

Diante dos resultados dispostos nas Tabelas 18 (5) e 19 (5) acima, observa-se que os valores estão mais defasados do que os resultados encontrados na Etapa anterior. Observa-se também o maior tempo de exposição dos CP's com fibras no ensaio à

temperatura de 400°C em relação as outras temperaturas, isto se deu por uma avaria no forno utilizado, onde, uma das fases do forno, referentes a uma parte das resistências, estava desconectada.

As Figuras 49 (5), 50 (5) e 51 (5) abaixo mostram as taxas de aquecimentos referentes aos ensaios realizados nos CP's sem fibra de PP.

Figura 49 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP sem fibra de PP à 400°C.

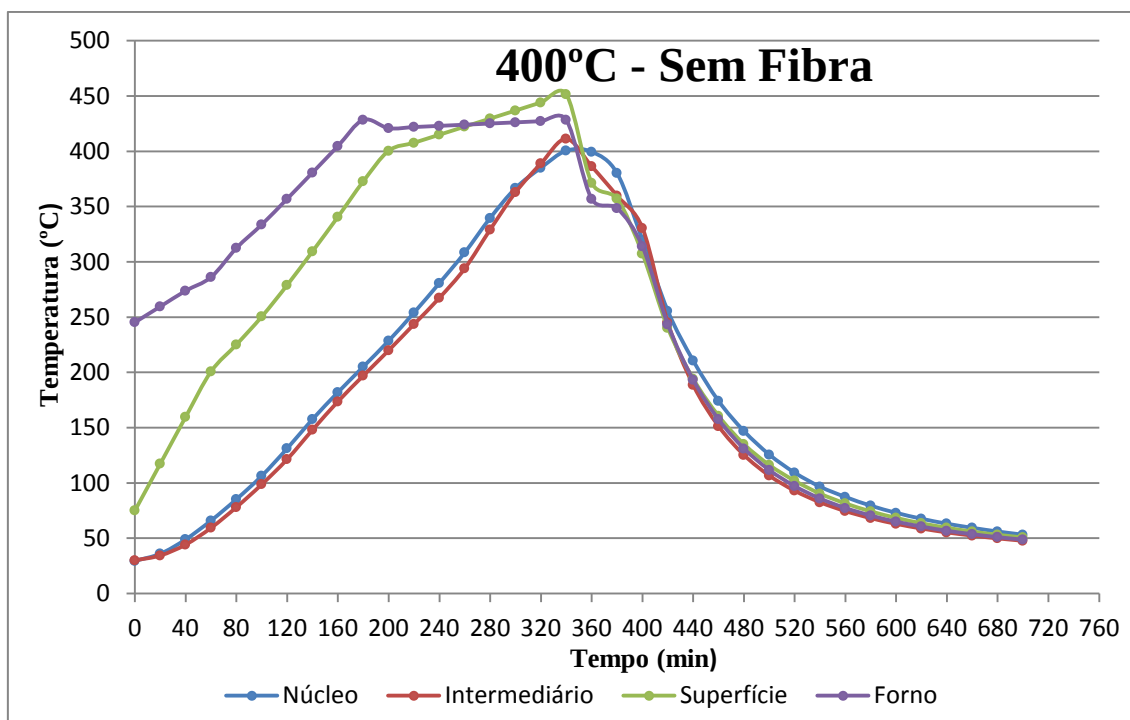


Figura 50 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP sem fibra de PP à 600°C.

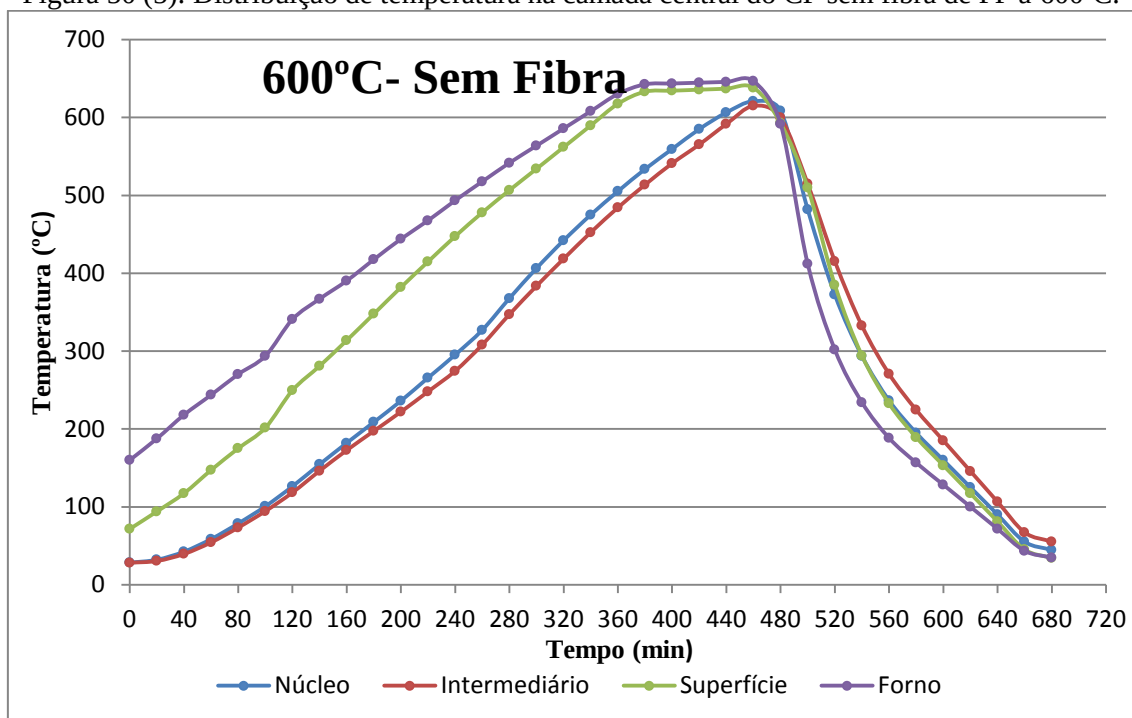
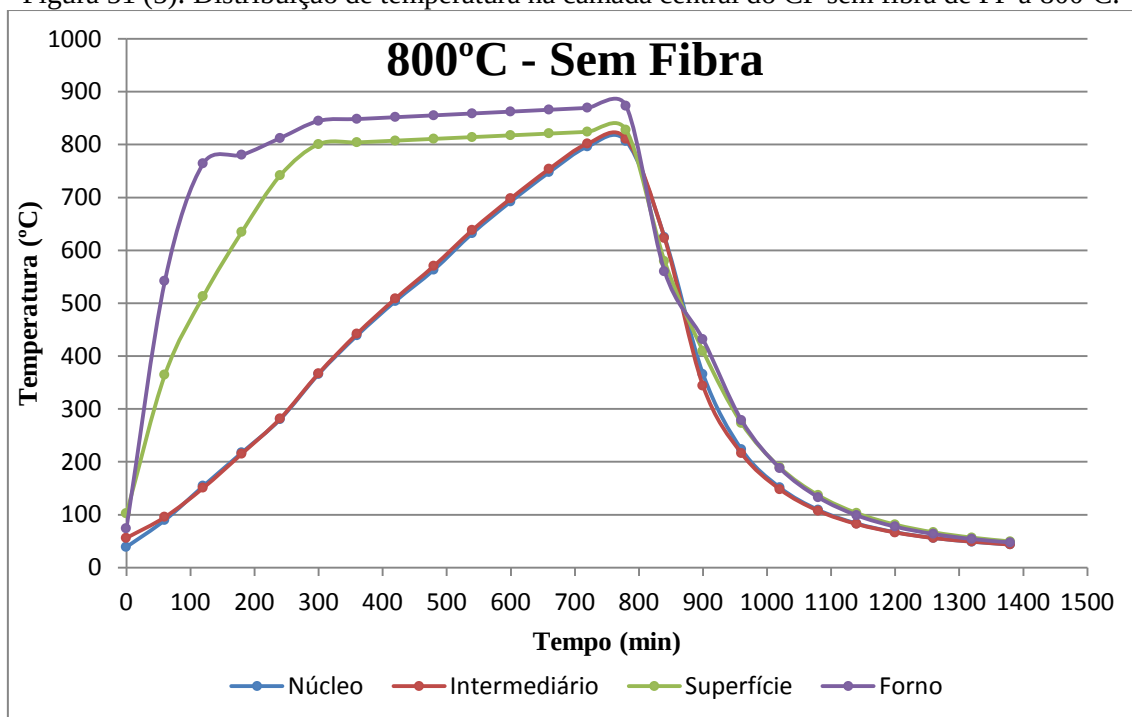


Figura 51 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP sem fibra de PP à 800°C.



A seguir, as Figuras 52 (5), 53 (5) e 54 (5) mostram as taxas de aquecimentos referentes aos ensaios realizados nos CP's com fibra de PP.

Figura 52 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP com fibra de PP à 400°C.

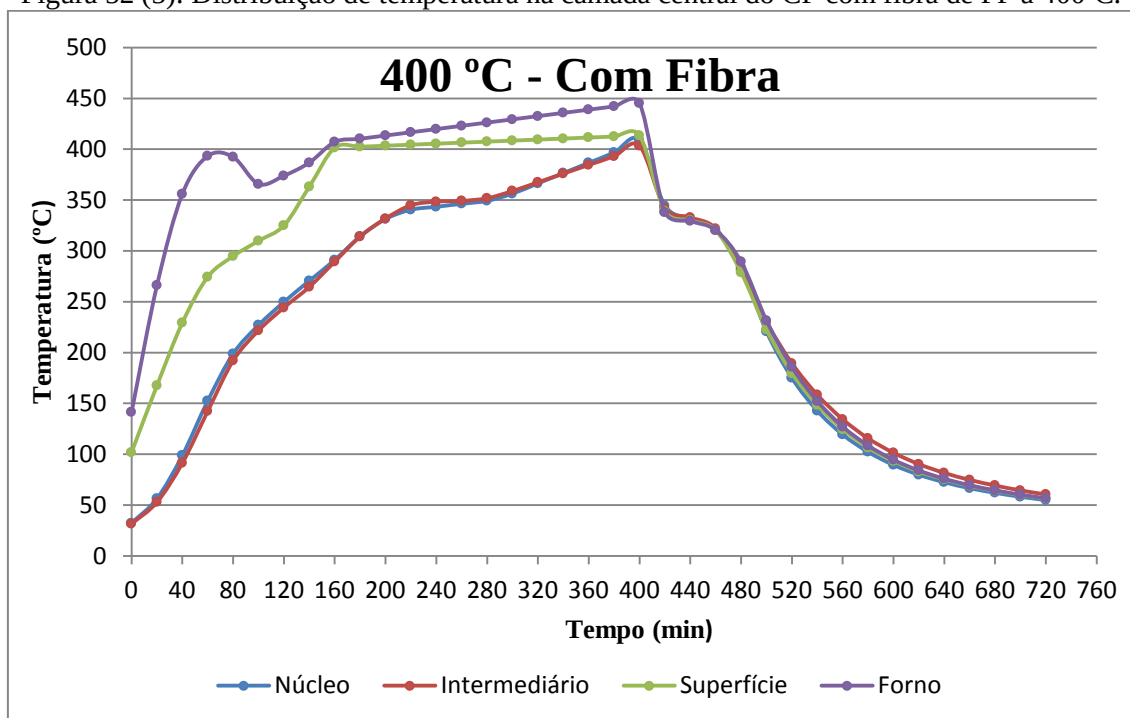


Figura 53 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP com fibra de PP à 600°C.

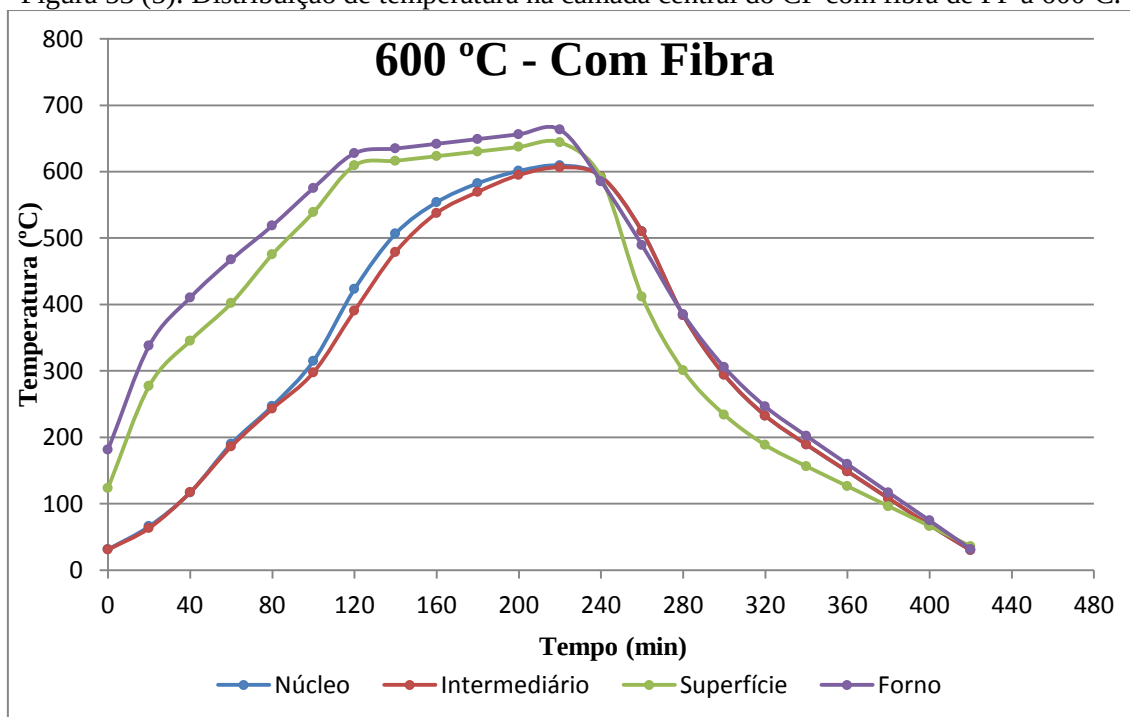
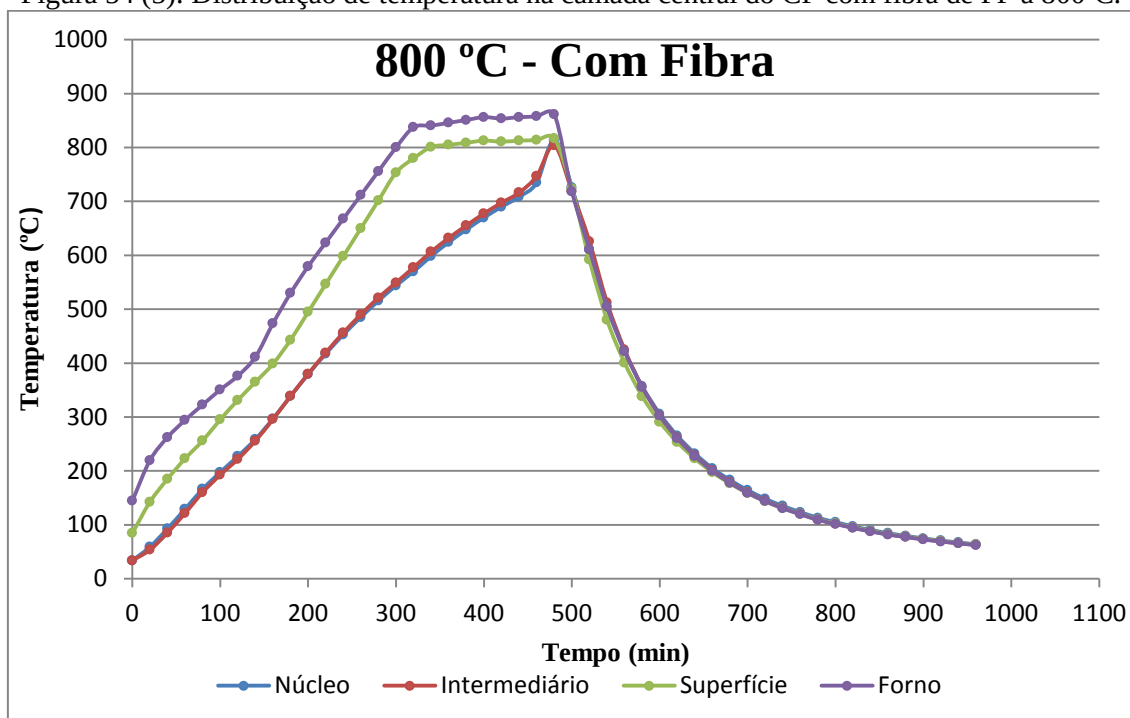


Figura 54 (5): Distribuição de temperatura na camada central do CP com fibra de PP à 800°C.



Analisando as Figuras acima, observa-se a distribuição de temperatura, o tempo de exposição a elevadas temperaturas, assim como o tempo de resfriamento do concreto.

Os testes de limites de *spalling* para o Traço II foram feitos variando a taxa de aquecimento em 10, 7, e 3°C/min (taxas programadas), submetendo-os em particular, na temperatura de 400°C, o que explica HANSEN (1996) apud HERTZ (2003), indicando que o *spalling* geralmente ocorre perto do ponto crítico de vapor de 374°C. Pois além deste ponto um poro não pode conter líquido e vapor, ao mesmo tempo, o que aumenta drasticamente a pressão nos poros do concreto.

Nenhum *spalling* ocorreu nas amostras do Traço III durante os ensaios no forno. Para o Traço II, analisado anteriormente, obteve-se a ocorrência de *spalling* mesmo com a taxa inferior a 3°C/min na temperatura de 400°C, como mostra a Figura 55 (5) e a Figura 56 (5), o que não ocorreu para o Traço III, que submetido à mesma temperatura de 400°C, com uma taxa de aquecimento de 5,37°C/min, conforme a Tabela 18 (5), não foi observada nenhuma ocorrência de *spalling* no elemento de concreto, avaliando como satisfatória a utilização das fibras de PP no combate ao efeito *spalling*.

A Figura 57 (5) mostra a ocorrência de *spalling* no ensaio realizado com o Traço II, com a taxa de aquecimento programada de 3°C/min, e taxa de aquecimento alcançado pelo forno de 2,57°C/min, de acordo com a Figura 56 (5)

Figura 55 (5): Teste com o Traço II à 400 °C com taxa de aquecimento de programada de 3°C/min.

