

**UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ARQUITETURA E URBANISMO
NÍVEL MESTRADO**

FABRICIO LONGHI BOLINA

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DOS REQUISITOS DE
DURABILIDADE NA SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DE PROTÓTIPOS DE
PILARES PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO ARMADO**

**São Leopoldo
2016**

FABRICIO LONGHI BOLINA

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DOS REQUISITOS DE
DURABILIDADE NA SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DE PROTÓTIPOS DE
PILARES PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO ARMADO

Dissertação apresentada como requisito
parcial para a obtenção do título de Mestre
pelo Programa de Pós-Graduação em
Arquitetura e Urbanismo da Universidade
do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian

Coorientador: Prof. Dr. Eduardo Estevam Camargo Rodrigues

São Leopoldo

2016

B689a Bolina, Fabricio Longhi
Avaliação experimental da influência dos requisitos de durabilidade na segurança contra incêndio de protótipos de pilares pré-fabricados de concreto armado / Fabricio Longhi Bolina. – 2016.
170 f. : il.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Vale do Rio dos Sinos, Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, São Leopoldo, RS, 2016.
"Orientador: Prof. Dr. Bernardo Fonseca Tutikian"

1. Arquitetura. 2. Segurança contra incêndio. 3. Estruturas de concreto. 4. Resistência ao fogo. 5. Durabilidade estrutural. I. Título.

CDU 72

Catálogo na Fonte:

Mariana Dornelles Vargas – CRB 10/2145

FABRICIO LONGHI BOLINA

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DOS REQUISITOS DE
DURABILIDADE NA SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DE PROTÓTIPOS DE
PILARES PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO ARMADO

Dissertação apresentada como requisito
parcial para a obtenção do título de Mestre
pelo Programa de Pós-Graduação em
Arquitetura e Urbanismo da Universidade
do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

Aprovado em 24 de fevereiro de 2016

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. João Paulo Correia Rodrigues – Universidade de Coimbra, Portugal

Prof. Dr. Luiz Carlos Pinto da Silva F. – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Dr. Rogério C. Antochaves de Lima – Universidade Federal de Santa Maria

Aos meus pais,
Juvenal e Maria Lúcia.

AGRADECIMENTOS

Agradeço e dedico este trabalho aos meus pais, Juvenal e Maria Lucia, pelo incondicional apoio nas minhas decisões.

Ao meu orientador, Bernardo Tutikian, um verdadeiro líder, pelas oportunidades que diariamente me oferece, pelos ensinamentos e por ter aceitado a minha proposta de dissertação, não medindo esforços para que esta ideia fosse concretizada. Ao meu coorientador Eduardo Estevam Rodrigues, grande amigo e mestre, um dos principais responsáveis pelo meu anseio na busca deste conhecimento. Agradeço também ao professor João Paulo Correia Rodrigues, da Universidade de Coimbra, pela troca de ideias e atenção dispendida, dignas de quem realmente almejou contribuir.

Agradeço à banca examinadora de qualificação do meu mestrado, o professor Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (UFRGS) e o professor Maurício Mâncio (UNISINOS), pelas orientações, troca de experiências e sólidos conselhos, todos muito valiosos e substanciais na concepção deste estudo.

Aos amigos e colegas Augusto Gil e Bruno Fernandes, peças fundamentais no desenvolvimento desta pesquisa. Com competência, seriedade e dedicação, fizeram com que este trabalho se tornasse realidade. Sem eles não seria possível. Aos amigos Gustavo Prager, Lucas Lerner, Paulo Mezzomo e Jordan Kaspary pelo irretocável profissionalismo e auxílio no programa experimental, tratando-o com seriedade. Aos demais amigos e colegas de trabalho da família itt Performance/UNISINOS, pela troca de ideias, experiências e auxílio permanente. Vocês foram essenciais.

Ao itt Performance/UNISINOS pelo financiamento desta pesquisa, fornecendo a equipe e os equipamentos necessários. Agradeço também à Molder Estruturas pelo fornecimento do espaço, equipe e materiais: sei que não foi fácil parar a produção de uma indústria por 5 dias para que este estudo fosse desenvolvido.

Ao Maurício Mendonça, da Molder Estruturas, por acreditar neste trabalho. Aos meus alunos, pelo carinho diário e agradável convivência: vocês foram minha razão na busca deste conhecimento.

“Continue com fome, continue bobo”.

Steven Jobs

RESUMO

BOLINA, F.L. Avaliação experimental da influência dos requisitos de durabilidade na segurança contra incêndio de protótipos de pilares pré-fabricados de concreto armado. 2016. 170 f. Dissertação (Mestrado) -- Programa de pós-graduação em Arquitetura e Urbanismo, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), São Leopoldo, 2016.

As recentes tragédias ocorridas no Brasil motivaram a revisão de leis e diretrizes sobre segurança contra incêndio das edificações. Paralelamente, novos requisitos de segurança foram exigidos pela norma de desempenho (ABNT, 2013a), fortalecendo o debate. Estes fatores, reforçados pela intensificação da fiscalização e das exigências para o licenciamento edilício, acentuou o dever de prever a segurança contra incêndio em projeto. Nas estruturas de concreto, as normas que definem as especificações de durabilidade, a NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015), não consentem os parâmetros de segurança contra incêndio da NBR 15200 (ABNT, 2012), e vice-versa. Este trabalho visa avaliar, experimentalmente, o tempo de resistência ao fogo (TRF) de protótipos de pilares pré-fabricados produzidos com parâmetros normativos de durabilidade do concreto, comparando-os com as recomendações da NBR 15200 (ABNT, 2012). O estudo foi feito em 16 pilares, 4 para cada classe de agressividade ambiental, com seção transversal 25x25cm e altura 300cm, com diferentes classes de resistência e produzidos numa indústria de pré-fabricados, ensaiados na idade de 28 dias por 240 minutos, sem carregamento, com a curva de aquecimento da ISO 834 (ISO, 2014). Para cada pilar de mesma classe, uma espessura de cobrimento distinta foi adotada. Concluiu-se que os parâmetros de durabilidade do concreto influenciaram no grau de deslocamento, havendo, contudo, preponderância do diâmetro das barras e da espessura de cobrimento no TRF destes pilares. Os maiores diâmetros, apesar de desenvolverem temperaturas médias menores durante o ensaio, intensificaram o deslocamento de aresta, que aumentou em paralelo com a resistência à compressão nos concretos de até 63MPa, diminuindo nas resistências superiores a esta. O método analítico de verificação da NBR 15200 (ABNT, 2012) se mostrou seguro, notando-se um grau de conservadorismo intrínseco. Após o ensaio, as armaduras principais e o concreto apresentaram perda residual de resistência.

Palavras-chave: Segurança contra incêndio; Estruturas de concreto; Resistência ao fogo; Durabilidade estrutural.

ABSTRACT

BOLINA, F. L. Experimental evolution about durability requirements influence on fire safety analysis on reinforced concrete columns prototypes. 2016. 170 f. Thesis (Master) - Post-graduate program in Architecture and Urbanism, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), São Leopoldo, 2016.

Recent tragedies in Brazil have set off a revision of laws and technical practices on fire safety in buildings. At the same time, new security requirements have become required by the Brazilian performance standard (ABNT, 2013). This set of factors, enhanced by strong supervision and project approval requirements, intensified the commitment to provide fire safety in the initial design of buildings, along with other design requirements. In concrete structures, the standards that establish the durability specifications - the NBR 6118 (ABNT, 2014) and NBR 12655 (ABNT, 2015), do not cogitate the parameters of fire safety design of the NBR 15200 (ABNT, 2012), and vice versa. This study aims to evaluate the fire resistance time of elements produced with standard durability parameters, comparing them with the NBR 15200 (ABNT, 2012) criteria. The experiment was done on 16 columns, 4 for each standard environmental aggressiveness class, with cross section of 25x25 cm and a height of 300 cm, with different resistance classes and produced in a industry, tested at the age of 28 days for 240 minutes without load, with temperature evolution attending to the ISO 834 (ISO 2014) curve. Moreover, a different thickness of concrete cover was used for each column with the same environmental aggression class. The results showed that the durability parameters influence the degree of spalling, whereas the nominal diameter and the thickness of concrete cover have greater importance in fire resistance time. While the biggest diameters of the bars produced lower temperatures, they intensified the degree of spalling that simultaneously increased with the compressive strength of the concrete up to 63MPa. The analytical verification method of NBR 15200 (ABNT, 2012) proved to be safe, with a degree of intrinsic conservatism. The reinforcement and the concrete had residual loss of strength.