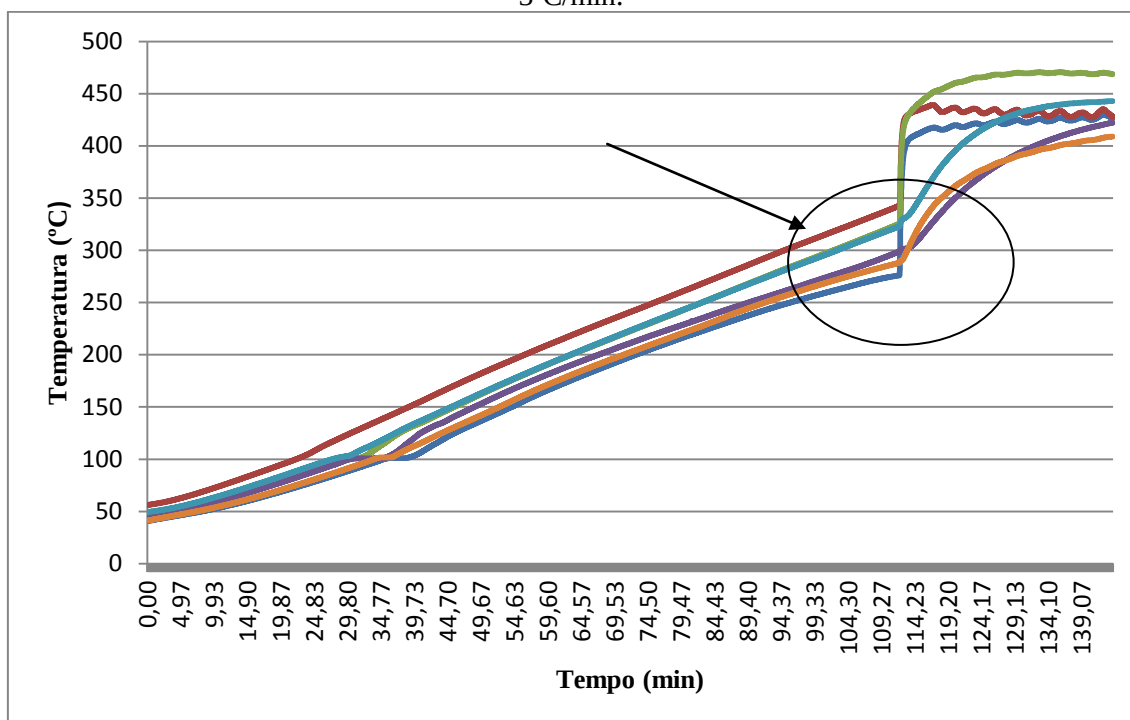


Figura 56 (5): Taxa de aquecimento alcançado pelo forno para o teste com Traço II à 400°C.

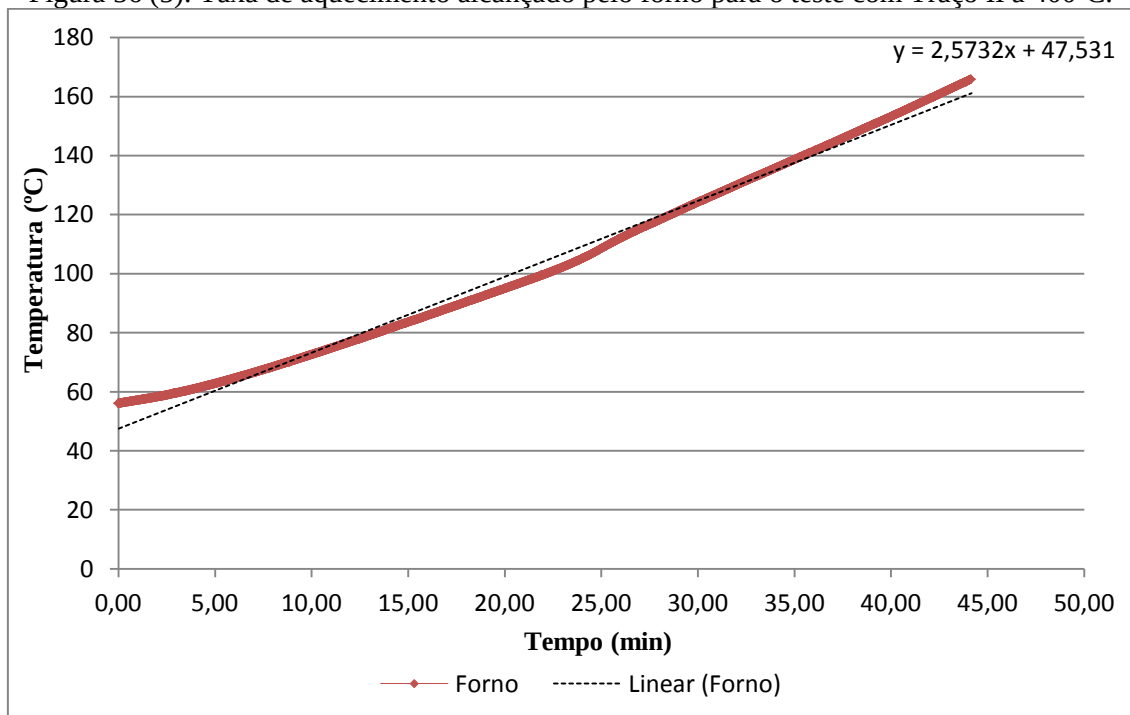


Figura 57 (5): Corpo-de-prova sem fibra de PP submetido à temperatura de 400°C.



Observa-se nas Figuras acima, que mesmo com uma baixa taxa de aquecimento houve a ocorrência de *spalling* no concreto sem fibra de PP.

As Figuras 58 (5), 59 (5) e 60 (5) abaixo, mostram as referidas resistências residuais dos diferentes concretos estudados, nas temperaturas de 400, 600 e 800°C.

Figura 58 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submetidos à temperatura de 400°C.

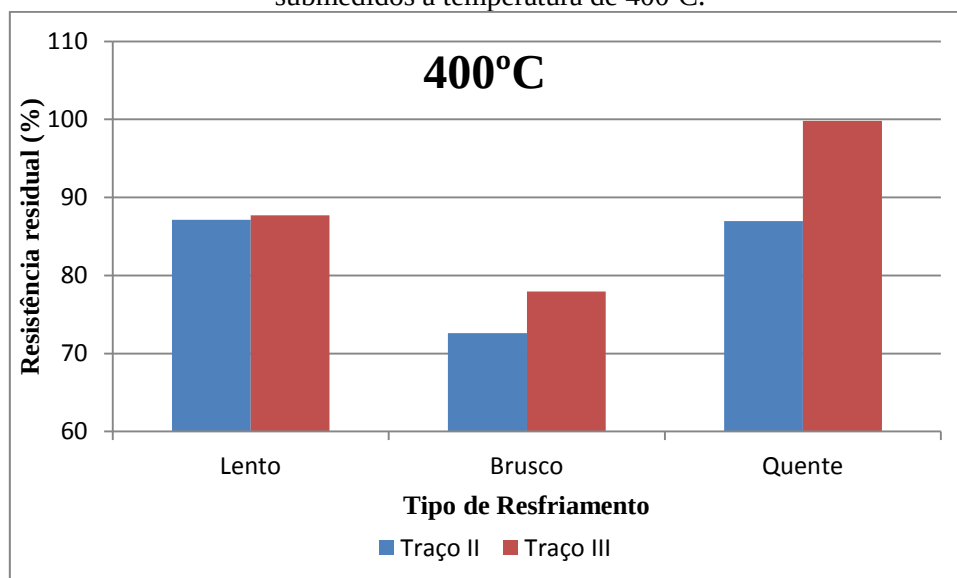


Figura 59 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submetidos á temperatura de 600°C.

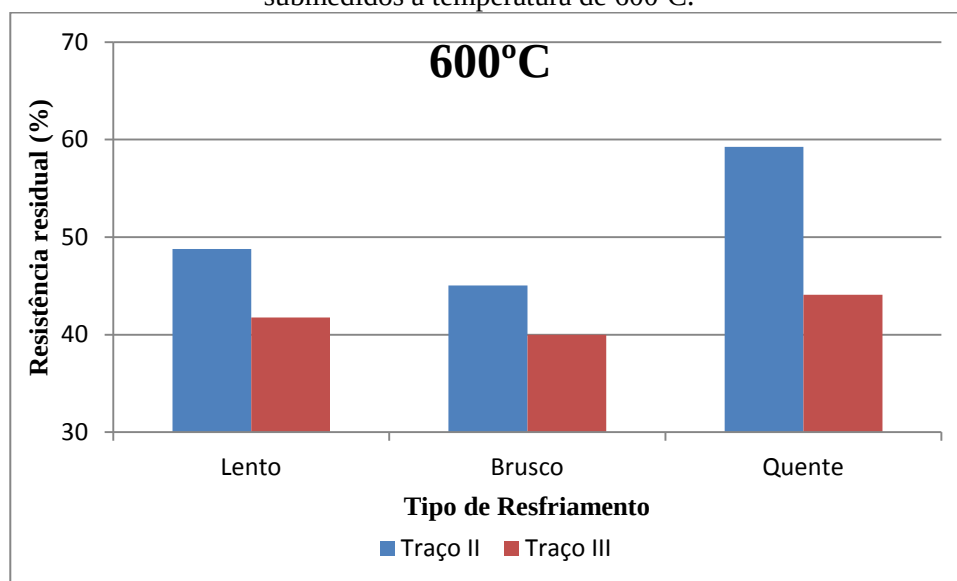
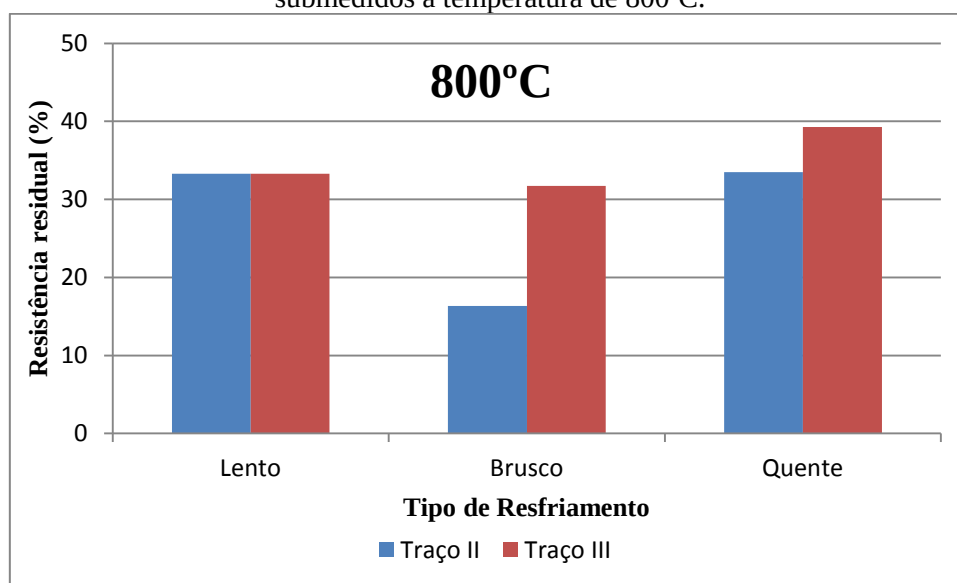


Figura 60 (5): Comparação entre as resistências residuais e os diferentes tipos de resfriamento submetidos á temperatura de 800°C.



Os resultados experimentais mostram uma queda de resistência do concreto após sua exposição ao fogo, decaindo cada vez mais de acordo com o valor e tempo de exposição a cada temperatura adotada. XIAO; KONIG (2004) afirmam que a resistência à compressão do concreto começa a diminuir drasticamente quando a temperatura ultrapassa os 400°C, com cerca de 80% de perda da resistência quando chega à temperatura de 800°C. Neste estudo podem-se observar as mesmas características, de acordo com o aumento da temperatura, onde a perda de resistência começa a ser eminente a partir dos 400°C chegando a apenas 16% de sua capacidade de suporte aos 800°C, para o Traço II; o mesmo foi exposto as piores condições de ensaios, sendo

submetido aos 800 °C com uma taxa de aquecimento de 1°C/min. O que elevou consideravelmente seu tempo de permanência no forno em relação ao concreto com fibra de PP.

Analisando as Tabelas 18 (5) e 19 (5), observa-se que o Traço III, na temperatura de 400°C, passou mais tempo de exposição a elevadas temperaturas, isto resultaria em um decréscimo em sua resistência residual. No entanto, observando a Figura 58 (5), tem-se que a 400°C o Traço III apresentou maiores resistências residual. Uma justificativa para o fato é comentada por XIÃO; FALKNER (2006), onde sugere que as principais razões podem ser explicadas pelo derretimento das fibras de PP sob altas temperaturas formando novos canais para a liberação das pressões induzidas termicamente e, por conseguinte, evitar a perda excessiva de resistência à compressão.

Quanto ao uso de fibras de PP, não há como analisar se a sua utilização causou quedas na resistência residual, visto as diferentes taxas de aquecimento utilizadas entre o concreto sem e com fibra. Porém, analisando os valores de resistências em temperatura ambiente e comparando-os com as resistências residuais, nota-se que as fibras não alteraram de forma danosa, as resistências entre o Traço II e o Traço III.

5.10.2.2 Comparativo entre os valores experimentais e a NBR 15200:2012

A seguir serão mostradas as Figuras 61 (5) e 62 (5), as quais fazem uma comparação entre os valores obtidos nos ensaios experimentais e os valores contidos na NBR 15200:2012.

Figura 61 (5): Comparativo das resistências residuais dos CP's sem fibra a NBR 15200: 2012.

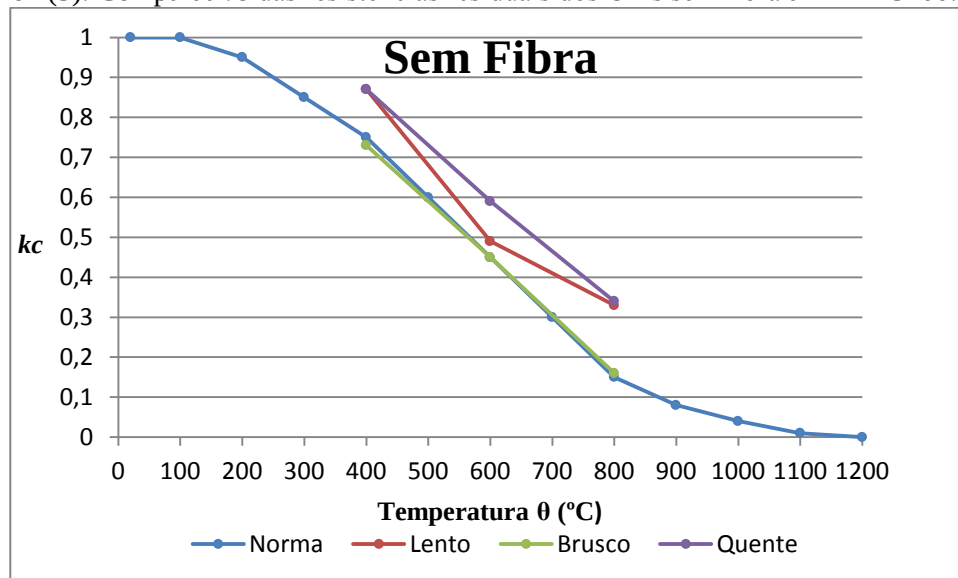
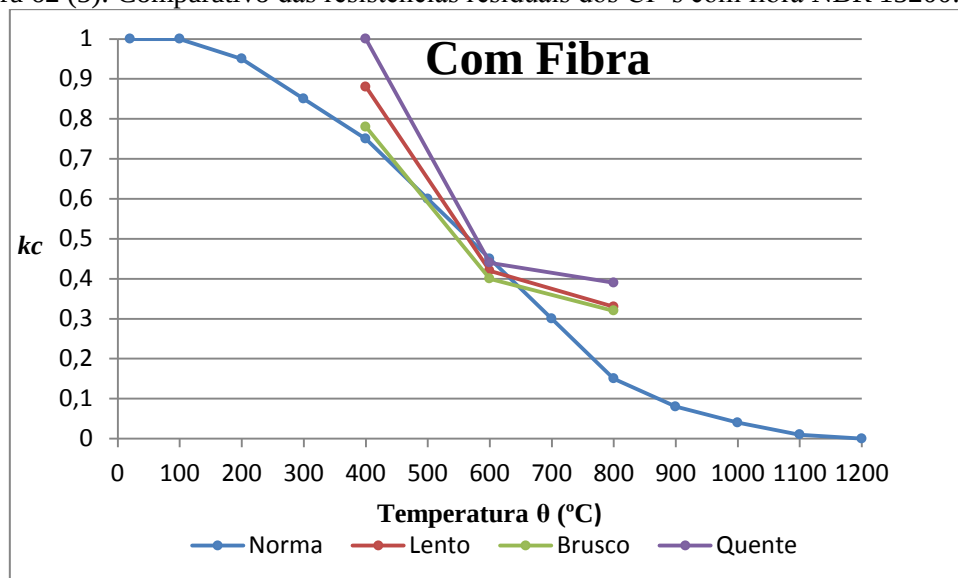


Figura 62 (5): Comparativo das resistências residuais dos CP's com fibra NBR 15200: 2012.



Observando as Figuras acima, observa-se que para os CP's da Etapa II, a NBR 15200:2012 está a favor da segurança, visto que, seus valores ficaram abaixo dos resultados encontrados experimentalmente, exceto para o resfriamento brusco do Traço III, o qual, assim como na Etapa I, também se mostrou o mais danoso à resistência residual.

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo fazer uma análise de concretos de alto desempenho, sem e com a utilização de fibras de Polipropileno, submetidos a altas temperaturas. Observando o comportamento do concreto frente à ação do fogo, observando a ocorrência de *spalling*, a distribuição de temperatura e as resistências mecânicas residuais dos elementos de concreto, avaliando a interferência da geometria dos corpos-de-prova e dos tipos de resfriamentos.

O estudo também permitiu avaliar os requisitos, métodos de ensaios e especificações das normas brasileiras voltadas para análises acima citadas.

Recomenda-se normatizar os ensaios de dosagem do concreto de alto desempenho, assim como os ensaios de aquecimento e de adição das fibras de polipropileno, visando uma melhor coerência dos resultados para fins comparativos.

A partir do estudo do concreto de alto desempenho nos estados fresco, endurecido e após o aquecimento, pode-se apresentar as seguintes conclusões:

- Conclusões para a Etapa I

Para o Traço I, conclui-se que:

No que diz respeito às diferentes formas geométricas, observa-se uma maior resistência à compressão dos CP's cilíndricos (10x20)cm em relação aos CP's cilíndricos (15x30)cm; no entanto, os valores obtidos para as resistências dos CP's cúbicos, diferem do encontrado na literatura, uma explicação é o material da forma de moldagem do referido concreto.

Quanto aos ensaios de aquecimento, os valores de resistência à compressão residual foram maiores para os CP's com maiores dimensões, ressaltando o próprio concreto como isolante térmico.

A ocorrência de *spalling* explosivo, em dois elementos de concreto, um à 600°C e outro à 800°C, contradisse o exposto por alguns autores citados anteriormente, onde os quais alegaram que para a ocorrência do fenômeno, seria necessário um concreto que apresentasse uma densa microestrutura (afirmando que para isto seria necessário a presença de adições minerais), taxas de aquecimentos superiores a 5°C/min e um teor de

umidade acima de 3%, características estas, que não condizem com as condições em que se encontravam as amostras.

No que diz respeito ao tipo de resfriamento, notou-se uma maior perda da capacidade de carga da estrutura o resfriamento brusco, em todas as temperaturas ensaiadas, assim como em todos os tipos de concretos analisados. Chegando a apenas 5% da sua resistência à compressão inicial em um dos ensaios com o Traço I, exposto a 800°C.

Quando comparado os resultados experimentais com a NBR 15200:2012, notou-se resultados discrepantes. Os ensaios realizados com CP's cúbicos apresentaram valores de resistências residuais superiores aos encontrados pela norma, em todas as temperaturas estudadas, ficando a norma a favor da segurança para esta geometria. O mesmo não foi observado para os valores encontrados nos CP's cilíndricos (10x20)cm do Traço I, ficando todos abaixo do limite de segurança da norma.

- Conclusões para a Etapa II

Para os Traços II e III, observou-se que a incorporação das fibras de PP não influenciou de forma danosa a resistência do concreto. Quando à dosagem, constatou-se que a redução da relação água/cimento, aumentou significativamente a resistência mecânica do concreto.

Para à dosagem das fibras, o valor utilizado na pesquisa, foi o limite mínimo para a mitigação e prevenção do efeito *spalling*, onde a mesma mostrou-se eficaz, não havendo ocorrência de *spalling* do Traço III para nenhuma das temperaturas ensaiadas.

No comparativo entre os Traços II e III os resultados foram mais prejudiciais nos elementos de concreto com maior permanência no forno, assim como os concretos submetidos às maiores temperaturas. Não havendo uma base sólida para a comparação entre as resistências residuais do Traço II e Traço III, perante a variação das condições de ensaios.

Em relação ao tipo de arrefecimento, conclui-se para esta Etapa o mesmo da Etapa anterior, onde o resfriamento brusco causou mais danos á estrutura de concreto. Decaindo de forma significativa os valores das resistências residuais.

Quanto à NBR 15200: 2012 os dados da Etapa II, observa-se que os valores experimentais apresentam-se, acima do estabelecido pela norma, ficando os valores da norma a favor da segurança em todas as temperaturas, exceto para o Traço III a 600°C, com o regime de resfriamento brusco.

- Conclusões comparativas entre as Etapas I e II

Diante das diferentes características dos concretos utilizados nas Etapas I e II, os meios de comparação são escassos. Aproximando as características mais relevantes, como: tipo de concreto, forma e dimensão do corpo-de-prova; para o Traço I, levando em consideração os CP's cilíndricos (10x20)cm e o Traço II, também cilíndrico (10x20)cm, ambos sem a presença de fibras de PP, observam-se que para o Traço I, não houve nenhuma ocorrência de *spalling*, enquanto que para o Traço II, em taxas de aquecimento maiores que 3°C/min, a ocorrência do fenômeno foi de forma agressiva e preponderante, de forma tal, que a taxa de aquecimento teve que ser reduzida para 1°C/min nos ensaios realizados com o Traço II. Uma explicação, diante de tantas variáveis, é a incorporação da sílica ativa, a qual só esteve presente na dosagem do Traço II.

Outra característica observada é a degradação da resistência à compressão residual, onde o concreto começou a perder resistência a partir dos 400°C, chegando aos 800°C com apenas 30% de sua capacidade de suporte para todos os concretos, constatando que a maior causa da diminuição da resistência é o aumento da temperatura e a taxa de aquecimento, para todos os tipos de concretos submetidos aos ensaios de aquecimento.

Para a distribuição de temperatura, obteve-se os resultados esperados, visto a forma de aquecimento do forno e as dimensões dos corpos-de-prova, obedecendo a seguinte forma de distribuição de calor: de fora para dentro e da parte superior para a parte inferior, mantendo a taxa de aquecimento da superfície até o forno chegar a temperatura desejada, e em seguida havendo uma diminuição da taxa de aquecimento, devido a condutividade térmica do concreto, onde a evolução da temperatura da superfície até o núcleo segue o gradiente de temperatura do próprio concreto.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nos estudos, sugere-se a continuação da pesquisa através dos tópicos destacados a seguir:

- Estudar uma adição de fibras de PP com maior teor e diferentes dimensões;
- Buscar alternativas técnicas, que não sejam as fibras de PP, para reduzir ou eliminar os riscos do efeito *spalling*;
- Minimizar as variáveis do presente estudo, a fim de comparar os resultados obtidos;
- Pesar os corpos-de-prova após o aquecimento, para obter a perda de massa.
- Comparar os resultados experimentais com modelos computacionais.

REFERÊNCIAS

AGUIRRE TORRICO, F. **Análise Teórica e Experimental do Comportamento de Pilares esbeltos de Concreto de alta Resistência, Considerando a Ductilidade.** 345p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

AİTCIN, P. C. **Concreto de alto desempenho.** Tradução Geraldo G. Serra. São Paulo: Pini. p. 667, 2000.

AİTCIN, P. C.; NEVILLE, A. **High Performance concrete demystified.** Concrete International, Vol. 15, No. 1, January, p. 21-26, 1993.

ALI F. **Is high strength concrete more susceptible to explosive spalling than normal strength concrete in fire.** Fire Mater, pg:127–30, 2002.

AMARAL FILHO, E. M. **Concretos de alta resistência: o futuro das estruturas.** 11º Simpósio de Aplicação da Tecnologia do concreto, São Paulo, p. 50, 1989.

ANDOLFATO, R. P. **Controle tecnológico básico do concreto.** Universidade Paulista Julio Mesquita Filho, Apostila, 29p. , Ilha Solteira, 2002.

ARAÚJO, José Milton de. **Estruturas de concreto: a resistência à compressão e critérios de ruptura para o concreto.** - Rio Grande: Dunas, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Guia básico de utilização do cimento Portland,** (ABCP BT-106) – 7ª Revisão. São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14432 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento.** ABNT. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
NBR 14323 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. ABNT. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
NBR 15200 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. ABNT. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
NBR 15823-2 – Concreto autoadensável. Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento - Método do cone de Abrams. ABNT. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
NBR 5628 – Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo. ABNT. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
NBR 5732 – Cimento Portland comum – Especificação. ABNT. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
NBR 5739 – Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. ABNT. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. ABNT. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
NBR 7211 – Agregados para concreto – Especificação. ABNT. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).
NBR 9778 – Argamassa e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. ABNT. Rio de Janeiro, 2005.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738 - Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto.** ABNT/CB-18 - Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, CE-18:301.03 - Comissão de Estudo de Ensaio Físicos para Concreto Fresco, Rio de Janeiro, 2016.

BAUER, L. A. F. **Materiais de construção**; coordenador L.A. Falcão Bauer; revisão técnica João Fernando Dias. – 5. Ed. Revisada, Rio de Janeiro: LTC, p. 488, 2008.

BAZANT, Z. P.; KAPLAN, M. F. **Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models.** Harlow: Logman, x., p. 412, 1996.

BENTUR, A., MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**, New York, Elsevier Science Publishing Co. Inc., 1990.

BEZERRA, A. C. S. **Influência das variáveis de ensaio nos resultados de resistência à compressão de concretos: Uma análise experimental e computacional.** 128p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Minas Gerais, 2007.

CALLISTER, W. D. **Ciência e Engenharia de Materiais: Uma Introdução.** LTC – Livros Técnicos e Científicos. 5a. Edição. Rio de Janeiro, 2002.

CHAGAS, R. M. P. **Estudo do Concreto Laterítico Dosado com Aditivo Plastificante à Base de Lignosulfonato.** 191p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2011.

CHAN, S.Y.N.; LUO, X.; SUN, W. **Compressive strength and pore structure of high performance concrete after exposure to high temperature Up to 800 °C.** Cement and Concrete Research, Elmsford, v. 30, n. 2, p. 247-251, Feb. 2000.

CHAN, S.Y.N.; PENG, G. F.; ANSON, M. **Fire behavior of high-performance concrete made with sílica fume at various moisture contents**. ACI Materials Journal, Detroit, Mich., v. 96, n. 3, p. 405-409, May/Jun. 1999.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo. 2008.

COSTA, C. N. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2002. 200 f. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais**. In: V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. Anais. São Paulo: EPUSP, 2003.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Dimensionamento de pilares em situação de incêndio, conforme a nova NBR 15200.2004 – uma análise crítica**. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Olinda, Pernambuco: IBRACON. 2005.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio**. NUTAU Brasília. Concrete Research, China, v. 34, p. 1001 – 1005, November 2002.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio**. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL NUTAU'2006 – INOVAÇÕES TECNOLÓGICAS E SUSTENTABILIDADE, 2006. São Paulo. NUTAU'2006.

COSTA, C. N.; STUCCHI, F. R.; SILVA, V. P. **Estrutura de concreto em situação de incêndio**. PINI Editora. São Paulo, 2005.

COSTA, C.N. e PIGNATTA, V. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. XXX Jornadas sul-americanas de engenharia estrutural. Brasília. Concrete Research, China, v. 34, p. 1001 – 1005, November 2002.

CUOGHI, R. S.; FIGUEIREDO, A. S. **Aspectos de análise de risco das estruturas de concreto em situação de incêndio**. São Paulo: EPUSP, p. 31, 2007.

D.P. BENTZ, **Fibres, percolation, and spalling of high-performance concrete**. ACI Mater. J. 97, p. 351–359, 2000.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 1: actions on structures – part 1.2: general actions – actions on structures exposed to fire**. EN 1991-1- 2. CEN. Bruxelas, Bélgica. 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design**. EN 1992 1-2. CEN. Bruxelas, Bélgica. 2004.

FIB, F. I. D. B. **Bulletin 38 - Fire design of concrete structures**. Lausanne, Suíça: EPFL, 2007.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto Reforçado com Fibras**. 248 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

FIGUEIREDO, A. D.; TANESI, J.; NINCE, A. A. **Concreto com fibras de polipropileno**. Técnica, São Paulo, v. 10, n. 66, 2002.

FREEDMAN, S. **High-Strength Concrete**. ISI 76-OIT, Portland Cement Association, Skokie, IL, p. 19, 1971.

GAYNOR, R. D.; MEININGER, R. C. **Evaluating concrete sands: Five test to estimate quality**. *Concrete International Design & Construction*, V.5, n12 p53-60, Dec, 1983.

HAMASSKI, L.T.; SANTOS, R.F.C. **Corpos de Prova. Soluções inovadoras**, Revista **Notícia da Construção**. Pg. 48-49, 2013.

HAN, C.G.; YANG, S.H.; HAN, M.C.; PEI, C.C. **Spalling prevention of high strength concrete with 60–100 MPa of the compressive strength corresponding to additio of polypropylene fiber**. *Archit. Inst. Korea*, Ed. 24, pg 91–98, 2008.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. PINI Editora. São Paulo, 1992.

HEO; SANJAYAN, J.; HAN, C.; HAN, M. **Limited effect of diameter of fibres on spalling protection of concrete in fire**. *Materials and Structures*. v. 45, p.325–335, 2012.

HEO; SANJAYAN, J.; HAN, C.; HAN, M. **Synergistic effect of combined fibers for spalling protection of concrete in fire**. *Ciment and Concrete Reserch*. v. 40, p. 1547-1554, 2010.

HERTZ, K. D. **Limits of spalling of fire-exposed concrete**. *Fire Safety Journal*, Oxford, v. 38, p. 103-116, 2003.

HERTZ, K. D.; SORENSEN, L. S. **Test method spalling of fire exposed concrete**. *Fire Safety Journal*, Oxford, v. 40, p. 466-476, 2005.

HUSEM, M. **The effects of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high-performance concrete**. *Fire Journal* Ed. 41, pg 155-163, 2006.

ISO. INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Fire resistance tests - Elements of building construction - Part 1.1: General requirements for fire resistance testing**, Geneva, Suíça [Revision of first edition (ISO 834:1975)], 1990.

JANSSON, R.; BOSTROM, L. **The Influence of Pressure in the Pore System on Fire Spalling of Concrete**. *Fire Technology*, v. 46, p. 217–230, 2010.

JIMENEZ, M. P.; GARCÍA, M. Á. y MORÁN, C. F. **Hormigón armado**. 14 ed. Barcelona: Gustavo Gili, S.A., p. 844, 2000.

KAKOOEI, S.; AKIL, H.M.; JAMSHIDI, M.; ROUHI, J. **The effects of polypropylene fibers on the properties of reinforced concrete structures**. Construction and Building Materials Ed. 27, pg 73–77, 2012.

KALIFA, P.; CHÉNÉ, G.; GALLÉ, C. **High temperature behavior of HPC with polypropylene fibres from spalling to microstructure**. Cement and Concrete Research, Elmsford, v. 31, n. 12, p. 1487- 1499, 2001.

KALIFA, P.; MENNETEAU, F. D.; QUENARD, D. **Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures**. Cement and Concrete Research . v. 30, p. 1915-1927, 2000.

KLEIN JÚNIOR, O. **Pilares de Concreto Armado em Situação de Incêndio Submetidos à Flexão Normal Composta**. 208p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

LI, M.; QIAN, C. X.; SUN, W. **Mechanical properties of high-strength concrete after fire**. Cement and Concrete Research, Elmsford, v. 34, p.1001-1005, 2004.

LIMA, F. B. e BARBOSA, A. H. - **Influência do tamanho e do tipo do corpo-de-prova na resistência à compressão do concreto**. 44º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Belo Horizonte, 2002.

LIMA, R. C. A. **Investigação do comportamento de concreto em temperaturas elevadas**. 257p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LIMA, R. C. A.; KIRCHHOF, L. D.; CASONATO, C. A.; FILHO, L. C. P. S. **Efeito de altas temperaturas no concreto**. II Seminário de Patologias das Edificações – LEME. 15p. 2004.

MARTINS, D. G. **Influência do tamanho do corpo-de-prova nos resultados de ensaios de módulo de deformação e resistência à compressão e suas relações para concretos produzidos em Goiânia-GO**. 105p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2008.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. Tradução Carmona Filho, A., Coitinho dal Molin, D. C. e Cincotto, M. A. 1ª ed. São Paulo: Pini, p. 581, 1994.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. Tradução Carmona Filho, A., Coitinho dal Molin, D. C. e Cincotto, M. A. 2ª ed. São Paulo: IBRACON, p. 782, 2014.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. 2ed. São Paulo: PINI. Tradução de Salvador E. Giammisso, 1997.

NINCE, A. A. **Lascamento do concreto exposto a altas temperaturas**. 336p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2006.

NINCE, A. A.; COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. E. **Influência das fibras de polipropileno no comportamento do concreto de alta resistência endurecido submetido à ação térmica**. In: 45º Congresso Brasileiro do Concreto. Vitória, 2003. **Anais**. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). São Paulo, 2003a.

O'REILLY, D. V. A. **Métodos para dosificar mezclas de hormigón**. Ciudad de la Habana: Científico-Técnica, p. 102, 1990.

PASQUEL, C. E. **Tópicos de Tecnología del Concreto**. 2ª ed. Cochabamba: Serrano. p. 380, 1996.

PATNAIK A. K.; PATNAIKUNI I. - **Correlation of strength of 75 mm diameter and 100 mm diameter cylinders for high strength concrete.** Cement and Concrete Research 32, p. 607–613, 2002.

PETRUCCI, E. G. R. **Concreto de cimento Portland.** 9 ed. Porto Alegre: Ed. Globo, p. 307, 1982.

PHAN, L. T.; CARINO, N. J. **Effect of test conditions and mixture proportions on behavior of highstrength concrete exposed to high temperatures.** ACI Materials Journal, Detroit, Mich., v. 19, n. 1, p.54-66, Jan./Feb. 2002.

POON, C. S. et al. **Comparison of the strength and Durability performance of normal and high pozzolanic concretes at elevated temperature.** Cement and Concrete Research, Elmsford, v. 31, p. 1291-1300, 2001.

PRADO, R. C. M. F., **Comportamento Estrutural de Pilares Curtos em Concreto de Alta Resistência.** 159p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

PURKISS, J. A. **Fire safety engineering design of structures.** Oxford: Butterworth Heinemann, 1996.

PURKISS, J. A. **Fire safety engineering.** 2. ed. Oxford, Reino Unido: Elsevier, 2007.

RAMOS, M. F. **Análise Experimental de Tubos de Concreto Reforçado com Fibras de Aço.** Campinas, UNICAMP. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Campinas, 2002.

READER FILHO, M. **Caracterização do Cimento Aluminoso e sua Aplicação em Concretos de Alta Resistência (CAR).** 174p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

RESENDE, F. M. **Influência das Fibras de Aço, Polipropileno e Sisal no Amortecimento de Concretos de Resistência Normal e de Alto Desempenho.** 109p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

RIOS, F. C. M., **Um Estudo das Propriedades Mecânicas do Concreto Submetido a Elevadas Temperaturas para dar Suporte ao Gerenciamento de Risco de Incêndio em Edificações.** 244p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2005.

RLE- Rail Link Engineering. **Fire performance of concrete for tunnel linings.** Channel tunnel rail link, technical report nº 000-RUG-RLEEX-00005-AB.

RODRIGUES, J.P.C.; LAÍM, L.; CORREIA, A.M. **Behaviour of fiber reinforced concrete columns in fire.** Composite Structures, Elsevier, pg 1263-1268, 2010.

RODRIGUES, P. P. F.; MONTARDO, J. P. **A Influência da Adição de Fibras de Polipropileno nas Propriedades dos Concretos para Pisos e Pavimentos.** In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto. Belo Horizonte, 2002. Anais. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). São Paulo, 2002.

ROSSI, P. **“Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC): Na overview”.** In: Proc. of The Fifth Int. Rilem Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC) BEFIB’2000, (edited by Rossi and G. Chanvillard), Lyon, France, pp. 87-100, 2000.

SCANDIUZZI, L. e ANDRIOLO, F. R. - **Concreto e seus materiais: propriedades e ensaios.** Pini, São Paulo, 1986.

SCHLEICH, J. -B. **Properties of the materials. Implementation of Eurocodes: Design of buildings for the fire situation: Hadbook 5,** Luxemburgo: KI CTU/CKAIT/RWTH/IET/UOP/TNO/IMK/BRE, Chapt. 5. p. V-1-V-28. Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007, 2005.

SILVA, D. S. **Propriedades Mecânicas Residuais após Incêndio de Concretos usados na Construção Civil na Grande Florianópolis**. 102p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

SILVA, I. S. **Concreto de alta Resistência: Composição, Propriedades e Dimensionamento**. 149p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

SILVA, J. S. **Estudos de Concreto de Diferentes Resistências à Compressão submetidos a Altas Temperaturas sem e com Incorporação de Fibras de Politereftalado de Etileno (PET)**. 148p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. Reimpressão. São Paulo: TANESI J.; NINCE A. A. **Concreto com fibras de polipropileno (CFP)**. *Techne: revista de tecnologia da construção*, São Paulo, v. 10, n. 66, pg. 48-51, 2002.