Keywords: Fire safety; Concrete structures; Fire resistance; Structural durability.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros de projeto em termos de durabilidade do concreto armado	.31
Tabela 2 – Principais incêndios ocorridos no Brasil33
Tabela 3 – TRRF das edificações habitacionais35
Tabela 4 – Transformações do concreto em altas temperaturas39
Tabela 5 – Classificação dos deslocamentos e respectivos fatores intervenientes	43
Tabela 6 – Coeficiente de redução da tensão de escoamento do aço em diferentes temperaturas61
Tabela 7 – TRF de pilares com uma face exposta às altas temperaturas66
Tabela 8 – TRF de pilares até 3 faces expostas às altas temperaturas66
Tabela 9 – TRF de pilares segundo algumas normas internacionais67
Tabela 10 – Cobrimento das armaduras: NBR 6118 (2014) e NBR 15200 (2012)70
Tabela 11 – Relatório dos ensaios químicos do cimento empregado77
Tabela 12 – Composição granulométrica dos agregados miúdos78
Tabela 13 – Caracterização física dos agregados miúdos78
Tabela 14 – Composição granulométrica dos agregados graúdos79
Tabela 15 – Caracterização física dos agregados graúdos79
Tabela 16 – Caracterização mecânica das armaduras79
Tabela 17 – Nomenclatura dos pilares admitidos no estudo80
Tabela 18 – Traço unitário por classe de agressividade ambiental82
Tabela 19 – Trabalhabilidade e teor de aditivo empregado83
Tabela 20 – Condições ambientais da mistura do concreto em laboratório83
Tabela 21 – Condições de preparo do concreto85
Tabela 22 – Locação dos termopares nos pilares95
Tabela 23 – Equações de correlação das curvas de dosagem107
Tabela 24 – Resistências dos concretos na indústria107
Tabela 25 – Resultados de absorção por sucção capilar109
Tabela 26 – Perda de seção dos pilares119
Tabela 27 – Equações de comportamento e coeficientes de correlação por traço	.121
Tabela 28 – Grau de deslocamento segundo a resistência e o cobrimento123
Tabela 29 – Distribuição de temperaturas no concreto126
Tabela 30 – Espessura de cobrimento de concreto na temperatura crítica de 500°C133

Tabela 31 – Temperatura, em °C, nas armaduras longitudinais	135
Tabela 32 – TRF dos pilares ensaiados segundo o traço, diâmetro e cobrimento..	138
Tabela 33 – TRF versus cobrimento	143
Tabela 34 - Resistência à compressão após exposição às altas temperaturas	145
Tabela 35 – Resistência residual das armaduras pós-incêndio	146

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Resistência à compressão relativa <i>versus</i> temperatura (experimental) ...	40
Figura 2 – Comportamento de pilar submetido ao fogo em uma face.....	41
Figura 3 –Teoria da poro-pressão na interpretação do deslocamento	44
Figura 4 – Grau de saturação <i>versus</i> estado de carregamento no deslocamento ..	46
Figura 5 – Predição da ocorrência do deslocamento no concreto.....	46
Figura 6 - Teoria das tensões térmicas diferenciais no deslocamento	46
Figura 7 – A teoria (a) da flambagem e (b) da energia desprendida	47
Figura 8 – Deslocamento no plano (a) longitudinal e transversal e numa seção (b) retangular (c) circular	49
Figura 9 – Tensões de tração no concreto em (a) 160s, (b) 180s e (c) 200s.....	50
Figura 10 – Deterioração mecânica na seção em (a) 160s, (b) 180s e (c) 200s.....	50
Figura 11 – Poro-pressão na seção em (a) 160s, (b) 180s e (c) 200s	50
Figura 12 – Distribuição de poros com a elevação das temperaturas em concretos de relação a/c de (a) 0,55 e (b) 0,25	53
Figura 13 – Pressão de vapor em concreto de relação a/c (a) 0,55 e (b) 0,25	54
Figura 14 – Modelização do concreto como um material compósito exposto às altas temperaturas	55
Figura 15 – Análise das (a) temperaturas, (b) grau de saturação e (c) poro-pressão na região dos estribos	56
Figura 16 – Análise das (a) temperaturas, (b) grau de saturação e (c) poro-pressão na região fora dos estribos.....	57
Figura 17 – Distribuição de tensão interna para diferentes taxas de aquecimento ...	60
Figura 18 – Diferença de temperatura entre barras do centro e aresta dos pilares ..	63
Figura 19 – Perfil de temperatura nos concretos de relação a/c (a) 0,55 e (b) 0,25..	64
Figura 20 – Sequência das etapas do programa experimental	75
Figura 21 – Composição granulométrica do cimento	77
Figura 22 – Detalhamento estrutural geral dos pilares P1, P2, P3 e P4	81
Figura 23 – Vista geral da indústria de pré-fabricados	84
Figura 24 – Estocagem em fabrica do lote de agregados caracterizados	84
Figura 25 – Silos individuais da central	84
Figura 26 – Painel de comando da central dosadora	85
Figura 27 – Detalhe do misturador de eixo vertical	85

Figura 28 – Transporte do concreto através de caçamba móvel suspensa	85
Figura 29 – Lançamento do concreto nas formas dos pilares	85
Figura 30 – Suspensão das armaduras	86
Figura 31 – Barras auxiliares para posterior instalação dos termopares.....	86
Figura 32 – Detalhe da instalação e amarração das barras auxiliares	86
Figura 33 – Concretagem dos pilares	87
Figura 34 – Adensamento do concreto com vibrador de imersão	87
Figura 35 – Acabamento dos pilares concretados	87
Figura 36 – Detalhe dos pilares finalizados.....	87
Figura 37 – Desforma dos pilares	88
Figura 38 – Içamento dos pilares através de ponte rolante da indústria	88
Figura 39 – Acomodação dos pilares na caçamba do caminhão	88
Figura 40 – Instalação dos pilares no pórtico móvel	89
Figura 41 – Fechamento com alvenaria	89
Figura 42 – Instalação das telas de amarração da alvenaria nos pilares.....	90
Figura 43 – Execução da alvenaria de fechamento (entre pilares)	90
Figura 44 – Chapisco (face interna) da alvenaria de fechamento	90
Figura 45 – Perspectiva da instalação do sistema no forno vertical.....	90
Figura 46 – Detalhe (corte em planta) do sistema instalado no forno vertical	90
Figura 47 – Detalhe do forno com os queimadores acessos.....	91
Figura 48 – Detalhe da disposição dos termopares internos do forno	91
Figura 49 – Central de comando digital do forno vertical	92
Figura 50 – Representação dos termopares internos do forno vertical	93
Figura 51 – Ajuste automático das temperaturas (curva ISO 834).....	93
Figura 52 – Localização dos termopares nos pilares (a) P1 e (b) P2, P3 e P4	94
Figura 53 – Corte alinhamento A, posição 1 e 2 dos termopares.....	94
Figura 54 – Corte alinhamento B, posição 3 e 4 dos termopares.....	94
Figura 55 – Corte alinhamento C, posição 5 do termopar	94
Figura 56 – Corte alinhamento D, posição 6 e 7 dos termopares	95
Figura 57 – Corte alinhamento E, posição 8 e 9 dos termopares.....	95
Figura 58 – Pilares T1P1 e T1P2 acoplados no forno vertical (amostra 1)	96
Figura 59 – Pilares T1P3 e T1P4 acoplados no forno vertical (amostra 2)	96
Figura 60 – Pilares T1P1 e T1P2 acoplados no forno vertical (amostra 3)	96

Figura 61 – Pilares T1P3 e T1P4 acoplados no forno vertical (amostra 4)	96
Figura 62 – Pilares T3P1 e T3P2 acoplados no forno vertical (amostra 5)	97
Figura 63 – Pilares T3P3 e T3P4 acoplados no forno vertical (amostra 6)	97
Figura 64 – Pilares T4P1 e T4P2 acoplados no forno vertical (amostra 7)	97
Figura 65 – Pilares T4P3 e T4P4 acoplados no forno vertical (amostra 8)	97
Figura 66 – Medição do deslocamento com paquímetro digital	98
Figura 67 – Detalhe da coleta de dados.....	98
Figura 68 – Critério de apresentação dos resultados do grau de deslocamento.....	98
Figura 69 – Preparação da amostra: ensaio de capilaridade	100
Figura 70 – Amostras do ensaio de permeabilidade	100
Figura 71 – Ensaio de permeabilidade sendo realizado.....	100
Figura 72 - Extração de testemunhos de concreto de um pilar	102
Figura 73 – Detalhe do conjunto de testemunhos extraídos do pilar T1P1	102
Figura 74 – Processo: (a) escarificação concreto e (b) extração das armaduras	103
Figura 75 –Armaduras extraídas do (a) T4P1, (b) T4P2, (c) T4P3 e (d) T4P4.....	103
Figura 76 – Execução do ensaio de tração axial em armadura	104
Figura 77 – Teste de tração axial em execução.....	104
Figura 78 – Detalhe da ruptura do vergalhão, após estrição	104
Figura 79 – Curva de dosagem do concreto em laboratório	106
Figura 80 – Resistência à compressão potencial do concreto aos 28 dias	108
Figura 81 – Porosidade do concreto antes e após o incêndio.....	110
Figura 82 – Distribuição do volume de intrusão <i>versus</i> diâmetro de poros	111
Figura 83 – Frequência das manifestações sonoras registradas	112
Figura 84 – Detalhe do vapor de água na superfície dos pilares	113
Figura 85 – Acúmulo de água no piso do local de ensaio	113
Figura 86 – Frequência das manifestações sonoras de elevada intensidade	114
Figura 87 – Vista dos pilares após o ensaio.....	115
Figura 88 – Detalhe das perdas de seção em alguns pilares.....	116
Figura 89 – Fissuras no concreto e deslocamento do agregado.....	117
Figura 90 – Detalhe da exposição das armaduras nos pilares.....	118
Figura 91 – Detalhe das perdas de seção visualizadas em alguns pilares	118
Figura 92 – Grau de deslocamento total	120
Figura 93 – Curvas de tendência: grau do deslocamento versus cobrimento	120

Figura 94 – Influência da resistência à compressão no grau do deslocamento	122
Figura 95 – Isotermas representativas dos pilares	125
Figura 96 – Distribuição de temperatura na seção dos pilares do traço 1	129
Figura 97 – Distribuição de temperatura na seção dos pilares do traço 2	130
Figura 98 – Distribuição de temperatura na seção dos pilares do traço 3	131
Figura 99 – Distribuição de temperatura na seção dos pilares do traço 4	132
Figura 100 – Temperatura: armaduras dos pilares do traço 1	139
Figura 101 – Temperatura: armaduras dos pilares do traço 2	140
Figura 102 – Temperatura: armaduras dos pilares do traço 3	141
Figura 103 – Temperatura: armaduras dos pilares do traço 4	142
Figura 104 – Resistência residual das armaduras pós-incêndio	146
Figura 105 – Efeito do arqueamento: pilares (a) traço 1 e (b) traço 4	147