WENDT, S. C. **Análise da Mudança de Cor em Concretos Submetidos a Altas Temperaturas como Indicativo de Temperaturas Alcançadas e da Degradação Térmica**. 183p. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre - RS, 2006.

XIAO, J.; FALKNER, H. **On residual strength of high-performance concrete with and without polypropylene fibres at elevated temperatures**. *Fire Safety Journal* Ed.41, pg: 115-121, 2006.

XIAO, J; KONIG, G. **Study on concrete at high temperature in China — an overview**. *Fire Saf J* Ed. 39, pg: 89-103, 2004.

XU, Y. et al. **Impact of high temperature on PFA concrete**. *Cement and Concrete Research*, Elmsford, v. 31, p. 1065-1073, 2001.

APÊNDICES

- Nesta etapa do trabalho, são apresentados os seguintes apêndices:
- Apêndice A – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's (10x20) cm do Traço I – Camada central - 400°C
- Apêndice B – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's (10x20) cm do Traço I – Camada central - 600°C
- Apêndice C – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's (10x20) cm do Traço I – Camada central - 800°C
- Apêndice D – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's (15x30) cm do Traço I – Camada central - 400°C
- Apêndice E – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's (15x30) cm do Traço I – Camada central - 600°C
- Apêndice F – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's (15x30) cm do Traço I – Camada central - 800°C
- Apêndice G – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's (15x15x15) cm do Traço I – Camada central - 400°C
- Apêndice H – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's (15x15x15) cm do Traço I – Camada central - 600°C
- Apêndice I – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's (15x15x15) cm do Traço I – Camada central - 800°C
- Apêndice J – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's do Traço II – Camada central - 400°C
- Apêndice K – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's do Traço II- Camada central - 600°C
- Apêndice L – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's do Traço II – Camada central - 800°C
- Apêndice J – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's do Traço III – Camada central - 400°C
- Apêndice K – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's do Traço III- Camada central - 600°C
- Apêndice L – Resultados dos ensaios de aquecimento pra os CP's do Traço III – Camada central - 800°C

**APÊNDICE A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S (10X20) CM DO TRAÇO I – CAMADA CENTRAL - 400°C**

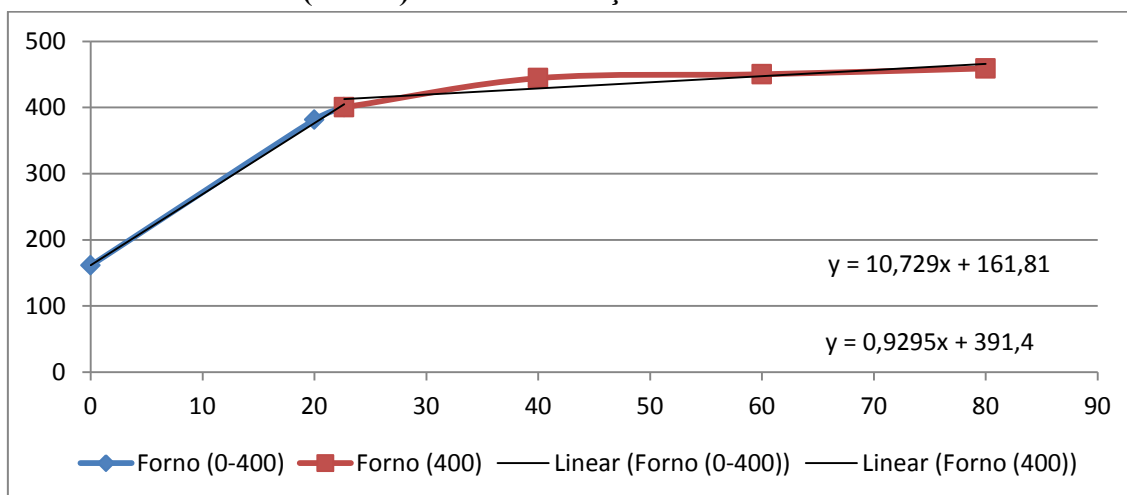


Gráfico 1: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

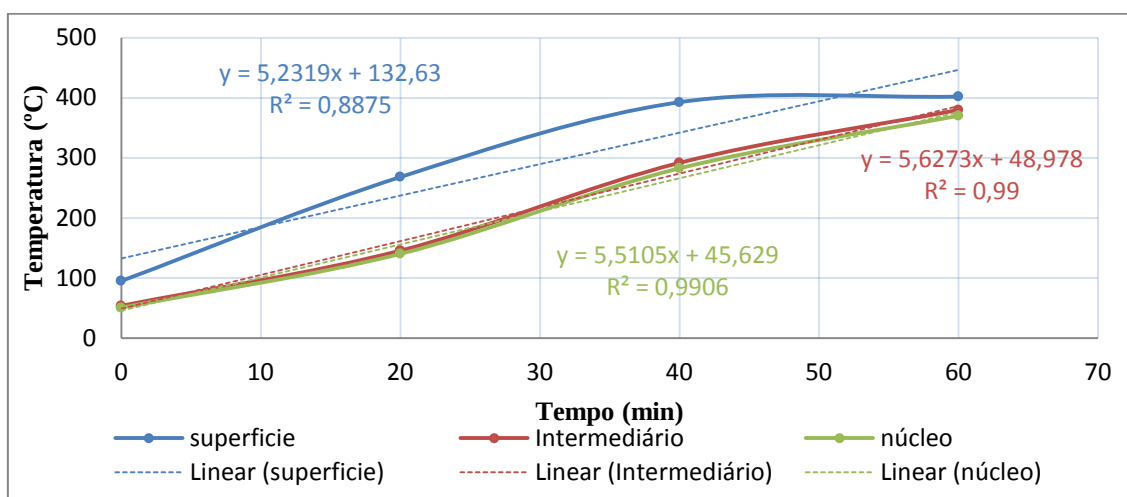


Gráfico 2: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

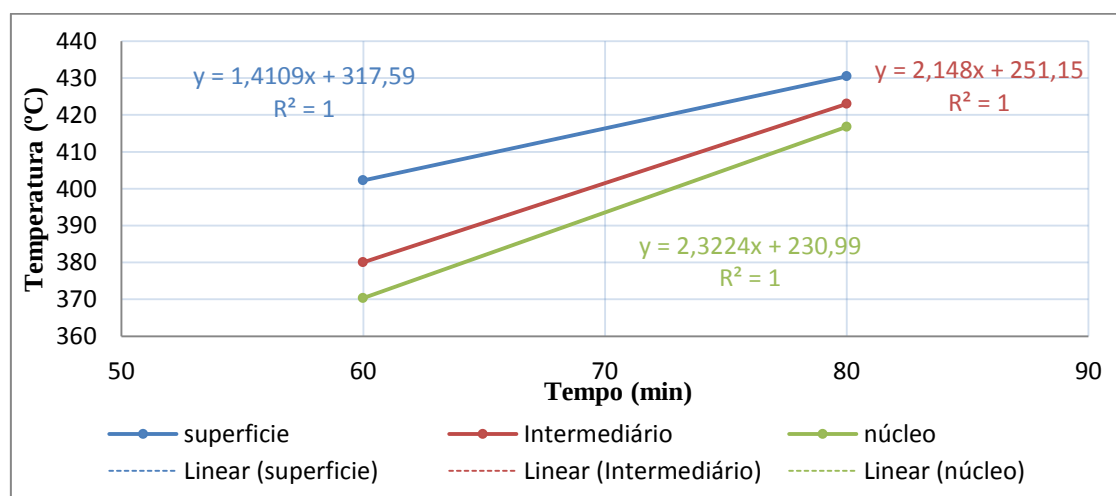


Gráfico 3: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S (10X20) CM DO TRAÇO I – CAMADA CENTRAL -
600°C**

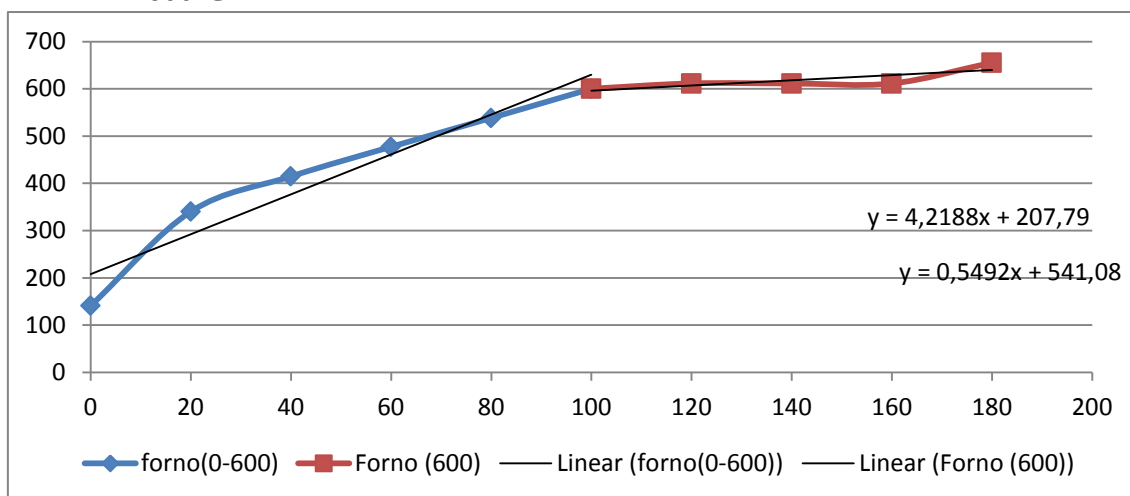


Gráfico 4: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

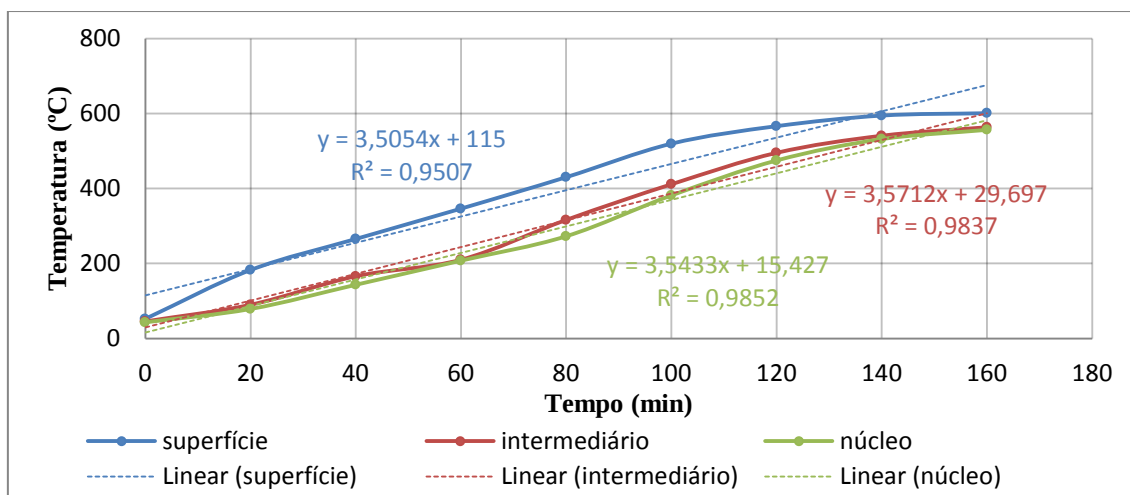


Gráfico 5: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

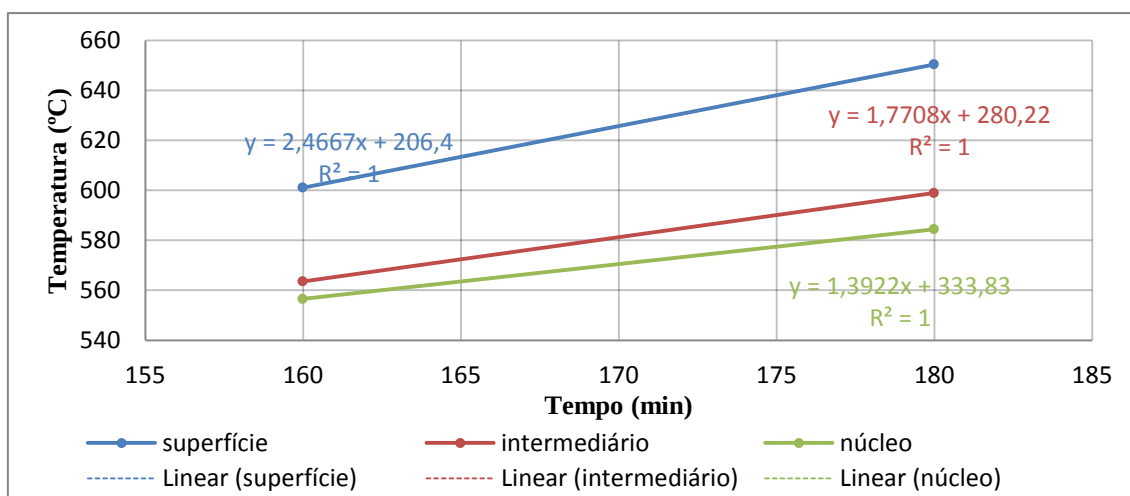


Gráfico 6: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE C – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S (10X20) CM DO TRAÇO I – CAMADA CENTRAL -
800°C**

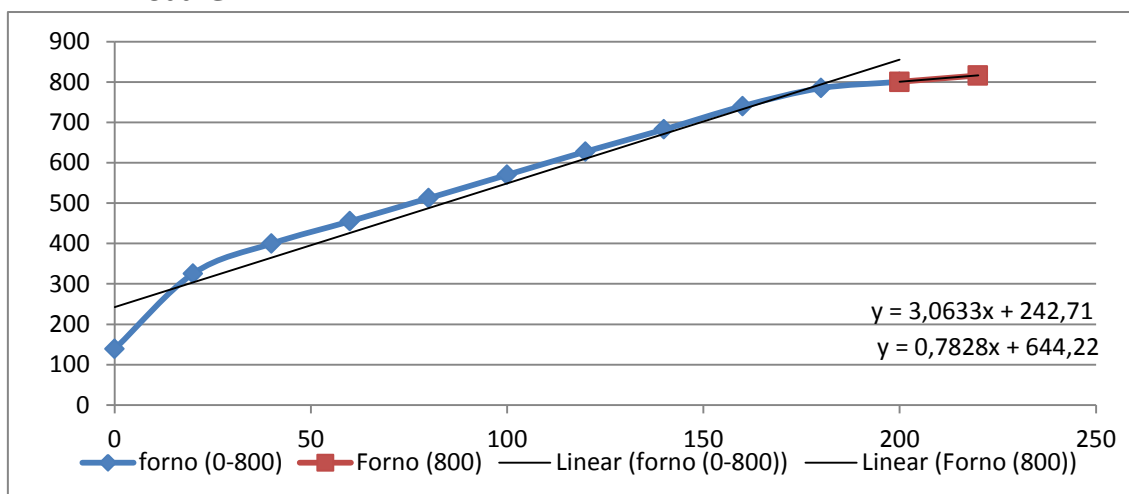


Gráfico 7: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

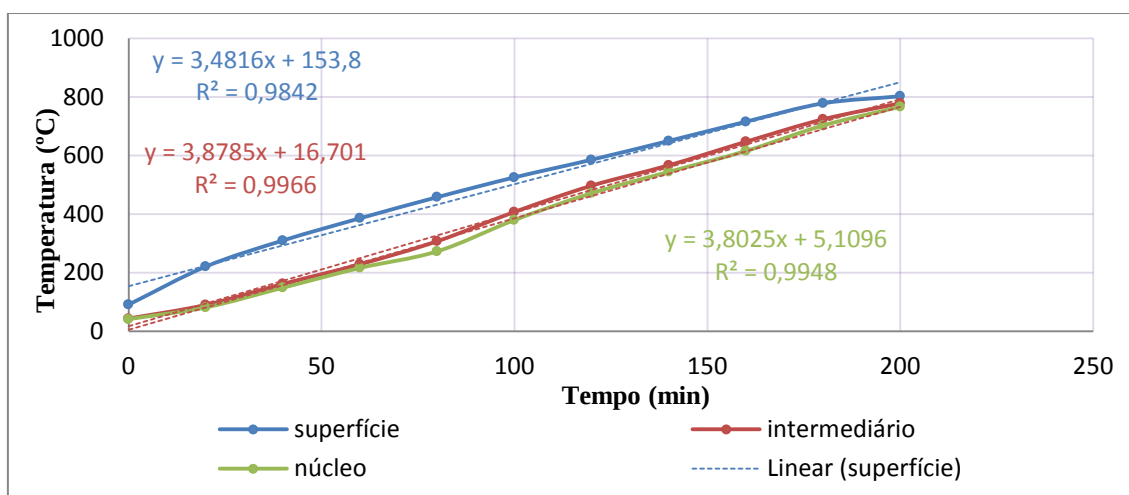


Gráfico 8: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

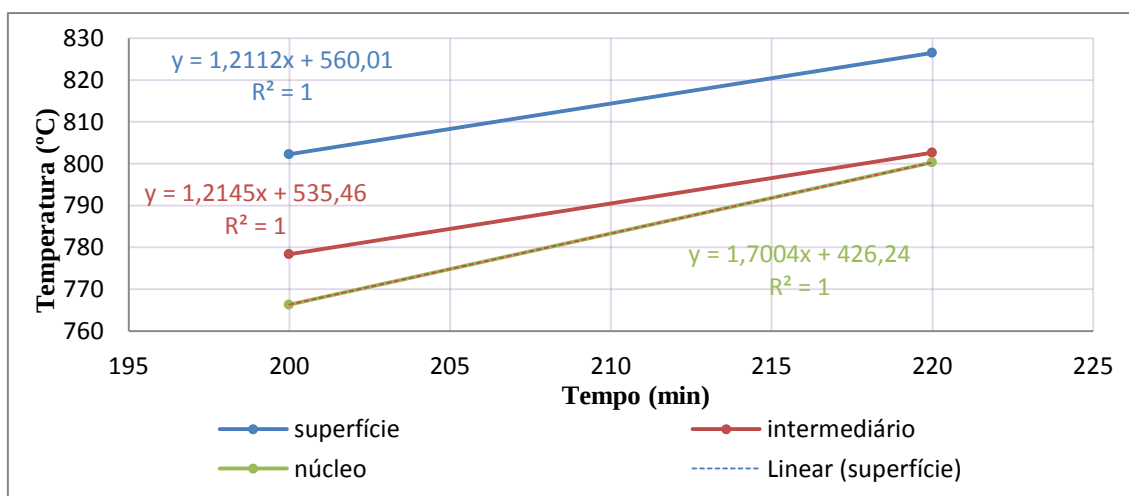


Gráfico 9: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE D – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S (15X30) CM DO TRAÇO I – CAMADA CENTRAL -
400°C**