ACRÔNIMOS

Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
AS	Australian Standard
ASTM	American Society for Testing and Materials
BS	British Standard
CAA	Classe de Agressividade Ambiental, conforme NBR 6118: 2014
CAR	Concreto de Alta Resistência
CCR	Concreto Convencional
CBIC	Câmara Brasileira da Indústria da Construção
CBMESP	Corpo de Bombeiros Militar do Estado de São Paulo
ISO	International Organization for Standardization
IS	Indian Standard
IT	Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros
itt Performance	Instituto Tecnológico Desempenho e Construção Civil da UNISINOS
JIS	Japanese Industrial Standard
LMC	Laboratório de Materiais de Construção Civil da UNISINOS
NBR	Normas Brasileiras de Regulação
PBQP-H	Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade do Habitat
SCI	Segurança Contra Incêndio
SINAT	Sistema Nacional de Avaliação Técnica
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo
TRF	Tempo de Resistência ao Fogo
RF	Resistência ao Fogo
ULC	Underwriters Laboratories of Canada
UNISINOS	Universidade do Vale do Rio dos Sinos

Letras minúsculas

f_c	Resistência a compressão do concreto
f_{ck}	Resistência a compressão característica do concreto
a/c	Relação água/cimento

Letras maiúsculas

°C	Grau Celsius
----	--------------

SUMÁRIO

1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA E DEFINIÇÃO DO TEMA.....	21
1.2	JUSTIFICATIVA	23
1.3	OBJETIVOS	25
1.3.1	Objetivo Geral	25
1.3.2	Objetivos Específicos	25
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	26
2.	DESEMPENHO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	27
2.1	DESEMPENHO DAS EDIFICAÇÕES HABITACIONAIS: REQUISITOS	27
2.2	DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	28
2.2.1	Contextualização: vida útil e durabilidade	28
2.2.2	Requisito: vida útil de projeto	29
2.2.3	Desempenho das estruturas de concreto frente ambientes agressivos	30
2.2.4	Diretrizes normativas de projeto.....	31
2.3	SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	32
2.3.1	Contextualização: resistência ao fogo.....	33
2.3.2	Requisito: tempo requerido de resistência ao fogo	34
2.3.3	Desempenho das estruturas de concreto em situação de incêndio	37
2.3.3.1	<i>Transformações físico-químicas.....</i>	<i>37</i>
2.3.3.2	<i>A perda da resistência mecânica.....</i>	<i>39</i>
2.3.3.3	<i>Desplacamento ou lascamento</i>	<i>41</i>
2.3.3.4	<i>Comportamento ao fogo das armaduras</i>	<i>60</i>
2.3.3.5	<i>Transferência de calor ao concreto</i>	<i>64</i>
2.3.4	Diretrizes normativas de projeto.....	65
2.4	A DURABILIDADE E SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO COMBINADAS	68
3.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	75
3.1	ETAPAS DO EXPERIMENTO	75
3.2	VARIÁVEIS DE RESPOSTA	76
3.3	VARIÁVEIS DE CONTROLE.....	76

	18
3.4 MATERIAIS	76
3.4.1 Cimento.....	76
3.4.2 Aditivo	77
3.4.3 Agregado miúdo.....	77
3.4.4 Agregado graúdo	78
3.4.5 Armaduras.....	79
3.4.6 Termopares.....	80
3.5 MÉTODOS	80
3.5.1 Etapa I: Planejamento (Escritório).....	80
3.5.1.1 <i>Nomenclatura dos pilares</i>	80
3.5.1.2 <i>Detalhamento dos elementos</i>	81
3.5.2 Etapa II: Caracterização dos materiais (Laboratório)	82
3.5.2.1 <i>Caracterização do concreto</i>	82
3.5.3 Etapa III: Produção das amostras (Indústria de pré-fabricados)	83
3.5.3.1 <i>Produção do concreto</i>	83
3.5.3.2 <i>Armação dos pilares</i>	86
3.5.3.3 <i>Concretagem dos pilares</i>	87
3.5.3.4 <i>Transporte dos pilares</i>	88
3.5.3.5 <i>Controle da resistência do concreto</i>	88
3.5.4 Etapa IV: Ensaio de resistência ao fogo (Instituto tecnológico).....	89
3.5.4.1 <i>Sequência de montagem das amostras</i>	89
3.5.4.2 <i>Forno vertical: simulação do incêndio teórico normativo</i>	91
3.5.4.3 <i>Locação dos termopares</i>	92
3.5.4.4 <i>Acoplamento das amostras no forno vertical</i>	95
3.5.4.5 <i>Medição das deformações durante o ensaio</i>	97
3.5.5 Etapa V: Estudos pós-ensaio (Laboratórios e escritório)	98
3.5.5.1 <i>Medição dos deslocamentos após o ensaio</i>	98
3.5.5.2 <i>Cálculo do grau do deslocamento</i>	98
3.5.5.3 <i>Porosimetria</i>	99
3.5.5.4 <i>Absorção capilar</i>	99

	19
3.5.5.5 <i>Análise da resistência mecânica do concreto pós-incêndio</i>	101
3.5.5.6 <i>Análise da resistência mecânica das armaduras pós-incêndio</i>	102
3.5.5.7 <i>Definição das isotermas</i>	104
3.5.5.8 <i>Estimativa do TRF dos pilares</i>	105
3.5.5.9 <i>Relação dos resultados com o método analítico da norma</i>	105
4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	106
4.1 DIAGRAMA DE DOSAGEM	106
4.2 RESISTÊNCIAS DOS CONCRETOS.....	107
4.3 ABSORTIVIDADE DOS CONCRETOS	108
4.4 POROSIDADE DOS CONCRETOS	109
4.5 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DURANTE O ENSAIO.....	111
4.6 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS APÓS O ENSAIO	115
4.6.1 Análise visual	115
4.6.2 Grau do deslocamento	119
4.7 DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA NA SEÇÃO DOS PILARES.....	124
4.7.1 Classe de agressividade ambiental I: traço 1	129
4.7.2 Classe de agressividade ambiental II: traço 2	130
4.7.3 Classe de agressividade ambiental III: traço 3	131
4.7.4 Classe de agressividade ambiental IV: traço 4	132
4.7.5 Correlação dos resultados	133
4.8 TEMPERATURA MÉDIA DAS ARMADURAS	134
4.8.1 Classe de agressividade ambiental I: traço 1	138
4.8.2 Classe de agressividade ambiental II: traço 2	139
4.8.3 Classe de agressividade ambiental III: traço 3	141
4.8.4 Classe de agressividade ambiental IV: traço 4	142
4.8.5 Correlação dos resultados com os métodos normativos de verificação.....	143
4.9 RESISTÊNCIA MECÂNICA RESIDUAL DOS MATERIAIS	145
4.9.1 Perda de resistência do concreto pós-ensaio	145
4.9.2 Perda de resistência das armaduras pós-ensaio	145
4.10 DEFORMAÇÕES.....	147

5. CONCLUSÕES	149
5.1 CONCLUSÕES GERAIS	149
5.2 SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS.....	153
REFERÊNCIAS.....	154
APÊNDICE A – DEFORMAÇÃO DOS PILARES	165
APÊNDICE B – MEMORIAL DE CÁLCULO: TRF PELO MÉTODO ANALÍTICO .	167
APÊNDICE C – RENDERIZAÇÃO DOS PILARES PÓS-ENSAIO.....	169
APENDICE D – ACREDITAÇÃO DOS RESULTADOS	171

INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA E DEFINIÇÃO DO TEMA

O conceito do desempenho aplicado aos sistemas construtivos vem sendo instituído no Brasil desde a década passada (OKAMOTO; MELHADO, 2014). Medidas governamentais como o Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade do Habitat (PBQP-H) foram concebidas com o objetivo de garantir a qualidade das construções entregues (BORGES, 2008). Neste âmbito, o Ministério das Cidades promulgou o Sistema Nacional de Avaliação Técnica (SiNAT), propondo-se a avaliar os sistemas construtivos inovadores e convencionais qualitativamente. Este conjunto de medidas representaram um marco na implantação da cultura do desempenho nas construções brasileiras (LORENZI, 2013), reforçado, posteriormente, pela elaboração da norma de desempenho das edificações habitacionais, a NBR 15575 (ABNT, 2013a).

A norma é estruturada nos requisitos de (a) segurança, (b) habitabilidade e (c) sustentabilidade aplicáveis aos sistemas construtivos das edificações habitacionais. Dentre às exigências de sustentabilidade, tem-se o quesito de durabilidade do sistema estrutural (OLIVEIRA; FONTENELLE; MITIDIARI FILHO, 2014). Neste, a NBR 15575 (ABNT, 2013a) define o conceito de vida útil, incumbindo o profissional a projetar um sistema compatível com a agressividade do meio ambiente de inserção, *i.e.*, que seja capaz de manter a sua capacidade funcional – durabilidade – durante um período de tempo mínimo, mantido o plano de manutenção previamente definido.

Quanto aos requisitos de segurança estrutural da NBR 15575 (ABNT, 2013a), a resistência ao fogo dos elementos deste sistema deve ser demonstrada em projeto (LORENZI, 2013), cabendo ao profissional conceber uma estrutura que não venha a colapsar durante um período mínimo de exposição às altas temperaturas (WANG et al., 2013b) e cumpra com condições mínimas de compartimentação (COELHO, 2010), visando a preservação de vidas, de patrimônio e oportunizando o trabalho das equipes de salvamento.