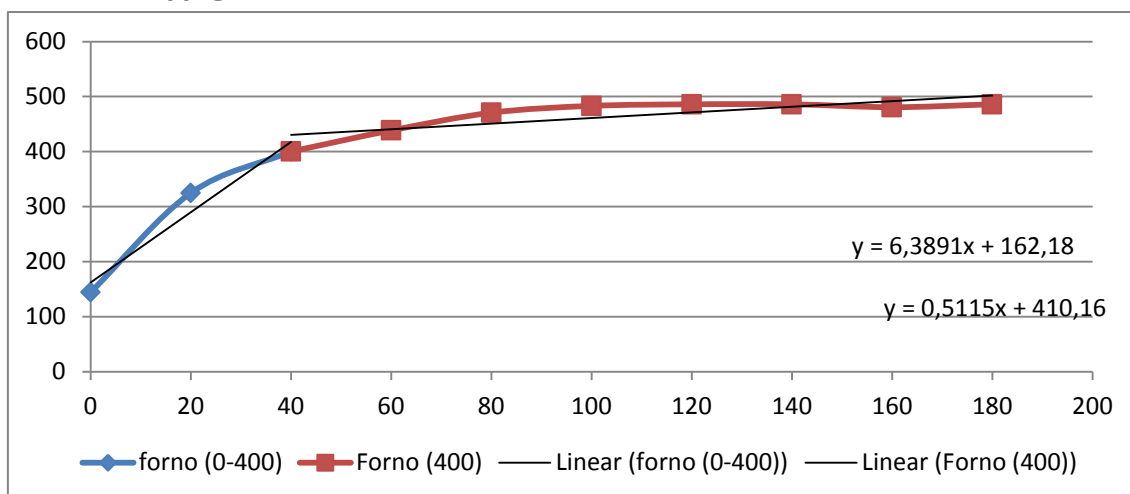


Gráfico 10: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

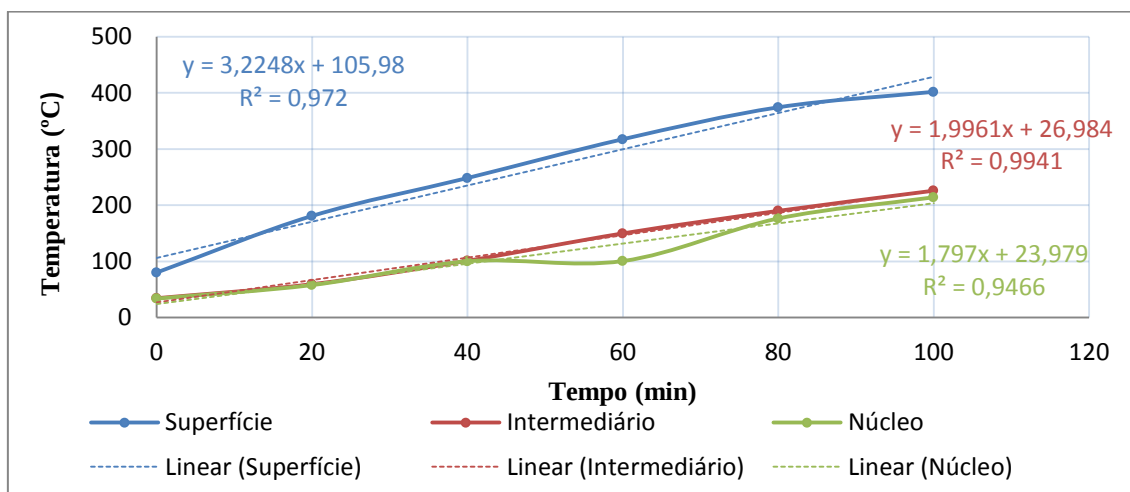


Gráfico 11: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

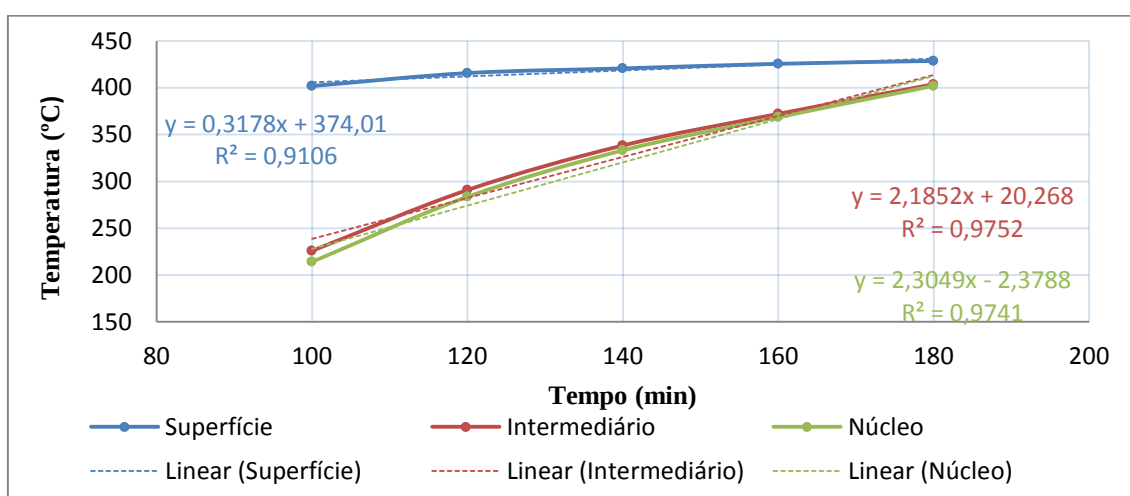


Gráfico 12: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE E – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S (15X30) CM DO TRAÇO I – CAMADA CENTRAL -
600°C**

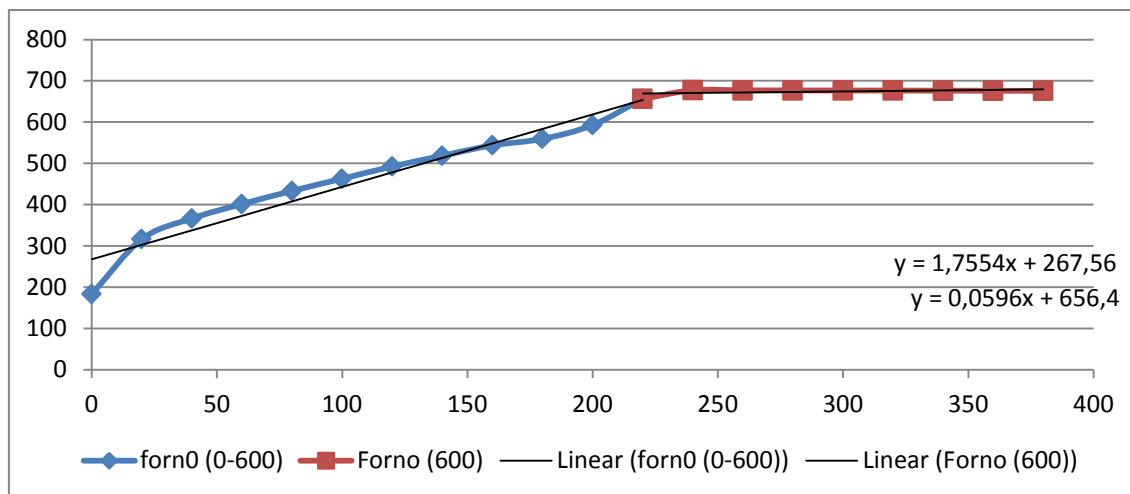


Gráfico 13: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

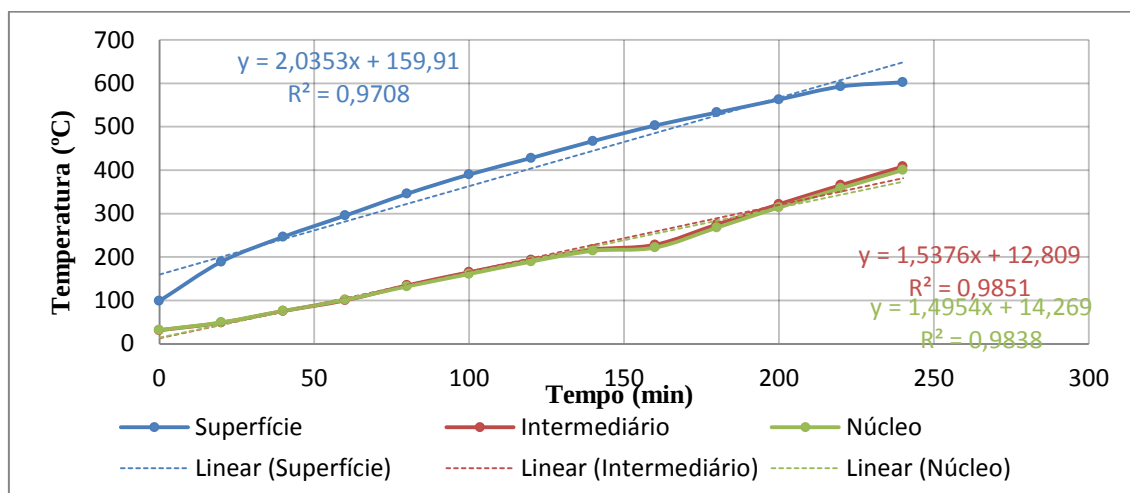


Gráfico 14: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

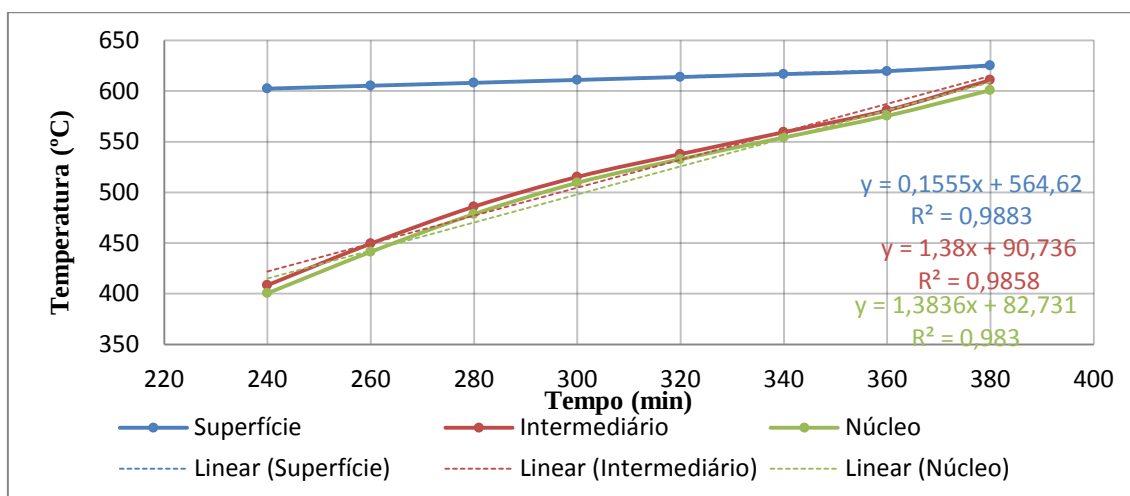


Gráfico 15: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE F – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S (15X30) CM DO TRAÇO I – CAMADA CENTRAL -
800°C**

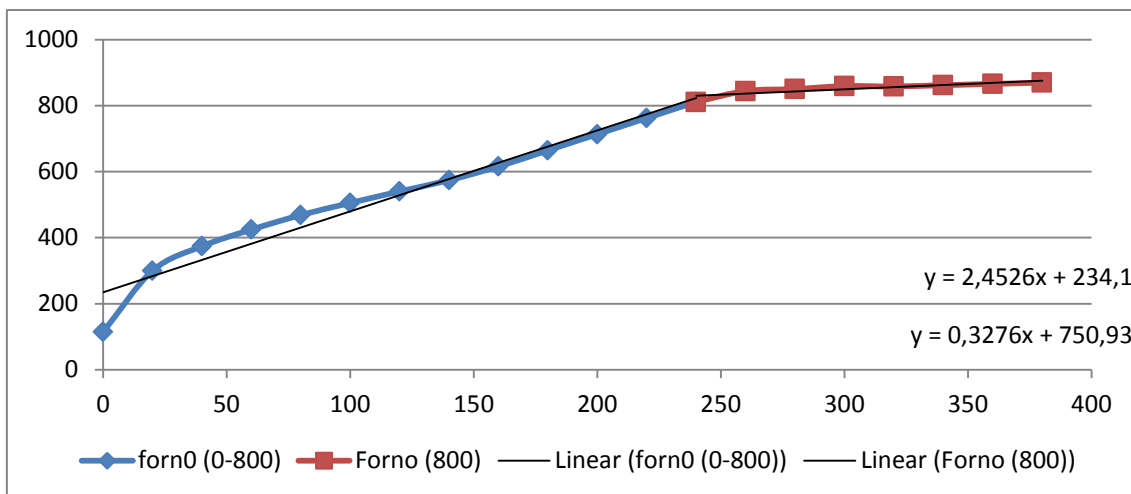


Gráfico 16: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

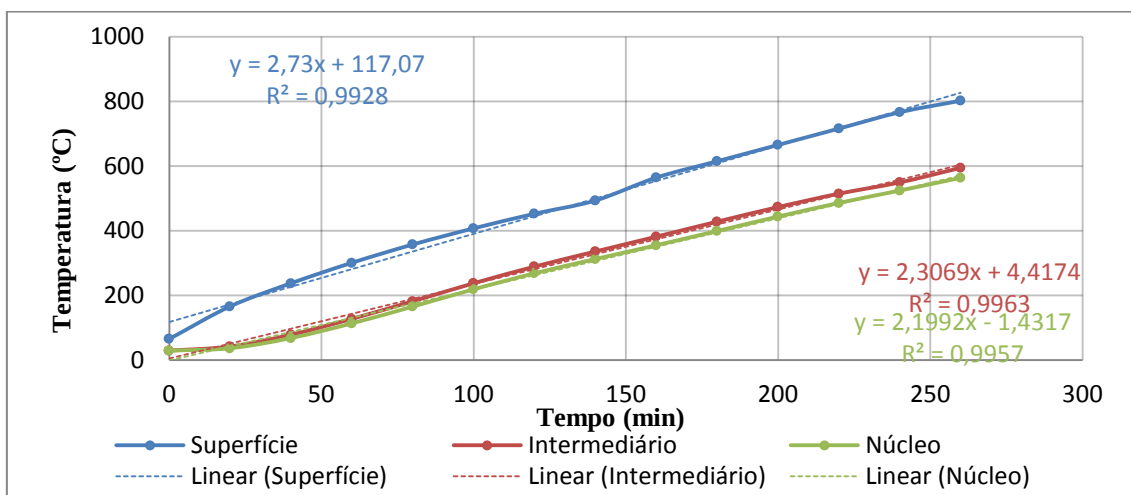


Gráfico 17: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

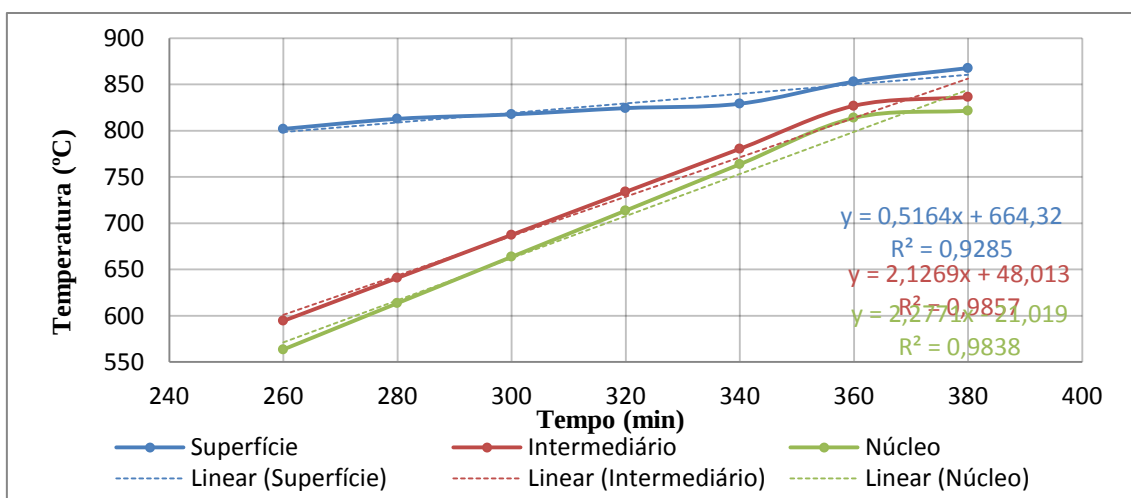


Gráfico 18: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE G – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S (15X15X15) CM DO TRAÇO I – CAMADA CENTRAL -
400°C**