A norma de desempenho, por ter um aspecto qualitativo, se reporta à normas prescritivas para o cumprimento dos seus requisitos (OKAMOTO; MELHADO, 2014). Os quesitos de durabilidade estrutural da NBR 15575 (ABNT, 2013a) são cumpridos, no caso das estruturas de concreto, pelo atendimento da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015). O critério de ambas as normas consiste em correlacionar

a agressividade ambiental do local de construção da edificação com as especificações do concreto e a espessura de cobrimento das armaduras.

Os requisitos de resistência ao fogo da norma de desempenho (ABNT, 2013a) devem ser cumpridos com o atendimento da NBR 14432 (ABNT, 2001a) e NBR 15200 (ABNT, 2012) nas estruturas de concreto. Nos métodos analítico e tabular de cálculo do tempo de resistência ao fogo (TRF) desta última, nenhuma inferência é feita aos parâmetros do concreto dos elementos, tal como resistência à compressão e relação a/c , definidas pelas normas prescritivas de durabilidade destas estruturas.

O aumento da resistência e a diminuição da relação a/c do concreto tendem a produzir elementos de maior durabilidade, *i.e.*, reduzida permeabilidade, dificultando o ingresso de agentes agressivos no seu interior (GJØRV, 2009). Quando elementos nestas condições são expostos às altas temperaturas, a água livre e combinada do concreto tende a evaporar e, pela baixa permeabilidade do material, se dissipar a uma reduzida taxa ao ambiente, criando um estado de tensão interno capaz de deslocar o concreto (KODUR; GARLOCK; IWANKIW, 2012). Apesar do efeito benéfico à durabilidade, as maiores espessuras de cobrimento podem intensificar o mecanismo (MORITA et al., 2000). Esta relação inversa entre os parâmetros de durabilidade e resistência ao fogo não é considerada pelas normas prescritivas de projeto destas estruturas, apesar da NBR 15575 (ABNT, 2013a) preconizar uma integração projetual.

Desta lacuna, o presente trabalho se propõe a analisar, experimentalmente, a influência dos parâmetros de projeto relativos a durabilidade, como definido nas quatro classes de agressividade ambiental da NBR 6118 (ABNT, 2014) e da NBR 12655 (ABNT, 2015), no desempenho das estruturas de concreto em situação de incêndio, comparando os resultados obtidos com o método analítico de cálculo do tempo de resistência ao fogo (TRF) da NBR 15200 (ABNT, 2012).

Para cumprir com este objetivo foram analisados 16 pilares em escala real, de seção transversal 25x25cm e altura 300cm, com concretos de diferentes classes de resistência, consumo de cimento e relação a/c , ensaiados na idade de 28 dias sem carregamento, com 45% de seu perímetro exposto às altas temperaturas. Para cada parâmetro de durabilidade praticado em norma, quatro pilares de mesmo traço foram moldados, tendo como única variável a espessura do cobrimento das armaduras. Os pilares foram produzidos em condições reais, em uma indústria de pré-fabricados. No laboratório, o estudo foi feito através de um forno vertical normatizado que obedeceu

a elevação de temperatura da ISO 834 (ISO, 2014). Foram analisadas a evolução das temperaturas nas armaduras principais, na superfície de concreto exposta ao fogo dos pilares e em diferentes espessuras de sua seção transversal. As deformações foram também monitoradas. Após os ensaios, o grau de deslocamento de cada pilar foi medido, a resistência residual do concreto e das armaduras foram avaliadas e o tempo de resistência ao fogo dos elementos determinado.

1.2 JUSTIFICATIVA

Embora a NBR 15575 (ABNT, 2013a) represente um marco para o setor da construção civil, é necessário fazer uma análise crítica de suas exigências (OLIVEIRA; FONTENELLE; MITIDIARI FILHO, 2014). No Brasil, a falta de pesquisas com foco no desempenho, discutindo parâmetros exigidos *versus* resultados obtidos, colocam em discussão recomendações praticadas pelas normas de projeto, como as de estruturas de concreto armado, repercutindo num estágio de incertezas (MORENO JUNIOR; MOLINA, 2012) e culminando na escassez de aporte técnico do setor para avaliar e discutir a segurança contra incêndio destes sistemas (A SITUAÇÃO..., 2015).

Os parâmetros de durabilidade do concreto normativamente requeridos (NBR 6118, 2014; NBR 12655, 2015) não são admitidos pela norma que estabelece e define os requisitos de segurança destas estruturas em situação de incêndio (NBR 15200, 2012). Em alguns estudos se observou uma relação inversa entre estes parâmetros (ALI et al., 2004; FU; LI, 2011), refletindo em inconsistências e incertezas nos critérios de projeto praticados (OŽBOLT et al., 2014). Concretos de maior durabilidade tendem a possuir uma relação *a/c* reduzida, *i.e.*, menor permeabilidade, aumentando seu risco de deterioração quando exposto às altas temperaturas (DER HEIJDEN; PEL; ADAN, 2012). A análise integrada entre os requisitos de durabilidade e resistência ao fogo destas estruturas se faz necessária, sendo observada a necessidade da adoção de medidas especiais para atender ambos os critérios (WANG et al., 2013a), tal como já propõem a IS 456 (IS, 2000), BS 8110 (BSI, 1985), AS 3600 (AS, 2009) e NZS 3101 (NZS, 2006).

Estas disparidades denotam que certos requisitos projetuais ainda não estão plenamente compreendidos e precisam de maior investigação (LIMA, 2005). Estudos indicam que certos parâmetros de projeto estrutural em altas temperaturas, tomados por algumas das principais normas internacionais, fundamentam-se em critérios sem

comprovação experimental (KODUR; GARLOCK; IWANKIW, 2012), resultando em prescrições conservadoras (GUO et al., 2013) e fundamentadas nos princípios do já extinto método das tensões admissíveis (PANNONI, 2015).

Apesar das valiosas contribuições publicadas, muito ainda deve ser estudado, pesquisado, planejado e introduzido nas normas técnicas do Brasil (MITIDIERI, 2008), principalmente naquelas de estruturas de concreto armado. Nota-se uma insuficiência de ensaios experimentais em escala real, capazes de descrever o comportamento destas estruturas quando expostas às altas temperaturas (BRITTEZ, 2011). Os estudos feitos em escala reduzida, como aqueles em corpos de prova de pequena dimensão, não representam as condições reais de um elemento estrutural (KODUR, 2005), que possui armaduras, vinculações e maiores dimensões, fornecendo resultados a serem interpretados com cuidado, uma vez que se limitam a analisar o material concreto.

Costa (2008) cita que, apesar da NBR 15200 (ABNT, 2012) ter se baseado nos Eurocódigos, as adaptações à realidade da construção civil nacional se sustentam em deduções de origem numérico-computacionais, de cunho predominantemente teórico e sob a perspectiva da mecânica estrutural, não sendo contemplada a influência de transformações físico-químicas que experimentalmente se identifica nos elementos de concreto. Assim como a brasileira, outras regulamentações e especificações técnicas também foram inspiradas nos Eurocódigos estruturais, como FIB *Bulletin* n°145, n°174 e n°208, apresentando, contudo, adequações amparadas por análises experimentais.

O evento de 11 de setembro de 2001 despertou atenção mundial para a segurança das estruturas em situação de incêndio, pela queda do *World Trade Center* (COSTA; RITA; PIGNATTA, 2004), em Nova Iorque, nos Estados Unidos. No Brasil, a segurança contra incêndio das edificações ganhou destaque pela repercussão do incêndio na Boate Kiss, em janeiro de 2013, na cidade de Santa Maria, no estado do Rio Grande do Sul. O episódio estimulou debates sobre o sistema normativo em vigor, além da intensificação dos critérios para aprovação de projetos, reforçado pela revisão e advento de leis estaduais, como a n°14.376 de 2013 no estado do Rio Grande do Sul, que tornou o alvará de prevenção e proteção contra incêndio obrigatório para qualquer licenciamento edilício.

Se a segurança contra incêndio se resume em atender as regulamentações vigentes, torna-se fundamental, portanto, acompanhar, fazer proposições e interferir positivamente na composição destas normas (BERTO, 2015), visto que os próprios

requisitos técnicos de desempenho da NBR 15575 (ABNT, 2013a) não são absolutos e definitivos, necessitando de constantes contribuições do setor para ajustes no tempo (LORENZI, 2013).

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta dissertação é relacionar os parâmetros normativos de projeto relativos à durabilidade estrutural no comportamento de pilares de concreto armado submetidos às altas temperaturas.

1.3.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos para este trabalho têm-se:

- a) relacionar a influência de pilares com concretos de relação a/c de 0,45, 0,55, 0,60 e 0,65, consumo de cimento de 260, 280, 320 e 360kg/m³ e espessura de cobrimento de 25mm, 30mm, 40mm e 50mm no grau de deslocamento da seção e no tempo de resistência ao fogo;
- b) comparar as manifestações sonoras identificadas durante os ensaios com as manifestações visualizadas após os ensaios, inferindo os resultados com as transformações físico-químicas desenvolvidas no aquecimento;
- c) analisar a temperatura média das armaduras de 10mm e 16mm de diâmetro durante a exposição às altas temperaturas, relacionando a influência do traço do concreto e da espessura de cobrimento na análise, comparando-as com a temperatura média crítica definida em normas internacionais;
- d) apresentar as isotermas de pilares produzidos com os parâmetros projetuais de durabilidade definidos nas 4 classes de agressividade ambiental da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015);
- e) determinar, experimentalmente, o tempo de resistência ao fogo de pilares de concreto produzidos com os parâmetros projetuais de durabilidade estrutural normativos, comparando-os com o método analítico de verificação da NBR 15200 (ABNT, 2012);

- f) avaliar a perda residual de resistência à compressão dos concretos e à tração das armaduras longitudinais de pilares que possuem diferentes espessuras de cobrimento e submetidos à distintas temperaturas durante o ensaio.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Além do capítulo introdutório, esta dissertação é estruturada em outros quatro capítulos. No segundo, uma revisão do referencial bibliográfico sobre durabilidade e resistência ao fogo dos sistemas estruturais foi feita, descrevendo as transformações físico-químicas produzidas no concreto em altas temperaturas e os critérios de projeto estabelecidos em norma para estas condições de exposição.