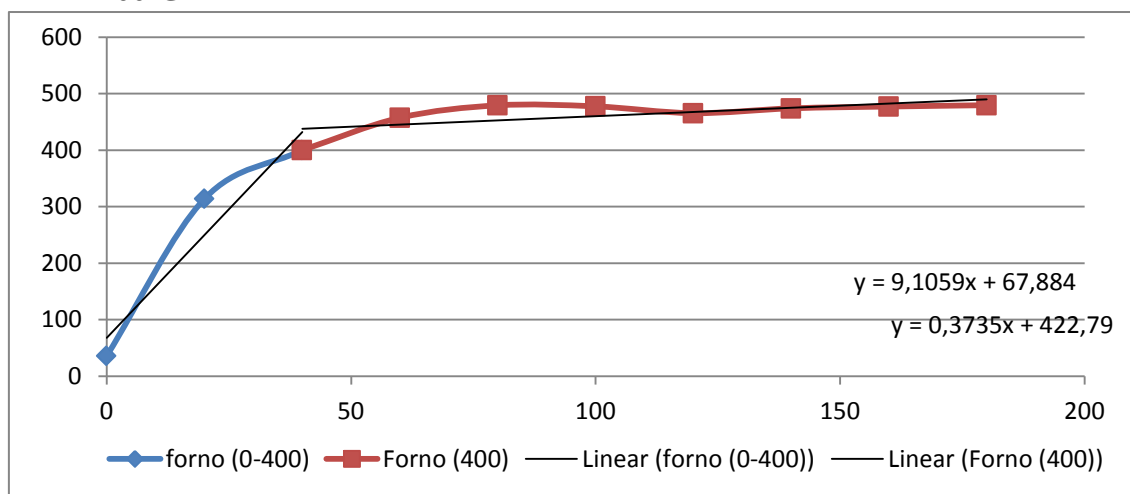


Gráfico 19: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

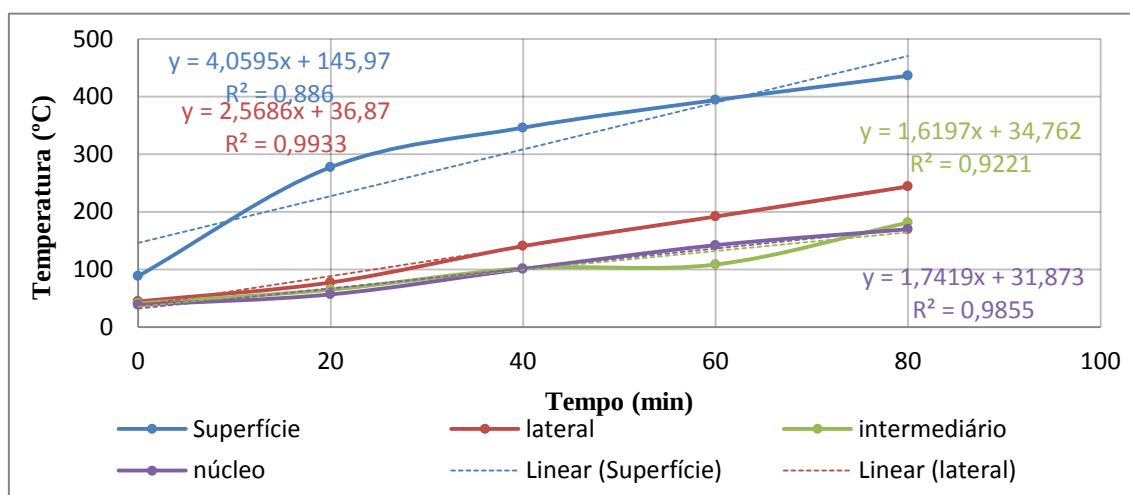


Gráfico 20: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

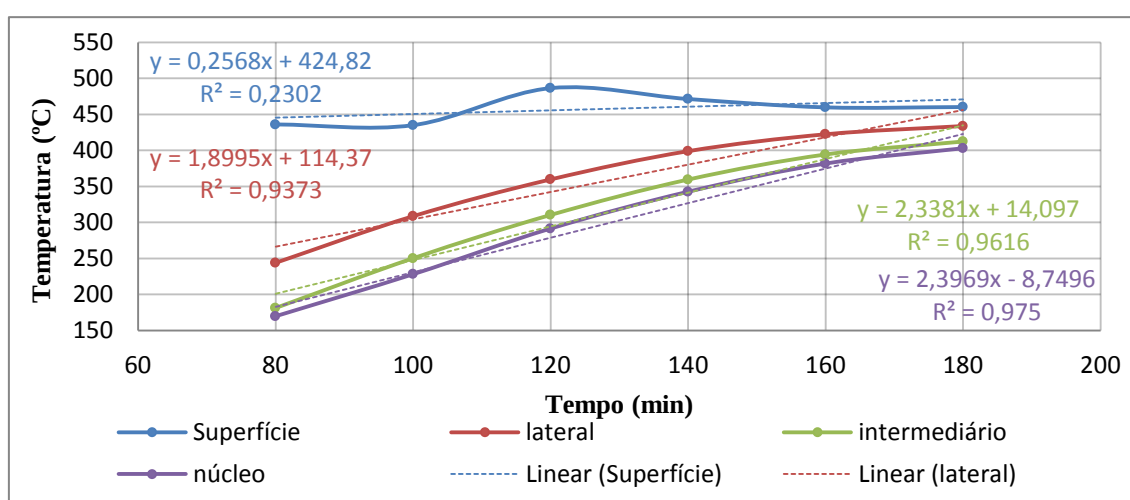


Gráfico 21: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE H – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S (15X15X15) CM DO TRAÇO I – CAMADA CENTRAL -
600°C**

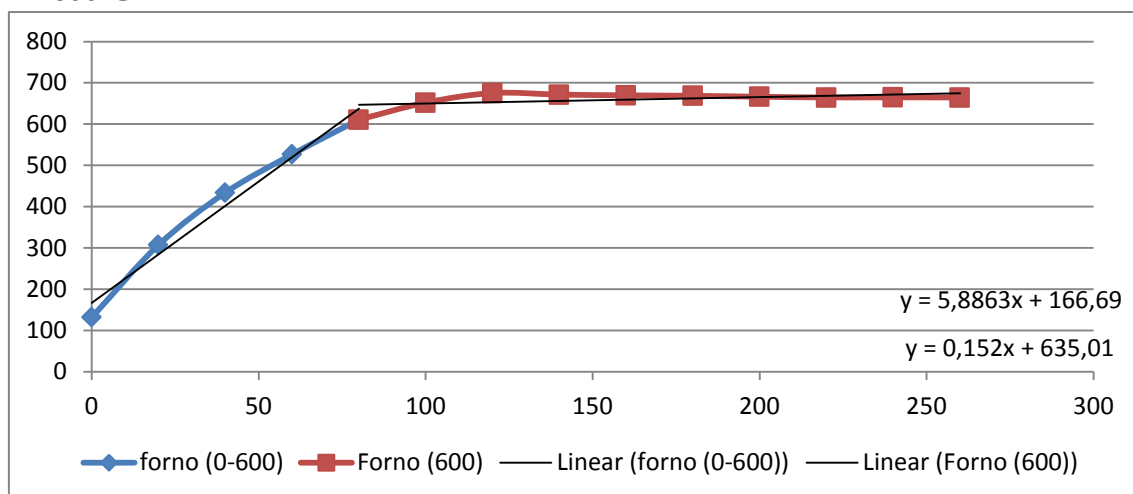


Gráfico 22: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

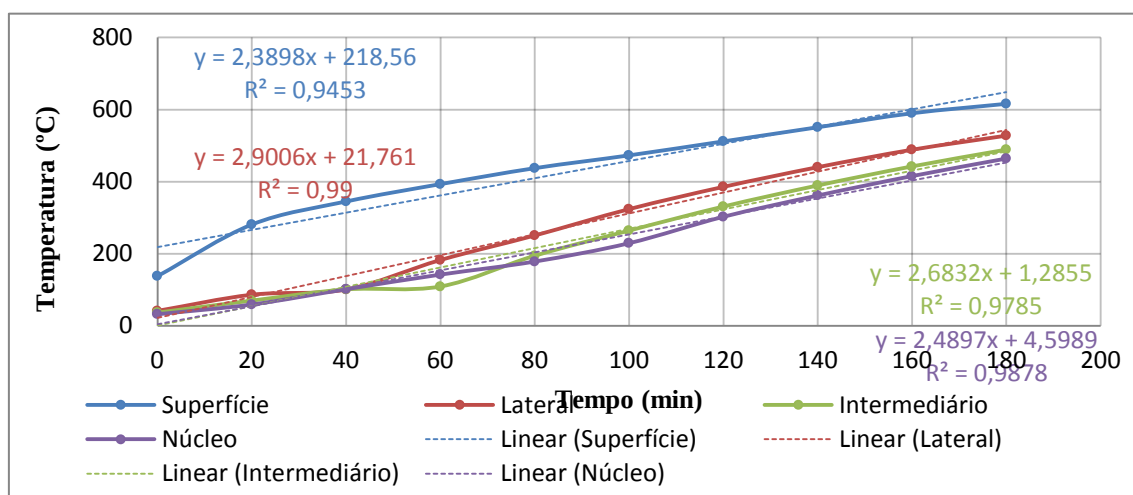


Gráfico 23: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

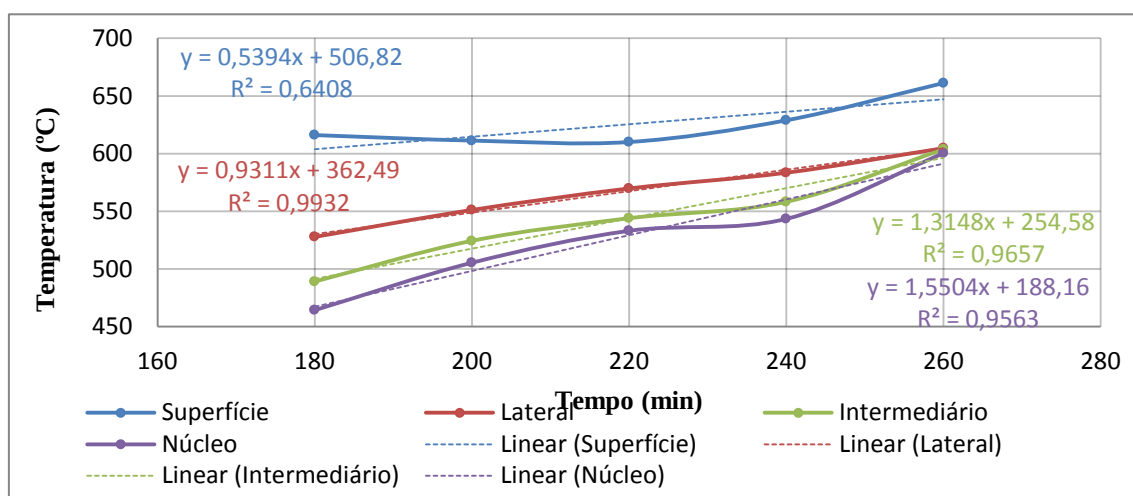


Gráfico 24: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE I– RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S (15X15X15) CM DO TRAÇO I – CAMADA CENTRAL -
800°C**

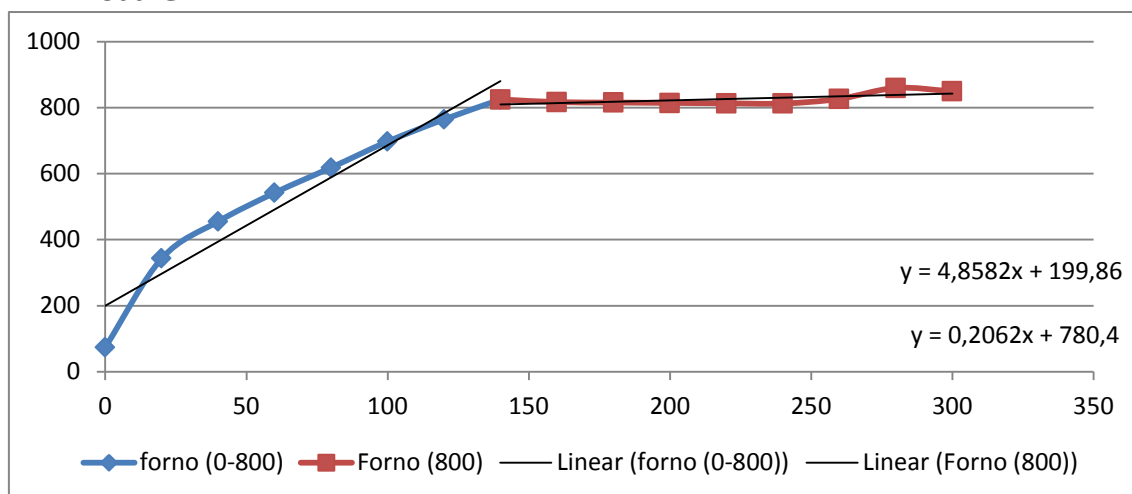


Gráfico 25: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

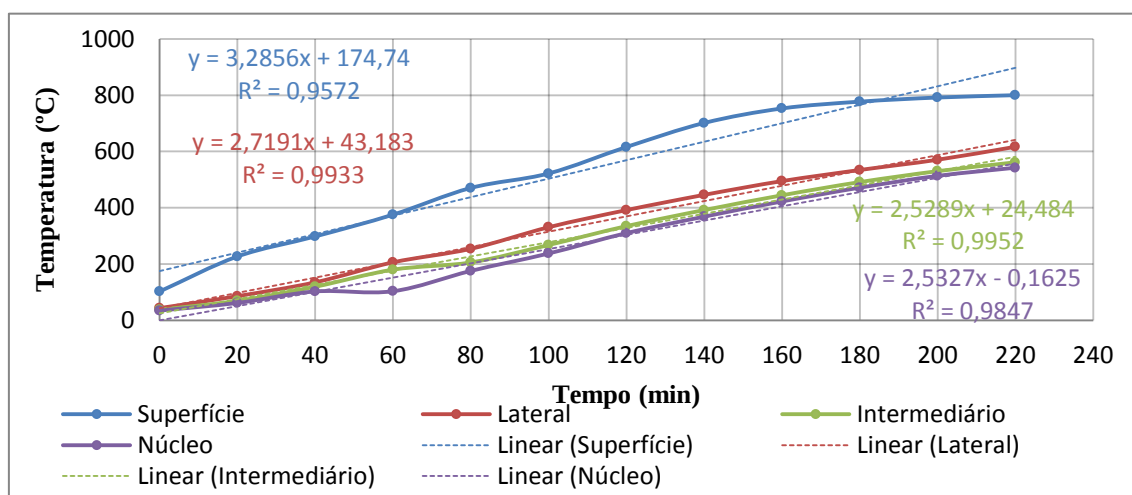


Gráfico 26: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

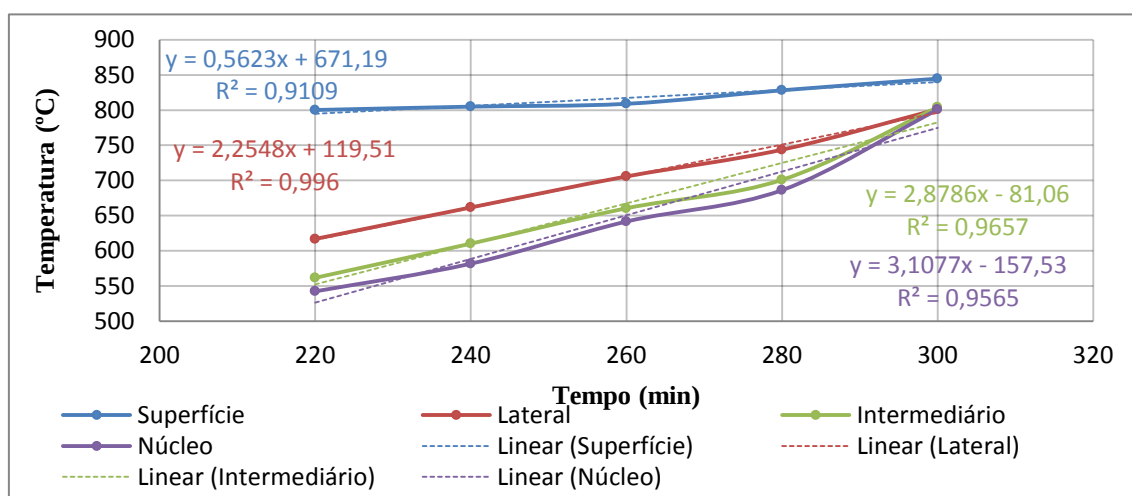


Gráfico 27: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE J – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S DO TRAÇO II – CAMADA CENTRAL - 400°C**

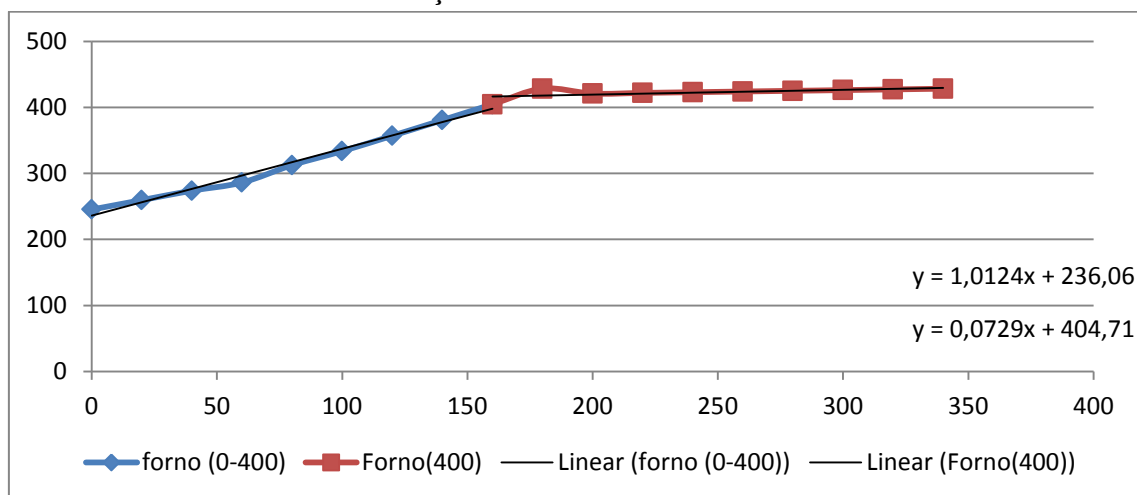


Gráfico 28: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

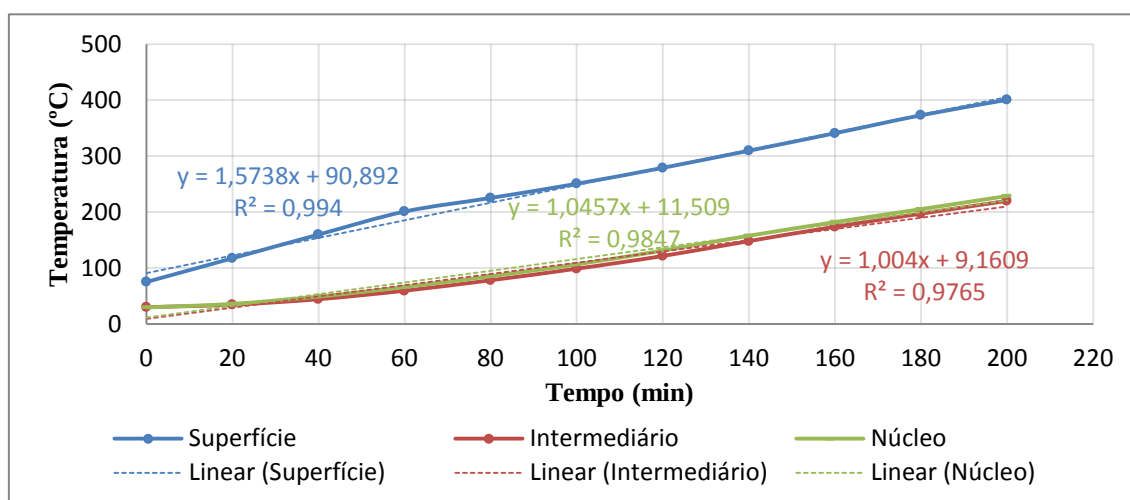


Gráfico 29: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

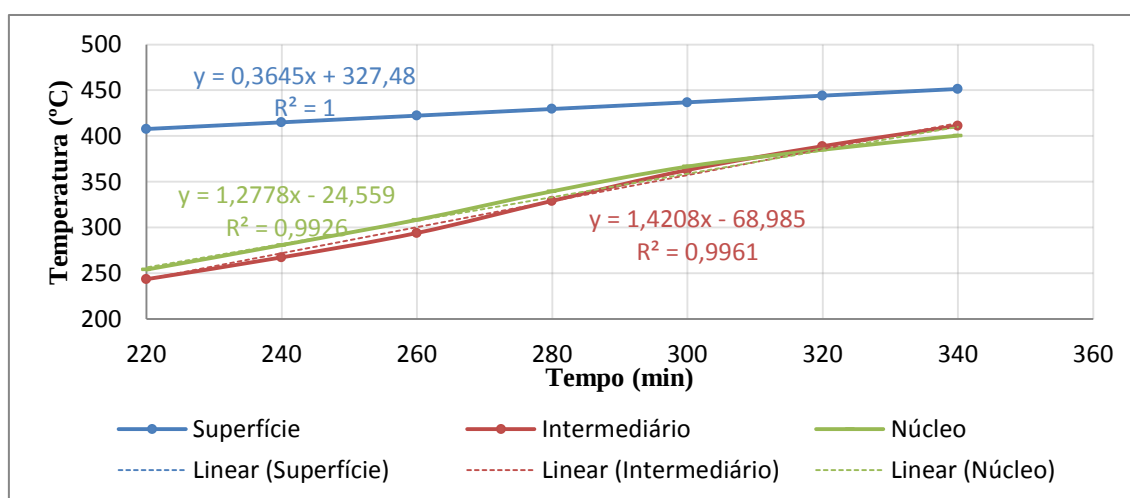


Gráfico 30: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE K – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S DO TRAÇO II- CAMADA CENTRAL - 600°C**