No terceiro capítulo detalhou-se o programa experimental desta dissertação, sendo descritas as etapas do estudo, desenvolvidas no escritório, na indústria de pré-fabricados, no laboratório de materiais e construção civil e no instituto tecnológico, incluindo a descrição dos materiais empregados, métodos e demais procedimentos e condições da produção, transporte e ensaio ao fogo de 16 pilares em escala real.

No quarto capítulo, os resultados dos ensaios foram apresentados e debatidos, descrevendo-se as manifestações anotadas durante o ensaio, a aparência e o grau de deslocamento após o resfriamento dos pilares. As temperaturas nas diferentes camadas da seção e diâmetros das armaduras foram apresentadas, além das curvas de temperatura *versus* camada do concreto e isotermas representativas das seções. Uma análise pós-ensaio no concreto e nas armaduras principais foi feita, definindo a perda de resistência destes elementos após a exposição às altas temperaturas.

No quinto capítulo, uma conclusão geral do estudo foi feita.

2. DESEMPENHO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS

O termo desempenho, cujo conceito é o comportamento em uso, caracteriza as propriedades de um sistema perante às diversas influências ou ações durante sua vida útil (LORENZI, 2013). A abordagem do desempenho dos sistemas estruturais é, inicialmente, remetida aos requisitos de desempenho da NBR 15575 (ABNT, 2013a).

2.1 DESEMPENHO DAS EDIFICAÇÕES HABITACIONAIS: REQUISITOS

A discussão sobre o desempenho das edificações está em evidência no Brasil (LORENZI, 2013) devido à entrada em vigor da NBR 15575 (ABNT, 2013a). A norma prescreve níveis mínimos de desempenho aos sistemas construtivos (SORGATTO et al., 2014), ficando projetistas, fornecedores e executores incumbidos de produzir obras que atendam aos requisitos por ela praticados (OKAMOTO; MELHADO, 2014). A norma teve sua primeira versão publicada em 2008, vindo a ser cancelada, pois o setor não se considerava apto à se adequar às exigências (LORENZI, 2013). Sendo alvo de discussões, foi revisada em 2013, quando entrou em vigor (SORGATTO et al., 2014).

Na esfera desta discussão, o Ministério das Cidades promulgou, em 2007, no âmbito do PBQP-H (Programa Brasileiro de Qualidade e Produtividade do Habitat), o SiNAT (Sistema Nacional de Avaliações Técnicas), estabelecendo níveis mínimos de desempenho a serem cumpridos pelos sistemas construtivos destinados a habitações. Os requisitos do SiNAT se assemelham aos da NBR 15575 (BORGES, 2008), através de uma abordagem do comportamento em uso dos sistemas construtivos para definir a qualidade da edificação entregue (LORENZI, 2013).

A NBR 15575 (ABNT, 2013a) representa um importante avanço da construção civil nacional (SILVA et al., 2014) e um marco do setor, repercutindo numa permuta dos paradigmas de projeto das edificações habitacionais (OKAMOTO; MELHADO, 2014). O objetivo da norma é atender às necessidades do usuário em termos de (a) sustentabilidade, (b) habitabilidade e (c) segurança (CHVATAL, 2014). Dividida em seis partes, a norma prescreve requisitos mínimos para diversos sistemas construtivos (LORENZI, 2013), como o estrutural, definindo, por meio de níveis de desempenho (mínimo, intermediário e superior), as exigências a serem cumpridas.

A NBR 15575: 2013 (ABNT, 2013a) prescreve que os requisitos do usuário, em termos de segurança, são praticados pelas exigências de segurança estrutural, contra incêndio, uso e operação. No tocante à habitabilidade, estas exigências são fixadas por itens de estanqueidade, desempenho térmico, acústico, lumínico, acessibilidade e conforto. Nas exigências de sustentabilidade, tem-se a necessidade de durabilidade, manutenibilidade e redução do impacto ambiental da edificação e seus sistemas.

A durabilidade das estruturas de concreto está atrelada ao seu comportamento no tempo, frente ao meio ambiente de inserção e exposição (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Os mecanismos de deterioração química mais frequentes, como os promovidos pela ação dos íons cloreto e dióxido de carbono, degradam, em última instância, as barras das armaduras (BROOMFIELD, 2007), tornando a qualidade do concreto – i.e., a permeabilidade, porosidade e espessura de cobrimento – fundamental na proteção destas. Em projeto, estas variáveis são controladas por uma resistência à compressão e uma relação a/c adequadas, além de uma espessura de cobrimento suficiente.

A segurança contra incêndio das edificações e seus sistemas constituintes, por outro lado, deve ser definida em concomitância com os demais projetos (LATAILLE, 2003), como o estrutural. Embora as prescrições normativas do tema não relacionem os parâmetros do concreto no seu comportamento ao fogo, estudos têm demonstrado o desempenho insatisfatório de peças de concreto expostas à elevadas temperaturas, particularmente nas condições de maior resistência e menor porosidade (POON et al., 2001; ROBERT; COLINA; DEBICKI, 2014), ideais à durabilidade.

2.2 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

2.2.1 Contextualização: vida útil e durabilidade

A NBR 15575 (ABNT, 2013a) define vida útil como uma medida temporal de durabilidade e a ASTM E632 (ASTM, 1981) como sendo o período, depois de entrar em utilização, que todas as propriedades do sistema estão acima de níveis aceitáveis. O ACI 201 (ACI, 1989) conceitua durabilidade como a capacidade da estrutura de resistir ao intemperismo, ao ataque químico ou a outro agente que comprometa o comportamento em uso. O *FIB Bulletin* No.34 (FIB, 2006) cita que a estrutura deve ser projetada, construída e utilizada para que, diante das agressões ambientais previstas na época do projeto, mantenha níveis mínimos de segurança, utilização e

aparência durante sua vida útil estabelecida. No Brasil, a vida útil mínima requerida (VUP) é de 50 anos (NBR 15575, 2013).

Para Tutikian e Helene (2011), a durabilidade do concreto depende de fatores extrínsecos (presença de sais, maresias, etc.) e intrínsecos (tipo de cimento, relação a/c, adições, aditivos, etc.), tornando-se fundamental a proposição de um concreto ideal para cada ambiente de inserção do sistema estrutural. De modo a propor níveis mínimos de durabilidade na fase de projeto, e admitindo a degradação dos materiais no tempo, os códigos estruturais têm praticado uma restrição destes parâmetros nas recomendações do concreto empregado na solução estrutural (BRANCO; GARRIDO; PAULO, 2013).

A perda de durabilidade do concreto pode ser advinda de mecanismos físicos, mecânicos ou químicos de deterioração (NEVILLE; BROOKS, 2013). Os parâmetros de projeto geralmente praticados pelas normas internacionais, para a durabilidade do concreto em ambientes quimicamente agressivos, são (a) espessura do cobrimento das armaduras, (b) relação a/c e (c) resistência à compressão. Destacam Pereira e Helene (2007) que adensamento e cura adequados são, igualmente, determinantes.

2.2.2 Requisito: vida útil de projeto

No Brasil, a NBR 15575 (ABNT, 2013a) prescreve que os sistemas estruturais devem atender a uma vida útil de projeto (VUP) mínima. Para estruturas de concreto, a definição dos parâmetros de durabilidade é regida pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015). Pressupõem-se, através dos tempos de retorno das ações variáveis de projeto da NBR 8681 (ABNT, 2003a) e da velocidade básica do vento de projeto da NBR 6123 (ABNT, 1988), que as recomendações de durabilidade remetem à VUP de 50 anos (BOLINA; PERRONE; TUTIKIAN, 2015), ou seja, o nível mínimo de desempenho da NBR 15575 (2013).

No exterior, há normas que também praticam o princípio de vida útil de projeto. A BS 7543 (BSI, 2015a) define uma vida útil mínima de 60 anos para edifícios de habitação e 120 anos para obras especiais, determinando, através da BS 8500 (BSI, 2015b), os parâmetros mínimos do concreto. O EN 206-1 (EN, 2000) e a ISO 13823 (ISO, 2006) especificam uma vida útil mínima de 50 anos para edificações residenciais e 100 anos para obras especiais. Já a *ACI Committee 365* (ACI, 2000) estabelece

modelos matemáticos de predição da vida útil, definindo este tempo como aquele que promove a despassivação das armaduras, acrescido de 6 anos.

As estruturas de concreto devem ser projetadas de modo que, sob condições ambientais definidas, conservem a sua segurança e funcionalidade durante o período fixado de vida útil (PEREIRA; HELENE, 2007). Uma discussão sobre estes ambientes quimicamente agressivos às estruturas de concreto é feita na sequência.