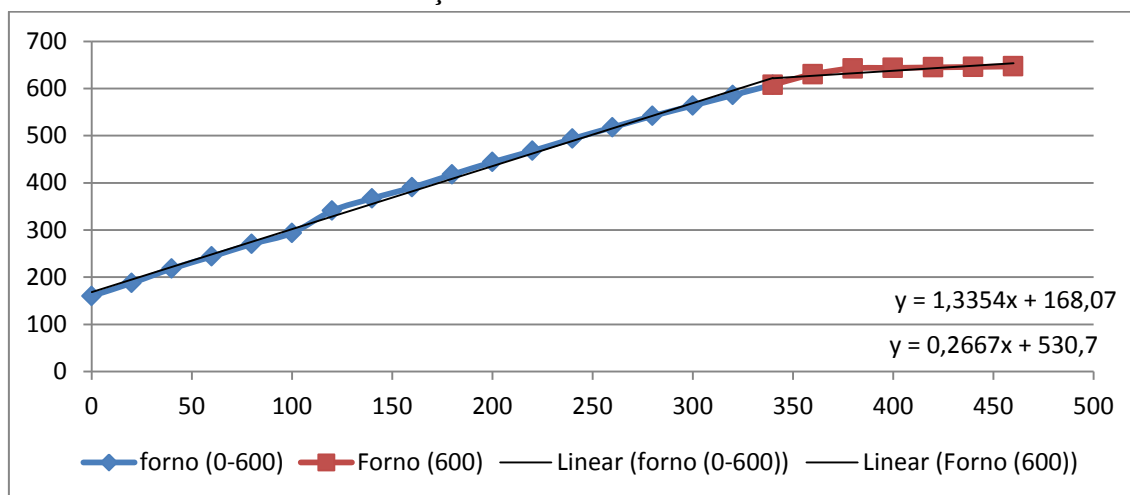


Gráfico 31: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

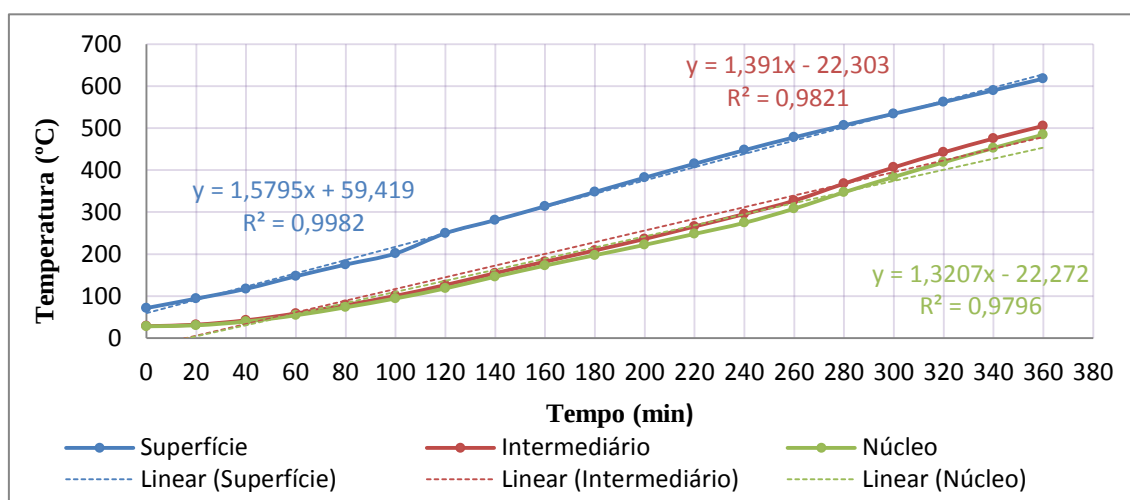


Gráfico 32: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

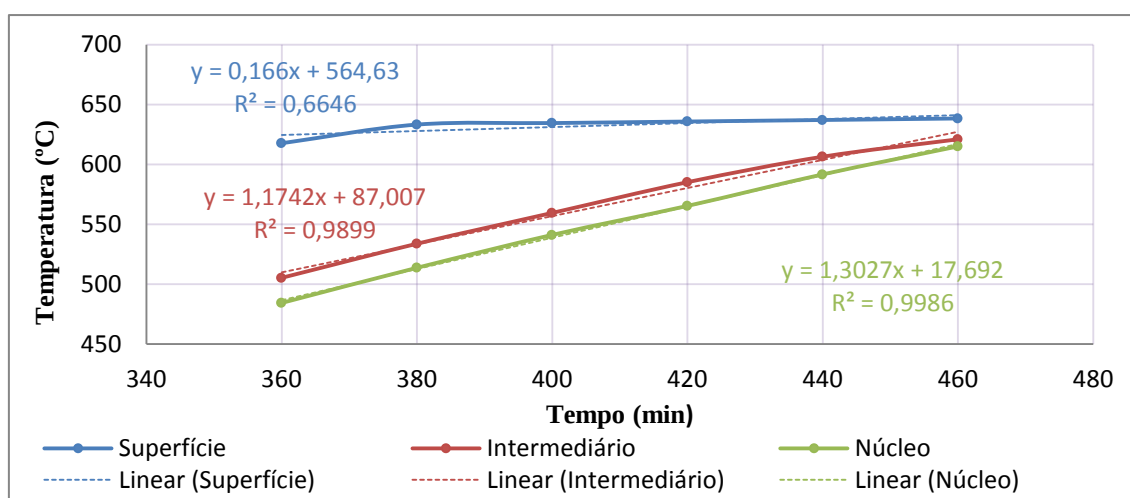


Gráfico 33: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE L – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S DO TRAÇO II – CAMADA CENTRAL - 800°C**

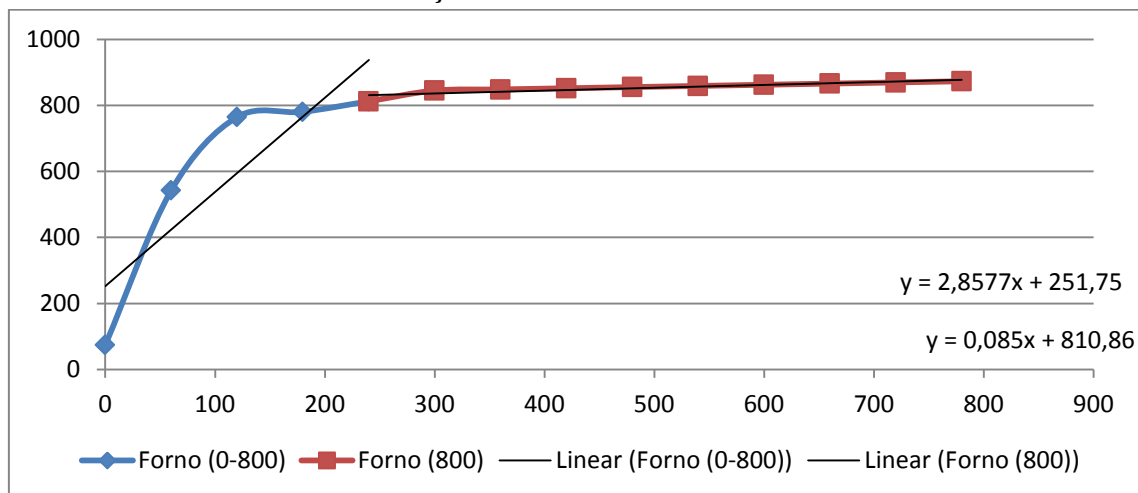


Gráfico 34: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

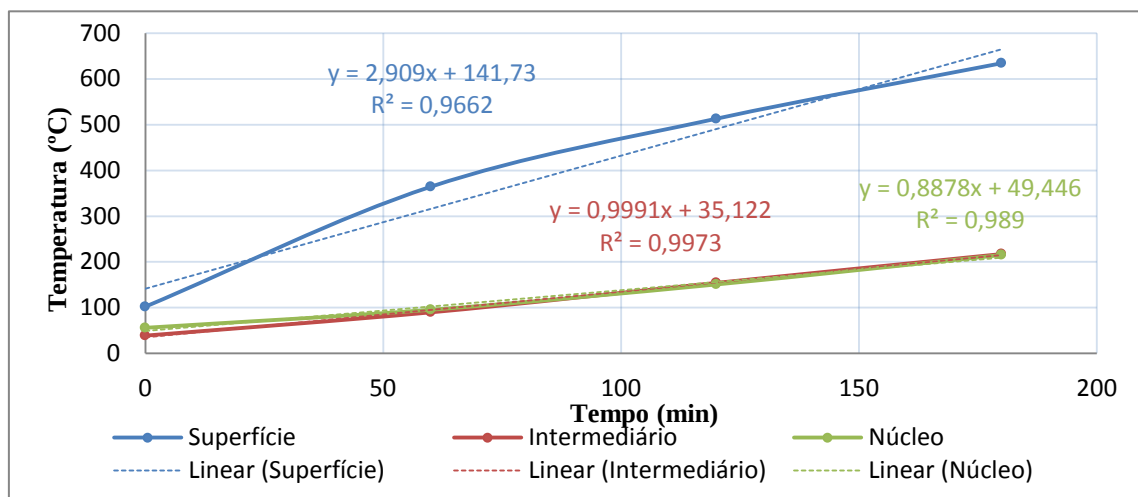


Gráfico 35: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

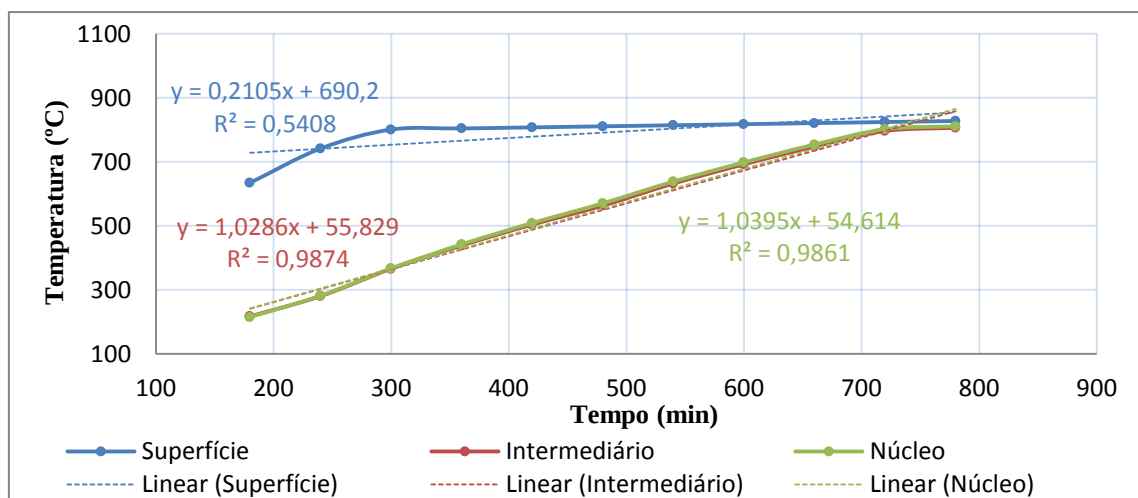


Gráfico 36: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE J – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S DO TRAÇO III – CAMADA CENTRAL - 400°C**

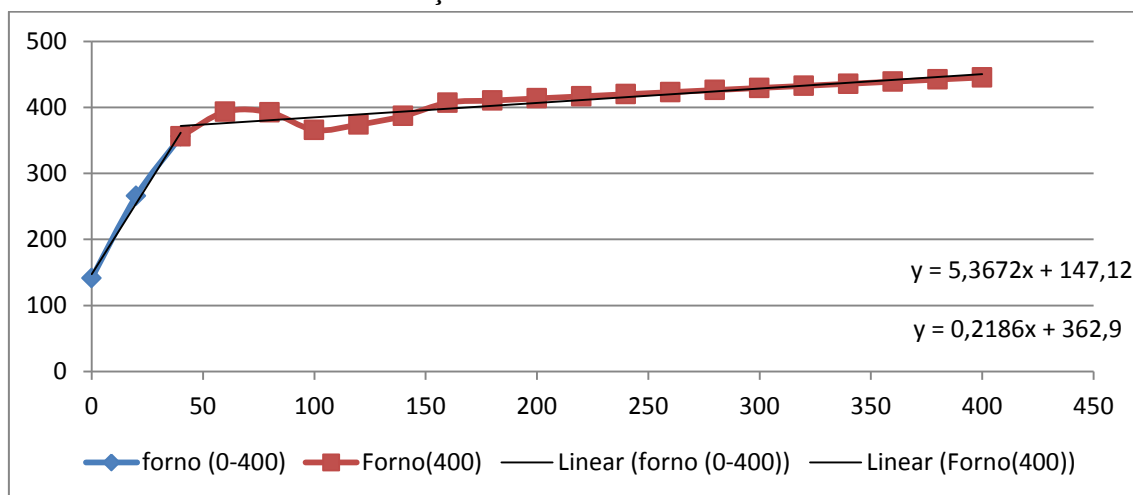


Gráfico 37: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

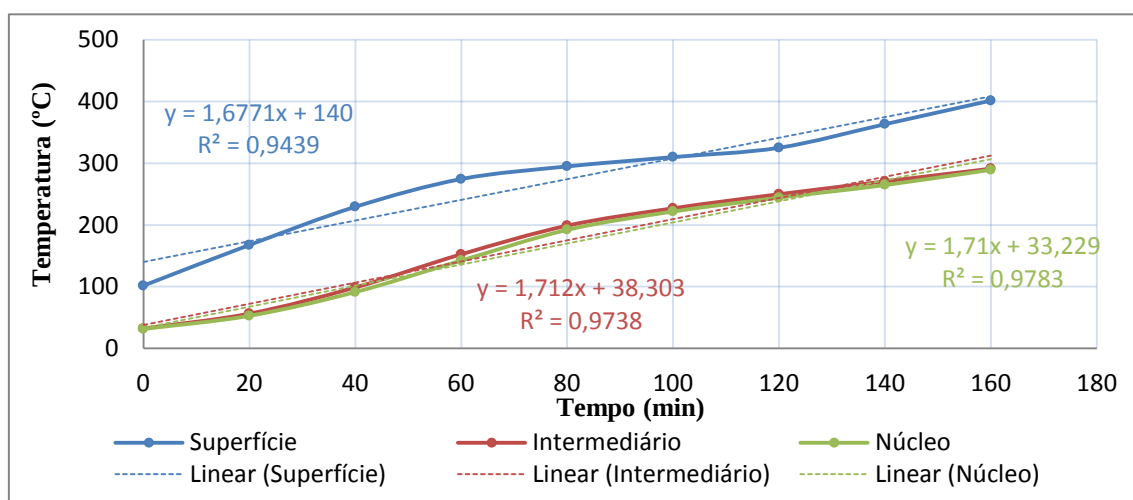


Gráfico 38: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

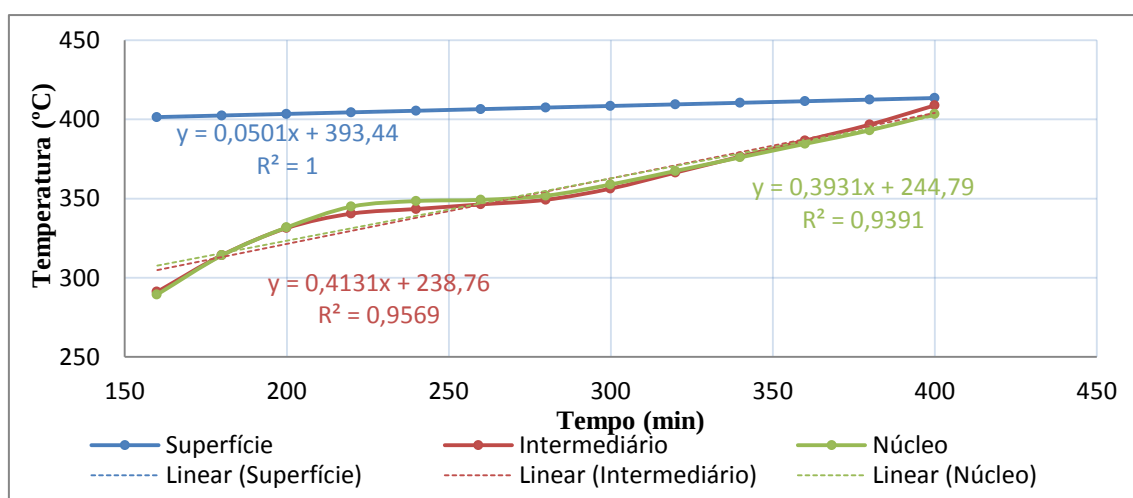


Gráfico 39: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE K – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S DO TRAÇO III- CAMADA CENTRAL - 600°C**

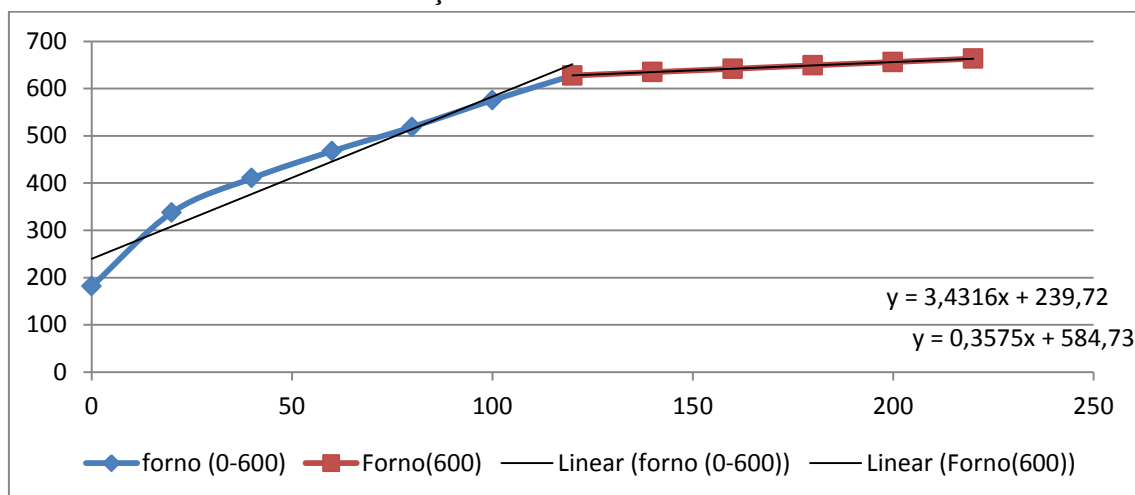


Gráfico 40: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

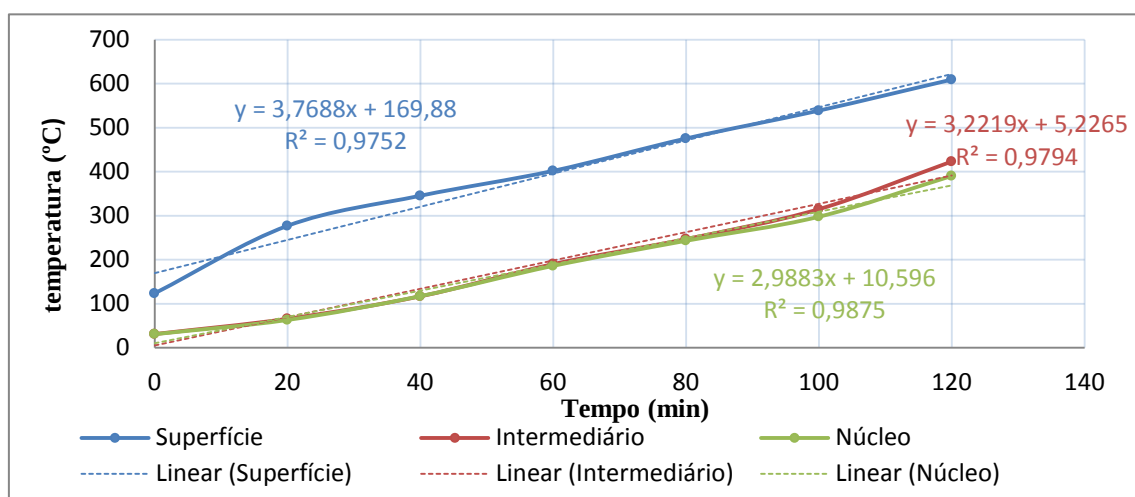


Gráfico 41: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

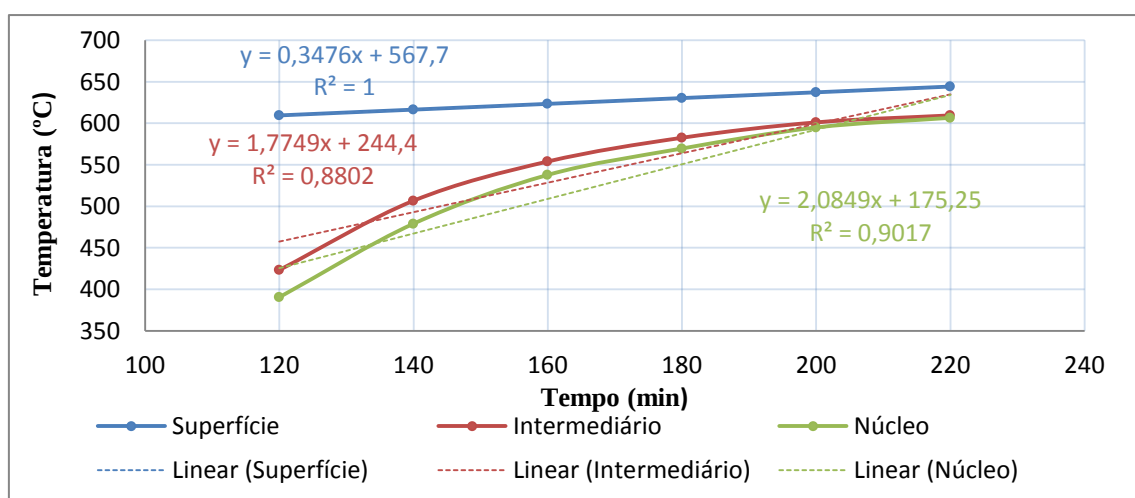


Gráfico 42: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

**APÊNDICE L – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE AQUECIMENTO
PRA OS CP'S DO TRAÇO III – CAMADA CENTRAL - 800°C**

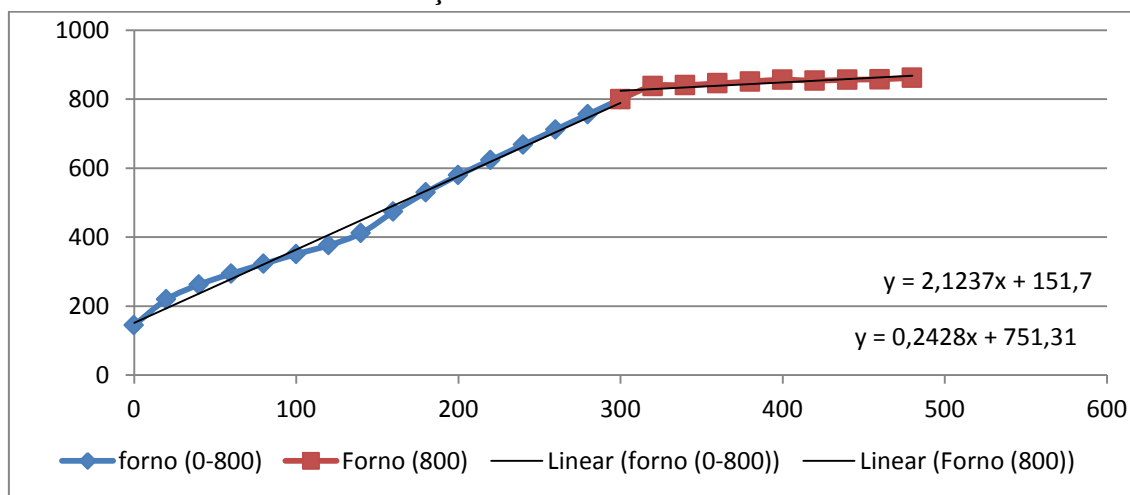


Gráfico 43: Taxa de aquecimento alcançada pelo forno na 1ª e 2ª rampa.

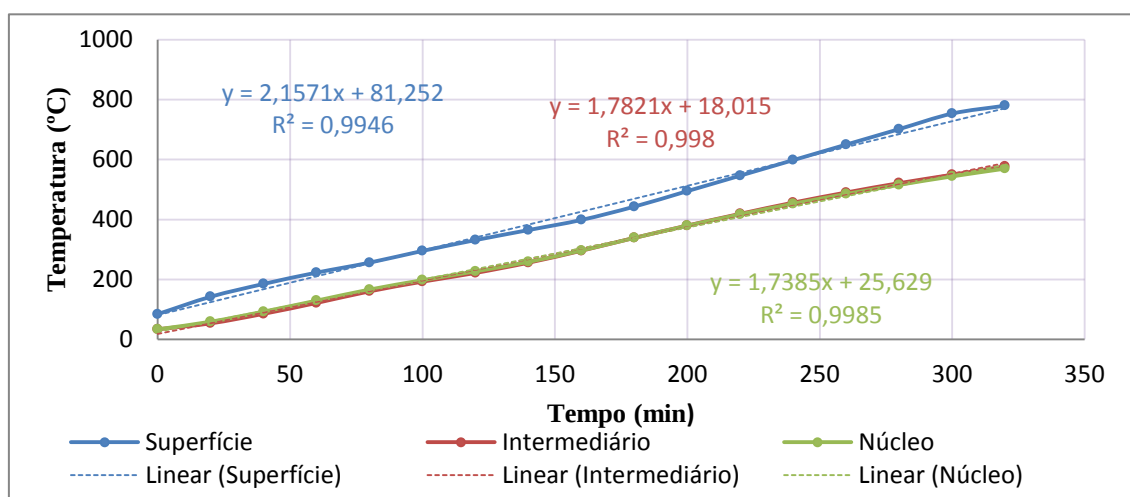


Gráfico 44: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 1ª rampa.

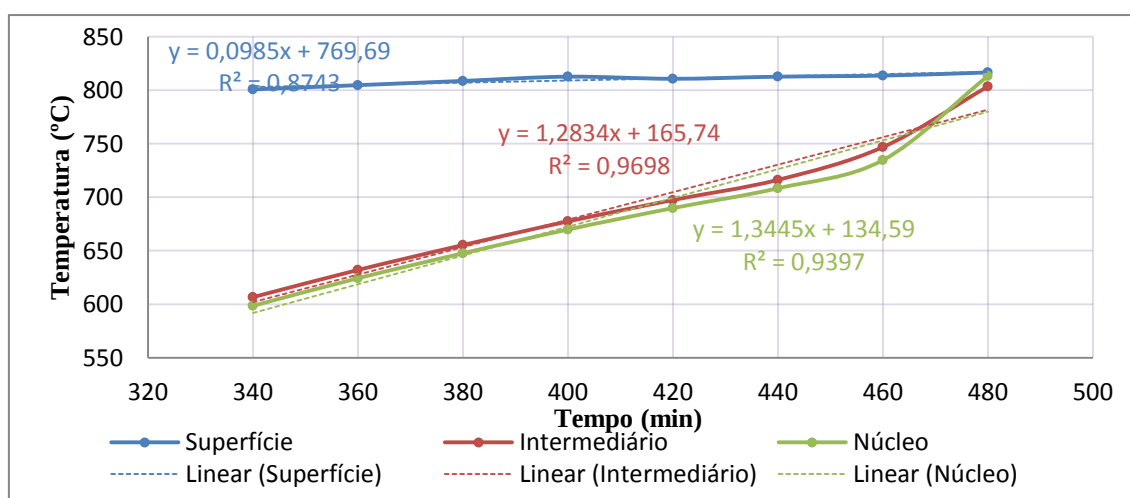
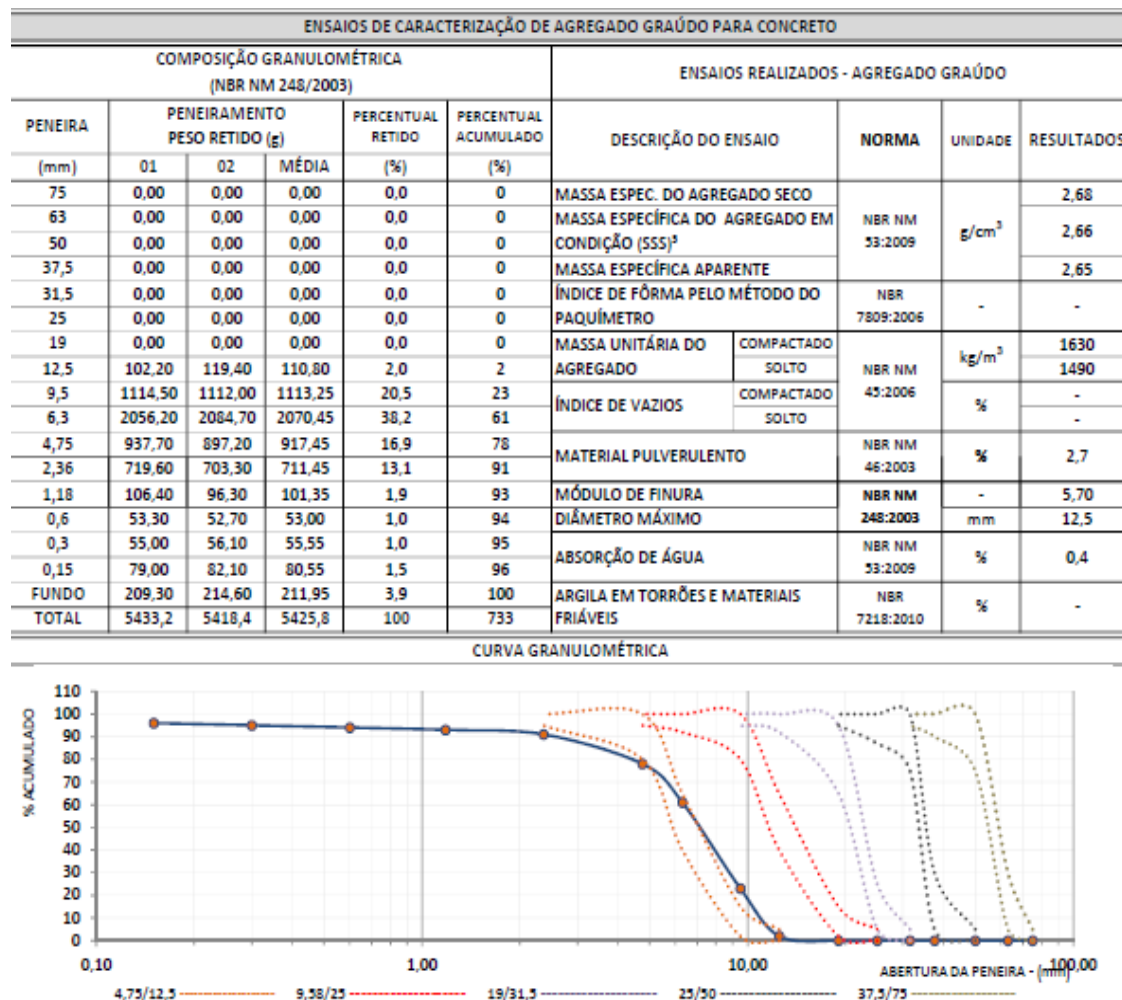


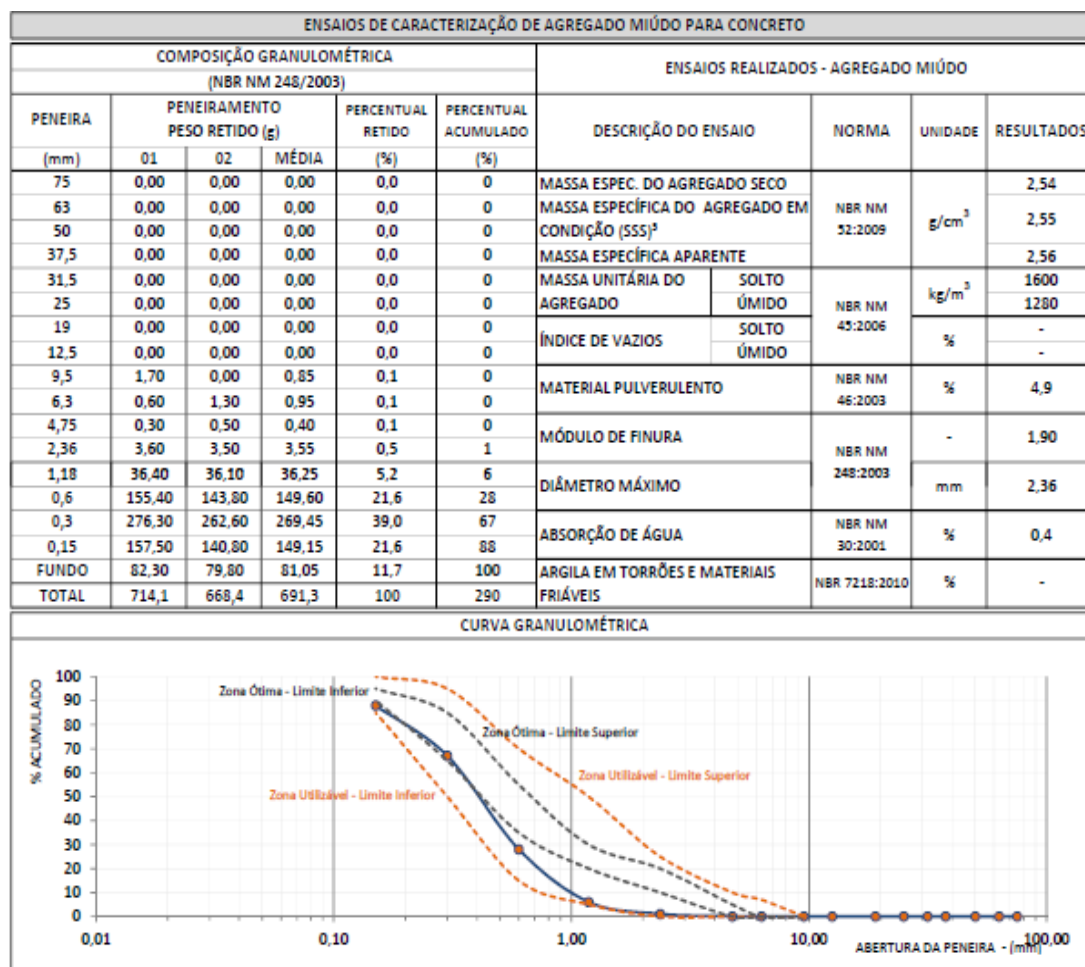
Gráfico 45: Taxa de aquecimento alcançada pelo CP na 2ª rampa.

ANEXOS

- Especificações do agregado graúdo:



- Especificações do agregado miúdo:



- Especificações do cimento CP V ARI:

Ensaios Químicos

ENSAIOS	METODOLOGIA	UN.	RESULTADO	EXIGÊNCIAS
Resíduo Insolúvel - RI	ABNT NM 15/12	%	0,98	≤ 1,0
Perda ao Fogo - PF	ABNT NM 18/12	%	3,13	≤ 4,5
Óxido de Magnésio - MgO	ABNT NM 14/12	%	1,52	≤ 6,5
Trióxido de Enxofre - SO ₃	ABNT NM 16/12	%	3,41	≤ 4,5
Anidrido Carbônico - CO ₂	ABNT NM 20/12	%	2,39	≤ 3,0

Ensaios Físicos

ENSAIOS	METODOLOGIA	UN.	RESULTADO	EXIGÊNCIAS
Área Específica (Blaine)	ABNT NM 76/98	cm ² /g	4.658	≥ 3.000
Massa Específica	ABNT NM 23/01	g/cm ³	3,07	não aplicável
Índice de finura - # 75 µm (nº 200)	ABNT NBR 11579/13	%	0,03	≤ 6,0
Resíduo na peneira #325	ABNT NBR 9202/85	%	0,65	não aplicável
Água de consistência normal	ABNT NM 43/03	%	31,1	não aplicável
Início de pega	ABNT NM 65/03	minutos	158	≥ 60
Fim de pega	ABNT NM 65/03	minutos	220	≤ 600
Expansibilidade à quente	ABNT NBR 11582/12	mm	0,01	≤ 5,0

Ensaios Mecânicos

ENSAIOS - ABNT NBR 7215/96	UN.	DESVIO PAD	RESULTADO	EXIGÊNCIAS
Resistência à Compressão - 1 Dia	MPa	0,79	29,1	14,0
Resistência à Compressão - 3 Dias	MPa	1,93	42,6	24,0
Resistência à Compressão - 7 Dias	MPa	1,23	49,0	34,0
Resistência à Compressão - 28 Dias	MPa	1,65	56,0	não aplicável