2.2.3 Desempenho das estruturas de concreto frente ambientes agressivos

O meio ambiente agride o concreto armado proporcionando-o transformações químicas. Para cada ambiente agressivo, diferentes tipos de manifestações poderão se desenvolver, produzindo a perda de sua resistência mecânica no tempo (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Além da agressividade do ambiente de inserção, esta abordagem é feita pela análise dos parâmetros constitutivos do concreto, como a relação a/c , consumo de cimento, resistência à compressão e espessura do cobrimento das barras das armaduras (BAROGHEL-BOUNY; CUSSIGH; ROUGEAU, 2014).

É consenso que a agressividade do ambiente *versus* qualidade do concreto é determinante na durabilidade destas estruturas. Mantido um ambiente quimicamente agressivo, o grau de ataque à peça será regido pela porosidade e permeabilidade do concreto. Concretos pouco permeáveis serão mais duráveis do que aqueles de maior permeabilidade (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Estes parâmetros são regidos pela relação água/aglomerante e pelo grau de hidratação da pasta de cimento (PEREIRA; HELENE, 2007), os quais controlam a migração de íons e a difusão de água e gases quimicamente agressivos ao interior do material.

Para cada tipo de ambiente agressivo, a deterioração se desenvolverá de forma distinta sob um ou outro componente do elemento estrutural. Segundo Helene (1997), os agentes agressivos, em última instância, às armaduras, como o gás carbônico e íons cloreto, não são agressivos ao concreto. Já os agentes agressivos ao concreto, como ácidos, sulfatos e agregados reativos, geram processos expansivos que podem degradar, inicialmente, o concreto e, posteriormente, abrir frente para a agressão das armaduras por outros agentes.

Os principais mecanismos de deterioração química das estruturas de concreto armado estão associados ao processo de corrosão das armaduras após sua perda de proteção química (pelo dióxido de carbono e íons cloreto, por exemplo), degradação

do concreto por ação do gelo/degelo, sais químicos e reações do tipo álcali-agregado (BRANCO; GARRIDO; PAULO, 2013).

2.2.4 Diretrizes normativas de projeto

No Brasil, em termos de projeto, o ambiente de inserção das estruturas de concreto deve ser enquadrado em uma das quatro classes de agressividade ambiental normativamente definidas. Para cada classe, uma espessura mínima de cobrimento das armaduras, uma relação a/c máxima, uma resistência à compressão e consumo de cimento mínimos são especificados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015), conforme Tabela 1.

Tabela 1 – Parâmetros de projeto em termos de durabilidade do concreto armado

Classe de agressividade e ambiental	Agressivid.	Risco de deterioração da estrutura	Parâmetros do concreto			Cobrimento nominal (mm)
			Relação a/c	Classe de resistência	Consumo de cimento (kg/m ³)	
I	Fraca	Insignificante	≤ 0,65	≥ C20	≥ 260	25
II	Moderada	Pequeno	≤ 0,60	≥ C25	≥ 280	30
III	Forte	Grande	≤ 0,55	≥ C30	≥ 320	40
IV	Muito forte	Elevado	≤ 0,45	≥ C40	≥ 360	50

Fonte: elaborado com base na NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015).

Quanto maior a agressividade do ambiente, maior deverá ser a qualidade do concreto e a espessura do cobrimento das armaduras necessário para atender aos requisitos de durabilidade definidos em norma. Apesar da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015) não exporem o tempo de vida útil a ser atingido com a adoção destes parâmetros em projeto, estima-se que uma vida útil de 50 anos seja cumprida. Esta conjectura apoia-se, segundo Bolina, Tutikian e Perrone (2015), no tempo de retorno das ações variáveis de projeto da NBR 8681 (ABNT, 2003) e do vento, conforme NBR 6123 (ABNT, 1988). As normas IS 456 (IS, 2000) e ACI 318 (ACI, 2008) seguem este mesmo princípio, não expondo o tempo de vida útil atendido com os parâmetros de durabilidade de projeto praticados, sendo também pressupostos pelas normas de combinação das ações de projeto.

A AS-3600 (AS, 2009) é uma das poucas normas a correlacionar vida útil com parâmetros de projeto (BOLINA; TUTIKIAN, 2014), propondo critérios para uma vida útil compreendida entre 40 e 60 anos. Na caracterização da agressividade, a norma classifica qualitativamente o ambiente, definindo as classes A1, A2, B1, B2, C e U.

Tem-se uma relação entre o ambiente circundante *versus* potencialidade de ataque. Em cada caso, uma resistência à compressão e espessura de cobrimento mínimos são definidos. Quanto maior a agressividade ambiental, maior serão os valores destes parâmetros para se atender à vida útil estimada.

A BS 8500-1 (BSI, 2015b), que complementa a EN 206-1 (EN, 2000), também propõe uma classificação ambiental em classes. Para cada ambiente de exposição, é criada uma subclassificação, a qual caracteriza a intensidade da agressividade que o elemento sofre, variando na magnitude de 1 a 4. A norma propõe que uma vida útil de 100 anos seja atendida com o cumprimento dos parâmetros de projeto estabelecidos, que são: relação *a/c*, resistência à compressão, consumo de cimento e espessura de cobrimento. A IS 456 (IS, 2000) preconiza estes mesmos parâmetros de projeto. Estas normas ainda apresentam recomendações para uma situação de incêndio, definindo os critérios a serem respeitados em conjunto com os parâmetros de durabilidade.

Destaca a FIB *Bulletin* nº203-205 (CEB, 1990) que os critérios de durabilidade a serem seguidos em projeto devem contemplar (a) geometria do elemento estrutural, (b) qualidade do concreto, (c) detalhamento estrutural, (d) controle da fissuração e (e) plano de manutenção adequado. Destaca a regulamentação que as formas estruturais complexas tendem a propiciar o acúmulo de agentes agressivos em determinados locais, além de dificultar uma manutenção. Pelo fato da durabilidade ter origem no ingresso de substâncias e agentes agressivos dissolvidos, uma maior densidade do concreto se torna fundamental para o atendimento a este requisito.

As principais normas regulamentadoras de projeto de estruturas de concreto armado, para condições severas de exposição ambiental, propõem espessuras de cobrimento e resistência à compressão do concreto maiores, seguido de uma redução da relação *a/c*. A durabilidade estrutural se dá através do incremento da qualidade do concreto através da restrição destes parâmetros, em projeto, visando a redução da permeabilidade da estrutura aos agentes agressivos do meio ambiente (NEIVILLE; BROOKS, 2013).

2.3 SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

A segurança contra incêndio no Brasil é objeto de fiscalização, exigência e regulamentação de caráter compulsório (BERTO, 2015). Em alguns países, o tema é tratado como uma ciência e, portanto, uma área de pesquisa, desenvolvimento e

ensino (DEL CARLO, 2008). Em países europeus, esta questão vem sendo encarada como uma ferramenta para o incremento da segurança das edificações, revisão do sistema normativo e redução dos custos na proteção contra incêndio das estruturas (WANG et al., 2013b). Contudo, o tema parece progredir apenas a partir da ocorrência de grandes sinistros (BERTO, 2015), como os da Tabela 2, ocorridos no Brasil.

Tabela 2 – Principais incêndios ocorridos no Brasil

Propriedade	Local (cidade, estado)	Data	Vítimas	
			Mortos	Feridos
Gran Circo Norte-Americano	Niterói, RJ	15/12/1971	503	200
Edifício Andraus	São Paulo, SP	24/02/1972	16	330
Edifício Joelma	São Paulo, SP	01/02/1974	188	345
Lojas Renner	Porto Alegre, RS	27/04/1976	41	60
Edifício Andorinha	Rio de Janeiro, RJ	17/02/1986	23	40
Creche Municipal	Uruguaiana, RS	20/06/2000	12	-
Casa eventos Canecão Mineiro	Belo Horizonte, MG	24/11/2001	7	300
Boate Kiss	Santa Maria, RS	27/01/2013	242	630

Fonte: elaborado pelo autor com base em Fantástico... (2013).

Deste histórico de desastres e, sobretudo, das recentes tragédias, os debates pertinentes à segurança contra incêndio ganharam destaque no cenário nacional (DEL CARLO, 2008), culminando numa revisão do sistema normativo em vigor, tornando-se uma exigência obrigatória para qualquer licenciamento edilício (Lei complementar nº14.376, 2013; IT08, 2011) e um item fiscalizado pelos órgãos responsáveis, no âmbito das prescrições dispostas, por exemplo, na IT08 (CBMESP, 2011), NBR 15200 (ABNT, 2012), NBR 14323 (ABNT, 2013b) e NBR 14432 (ABNT, 2001a). Deste modo, a segurança contra incêndio passou a ocupar, face a legislação vigente, um papel de substancial importância e influência nos diversos níveis de projeto (COELHO, 2010). O evento de 11 de setembro de 2001 despertou atenção mundial para a segurança das estruturas em situação de incêndio, pela queda do *World Trade Center* (COSTA; RITA; PIGNATTA, 2004), em Nova Iorque, nos Estados Unidos.

2.3.1 Contextualização: resistência ao fogo

A ciência da segurança contra incêndio das edificações é dividida em dois instantes: na (a) reação ao fogo e (b) resistência ao fogo. Atingida a temperatura de

inflamação generalizada (*flashover*, na literatura internacional) e a consequente perda do controle sobre o incêndio, é a resistência ao fogo dos elementos estruturais que promove a segurança dos usuários, assegurando a integridade da edificação durante o sinistro, permitindo a evacuação dos ocupantes e o trabalho das equipes de resgate (PURKISS; LI, 2010; WANG et al., 2013b). O estudo da resistência ao fogo se fixa, portanto, no período que sucede a inflamação generalizada (*pós-flashover*).

A resistência ao fogo dos sistemas estruturais trata-se do intervalo de tempo no qual um elemento estrutural, sujeito às altas temperaturas, apresenta capacidade de suporte. Este indicador temporal baseia-se na avaliação do período decorrente do início de um processo térmico normatizado (curva de incêndio padrão) e o instante em que o elemento deixa de satisfazer à esta função (FERNANDES, 2008). Este é o chamado tempo de resistência ao fogo (TRF).

Para a determinação do TRF das estruturas de concreto, podem ser usados métodos tabulares, simplificados de cálculo, avançados de cálculo ou de ensaio em escala real, destaca a *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007a).

2.3.2 Requisito: tempo requerido de resistência ao fogo

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é o período mínimo, exigido por norma, no qual a estrutura deve manter sua integridade durante o incêndio. Para fins de análise estrutural, o incêndio é considerado através da temperatura dos gases quentes do compartimento incendiado, representado por meio de curvas “temperatura *versus* tempo” padronizadas (COSTA, 2008). Estas curvas são definidas por normas como a ISO 834 (ISO, 2014). Para cada TRRF, define-se a temperatura de exposição dos elementos e o respectivo coeficiente de redução de suas resistências, realizando-se, então, a verificação da estrutura nesta condição. Para fins de segurança estrutural, compara-se o TRRF necessário com o TRF atendido (PANNONI, 2015). Em termos de projeto, os métodos tabulares e simplificados das principais normas internacionais (BS 8110-2, 1985; ACI-216R, 1989; NZS 3101, 1995; AS-3600, 2001 e EN 1992-1-2, 2002) foram concebidas com base no conceito de TRRF, assumindo um aquecimento padronizado, o chamado incêndio padrão, de exposição (COSTA, 2008).

Os TRRF mínimos das edificações habitacionais, praticados no Brasil, estão apresentados na Tabela 3. Tempos mínimos também são definidos para serviços de hospedagem, comércio varejista, serviços profissionais, industrial, dentre outros.

Tabela 3 – TRRF das edificações habitacionais

Altura da edificação em relação ao nível do solo							
Classe P1 h≤6m	Classe P2 6<h≤12m	Classe P3 12<h≤23m	Classe P4 23<h≤30m	Classe P5 30<h≤80m	Classe P6 80<h≤120m	Classe P7 120<h≤150m	Classe P7 150<h≤250m
30	30	60	90	120	120	150	180

Fonte: elaborado com base na NBR 14432 (ABNT, 2001a) e IT08 (CBMESP, 2011).

Os materiais estruturais de uso comum, como o concreto, o aço ou a madeira, apresentam alterações de suas propriedades mecânicas quando submetidos ao fogo (PANNONI, 2015). A segurança estrutural é fundamentada no conceito do período de tempo limite para que não ocorra alguma instabilidade da estrutura exposta às chamas (HUANG, 2010) ou o descumprimento de qualquer um dos itens definidos para os ensaios laboratoriais de resistência ao fogo (COELHO, 2010).

A *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007a) propõe três parâmetros a serem observados nas estruturas de concreto em situação de incêndio: (a) a deterioração mecânica; (b) a deformação térmica e (c) a manifestação de deslocamento. Em termos de análise laboratorial, as principais normas (JIS 1304, 1994; BS 476-22, 1987; AS 1530-4, 2005; IS 3809, 1979; NBR 5628, 2001) propõem a avaliação da resistência ao fogo pelo acompanhamento dos critérios de estanqueidade, isolamento térmico e resistência mecânica. Alguns métodos de verificação se fixam na limitação da temperatura das armaduras principais (KODUR; GARLOCK; IWANKIW, 2012), por serem estes os elementos mais sensíveis ao calor nestas estruturas (SILVA, 2012), sendo admitida como crítica a temperatura de 500°C. Nesta temperatura, o aço, para efeitos de análise estrutural, passa a trabalhar com coeficiente de segurança 1.

Nos ensaios laboratoriais e em parte das análises numérico-computacionais, o desempenho ao fogo da estrutura é deduzido pela análise do tempo que o elemento resiste à elevação padronizada de temperatura (GUO et al., 2013; PURKISS; LI, 2010; ASTM E119; 2014). Remetida pela norma de desempenho (ABNT, 2013a), limitada às edificações habitacionais, a NBR 14432 (ABNT, 2001a), a exemplo da EN 1991-1-2 (EN, 2004), AS 1530-4 (AS, 1994) e CAN/ULC-04 (ULC, 2014), adota o mesmo critério. A adoção de curvas padronizadas ou teóricas, como a da ISO 834-1 (ISO, 2014), mesmo tratando-se de uma hipótese conservadora (SILVA, 2012), é o critério empregado no estudo e na determinação da resistência ao fogo estrutural (COELHO, 2010), servindo de base aos principais critérios de dimensionamento de norma.

Esta curva de incêndio padrão (ISO, 2014) é dada pela expressão da equação (1). Os ensaios laboratoriais devem, portanto, obedecer esta evolução de temperatura através de um forno padronizado (*fib* Bulletin nº38, 2007).

$$T = 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) + T_0 \quad (1)$$

No Eurocode 1 (EN, 2002) são apresentadas outras curvas teóricas, como a representativa da ação térmica do incêndio nos elementos exteriores da edificação, conforme a equação (2), e a de hidrocarbonetos.

$$T = 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32 \cdot t} - 0,313 \cdot e^{-0,8 \cdot t}) + T_0 \quad (2)$$

Sendo t o tempo em minutos e T_0 a temperatura inicial, para ambas equações.

A equação (2) é ideal para projeto de fachadas, marquises e parapeitos. Ambas as curvas padronizadas citadas não representam uma situação de incêndio quaisquer, tampouco as condições mais severas deste, senão o estágio de queima mais intenso do incêndio (COSTA, 2008). A dedução destas curvas é feita resolvendo a equação de balanço de energia para o compartimento analisado, obedecendo certas condições de fronteira (COELHO, 2010). Os resultados dos elementos estruturais submetidos a esta elevação padronizada de temperatura servem como indicadores qualitativos da resistência ao fogo da estrutura (KHOURY, 2001).

O fato é que, numa condição real de uma edificação em situação de incêndio, a ação térmica produzida nos elementos estruturais não se faz sentir unicamente nas peças expostas diretamente ao calor, destaca Panonni (2015). Em certas condições, ressalta o autor, os elementos relativamente afastados do compartimento incendiado poderão ser os primeiros a colapsar, devido ao estado de tensões que as deformações de cunho térmico promovem nas peças aquecidas, impondo esforços adicionais, as vezes de segunda ordem, nos demais componentes do sistema.

As transformações e mecanismos que fundamentam a perda de resistência mecânica das estruturas em situação de incêndio serão detalhadas na sequência. Os efeitos provocados pelas ações térmicas indiretas, como descrito por Panonni (2015), não são admitidos nas recomendações simplificadas de cálculo da resistência ao fogo destes sistemas (MESEGUER; CABRÉ; PORTERO, 2009).

2.3.3 Desempenho das estruturas de concreto em situação de incêndio

O desempenho das estruturas de concreto frente ao fogo é avaliado pelo grau de deslocamento da seção e pela perda de resistência mecânica do concreto e aço (ROBERT; COLINA; DEBICKI, 2014), fenômenos fundamentados nas (a) alterações físico-químicas na pasta de cimento e agregados e (b) incompatibilidade térmica entre ambos (KHOURY, 2001). Cada mecanismo se desenvolve em uma faixa específica de temperatura, representativa da natureza química do material, gerando alterações microestruturais variadas (CÁNOVAS, 1988).

Estas transformações provêm da desidratação dos compostos hidratados da pasta e dos agregados graúdos (DENOEL, 2007). Segundo Brites (2011), o fenômeno está relacionado ao fluxo de calor decorrido do fogo e distribuição de temperatura no elemento. O fluxo de calor está atrelado a taxa de aquecimento da estrutura e na duração do incêndio. Já a distribuição da temperatura, no tipo de cimento, agregados, adições, geometria e seção transversal do elemento, grau de saturação da pasta, idade, relação a/c, incidência de fissuras e porosidade do concreto (FU; LI, 2011).

O entendimento destas alterações físicas, químicas e mecânicas permitem a compreensão do comportamento das estruturas de concreto em situação de incêndio (ROBERT; COLINA; DEBICKI, 2014). Estes processos são detalhados na sequência.

2.3.3.1 Transformações físico-químicas

Quando o concreto é submetido à ação do fogo, reações múltiplas aparecem devido a decomposição química da pasta e agregados (MEHTA; MONTEIRO, 2014). A temperatura do concreto aumenta após a evaporação completa da água livre dos macroporos (MEHTA; MONTEIRO, 2014), que ocorre na faixa dos 100°C (YANG; LIU; GARDNER, 2013), apesar de aos 80°C já ser evidenciado o início da decomposição de alguns compostos hidratados, como a etringita (DENOEL, 2007). Em temperaturas maiores, a perda da água dos poros mais finos e da água retida por adsorção promove redução da resistência do concreto. Em 300°C, esta redução é da ordem de 15% a 40% da resistência inicial e, em 550°C, representa 55% a 70% da resistência original (GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2005). Caso o vapor de água perdida não seja dispersado ao ambiente, devido à baixa permeabilidade da pasta, o concreto poderá deslocar, dada as pressões de vapor internamente produzidas (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Em 100°C a perda de massa e o aumento da porosidade da pasta acompanham a redução da resistência mecânica do concreto, marcando o início do processo, lento e gradual, de desidratação do C-S-H (FIB, 2007b). Entre 300°C e 400°C a diminuição da resistência prossegue devido a continuidade da desidratação do C-S-H (ROBERT; COLINA; DEBICKI, 2014) e portlandita (FU; LI, 2011). Aos 700°C, a sequência desta decomposição já é marcante (KIM; YUN; PARK, 2013), mas é na faixa dos 900°C que o processo de desidratação do C-S-H é completa (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

A decomposição dos compostos hidratados promove profundas alterações na microestrutura da pasta de cimento, formando microfissuras (KIM; YUN; PARK, 2013) e aumentando a porosidade total do concreto (ROBERT; COLINA; DEBICKI, 2014). Algumas destas microfissuras são derivadas de variações volumétricas diferenciais entre os grãos não hidratados do clínquer, que expandem, e a decomposição do C-S-H e portlandita, que retraem, ambos a 400°C. As microfissuras de retração autógena corroboram neste processo (LIMA, 2005). A decomposição do C-S-H contribui para o aumento da porosidade da pasta, principalmente nas temperaturas acima dos 700°C (KIM; YUN; PARK, 2013). A variação da massa volumétrica nas altas temperaturas se justifica pelo aumento da porosidade total e perda da água quimicamente combinada da pasta, conforme notabiliza o Eurocode 2 (EN, 2004).

As transformações físico-químicas dos agregados são influenciadas pela sua natureza (ROBERT; COLINA; DEBICKI, 2014). Temperaturas superiores a 550-600°C geralmente são acompanhadas por forte expansão volumétrica (CÁNOVAS, 1988). Do ponto de vista mineralógico, agregados quartzosos fissuram acima dos 573°C, pela transformação química do quartzo da forma α em β , provocando expansão súbita da ordem de 0,85% (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Nos agregados calcários, esta decomposição inicia em 600°C pela decomposição do carbonato de cálcio (ROBERT; COLINA; DEBICKI, 2014). Rochas carbonáticas, como dolomita, tornam-se instáveis nas temperaturas superiores a 700°C (FIB, 2007b). Agregados calcários possuem transformações mais intensas após seu resfriamento (XING et al., 2011), devido à reidratação proporcionada pela umidade do ar.

Quanto aos agregados basálticos, poucos estudos remetem ao comportamento destes em altas temperaturas (BRITZ, 2011). Há uma estabilidade destas rochas até temperaturas da ordem dos 900°C, derretendo acima dos 1000°C (FIB, 2007).

Uma sintetização das principais transformações físico-químicas do concreto é apresentada na Tabela 4.

Tabela 4 – Transformações do concreto em altas temperaturas

Temperatura (°C)	Manifestação
20-80	Lenta perda de água livre dos macroporos (evaporação)
100	Aumento acentuado na permeabilidade da água
80-200	Perda da água dos poros mais finos, água adsorvida e da água que apresenta ligações fracas com hidratos de cimento
80-850	Perda da água quimicamente combinada do gel de cimento
150	Início do processo decomposição do silicato de cálcio hidratado (C-S-H)
300	Aumento da porosidade e microfissuras
400-600	Decomposição da portlandita (Ca(OH)_2) em CaO e H_2O
450-500	Sequência da decomposição do C-S-H, com formação de $\alpha\text{-C}_2\text{S}$
500	A quantidade de água perdida já representa 2% a 4% em massa
570	Transformação dos agregados quartzo e areias da forma α para β
550-600	Aumento da perda de massa dos materiais devido ao estágio de decomposição da portlandita e do silicato de cálcio hidratado
700	Descarbonatação do agregado calcário (CaCO_3) em CaO e CO_2
720	Acentuada decomposição do CSH, com formação de $\beta\text{-C}_2\text{S}$ e $\beta\text{-CS}$
800	Recristalização das partículas de cimento não hidratadas
1150-1200	Derretimento do concreto

Fonte: elaborado pelo autor com base em Khoury (1992).

2.3.3.2 A perda da resistência mecânica

As altas temperaturas promovem a diminuição da resistência do concreto. Esta redução é atrelada à formação de microfissuras internas no material, dada a dilatação térmica diferencial entre a pasta e os agregados (DENOEL, 2007). O efeito parede produzido na zona de transição da pasta e agregado gera uma área de fragilidade que repercute na resistência final do conjunto (XING et al., 2011). Logo, a granulometria dos agregados também deve ser consentida nesta análise.

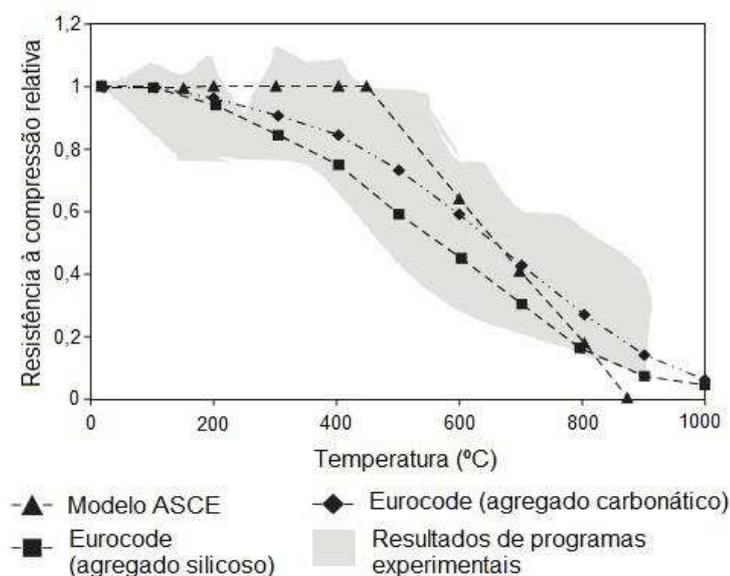
Aos 300°C, a redução da resistência do concreto está compreendida entre 15-40% e aos 500°C entre 55%-70% do seu valor em temperatura ambiente (GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2005). Esta redução é pouco influenciada pela classe de resistência do concreto (KIRCHHOF, 2010). A temperatura compreendida entre 550 e 600°C é a que promove perda da capacidade estrutural do concreto, sendo admitida, portanto, como a crítica (KHOURY, 2001). Através de uma análise não-linear, o método de verificação da “isoterma de referência” da *fib* Bulletin nº46 (FIB, 2008) parte do pressuposto que,

para as espessuras de concreto com temperaturas superiores a 500°C, a resistência da camada é desconsiderada.

Contudo, apenas regiões mais superficiais são expostas às altas temperaturas, devido à baixa difusão térmica do material, justificando o fato das normas admitirem apenas as temperaturas das armaduras para a tomada de decisão. A resistência do concreto à tração, praticamente desprezada nos cálculos estruturais, se torna, para estruturas de concreto em situação de incêndio, notório na justificativa do mecanismo do deslocamento (DWAIKAT; KODUR, 2010).

Compilando resultados experimentais e comparando-os com recomendações normativas, Kodur (2014) mostrou que, para concretos convencionais e independente da classe de resistência e traço, o coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto tende a respeitar uma tendência, de pequena variação relativa, conforme destaca a região sombreada do gráfico da Figura 1.

Figura 1 – Resistência à compressão relativa *versus* temperatura (experimental)

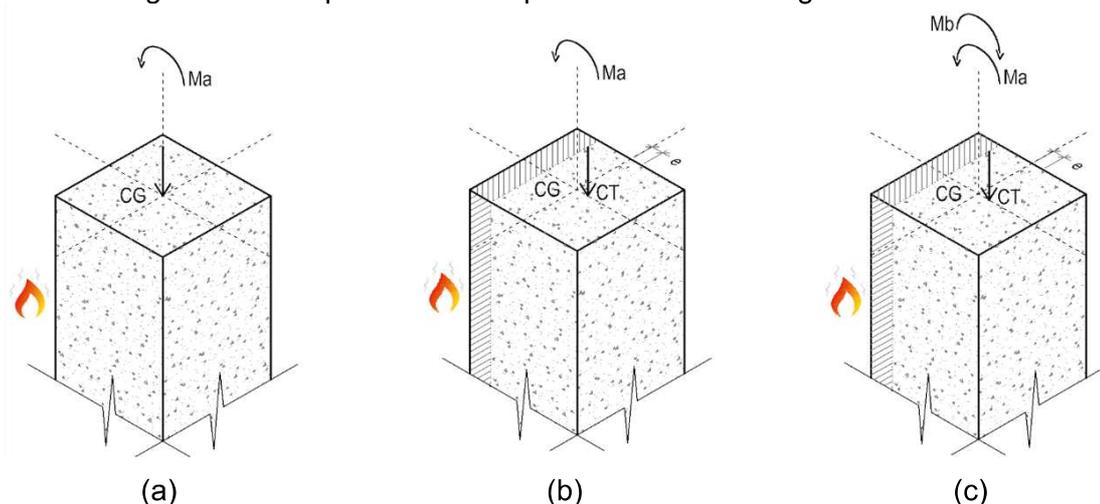


Fonte: adaptado de Kodur (2014).

Cabe frisar que o comportamento mecânico de pilares inseridos em paredes, exposto ao fogo em uma, duas ou três faces, é distinto daqueles submetidos ao fogo nas quatro faces. O aquecimento diferencial induz a processos de deformação muito característicos, o chamado efeito da curvatura térmica, conhecido por *thermal bowing effect* ou deflexão lateral, segundo a fib Bulletin nº46 (FIB, 2008). A parte aquecida se comporta como uma seção híbrida a partir de um determinado momento de exposição ao fogo (Figura 2a e Figura 2b, sendo a faixa hachurada aquela com as propriedades

mecânicas reduzidas pela ação do calor), fazendo com que seu centroide (CG) seja deslocado (CT) para o lado não exposto ao calor, criando uma excentricidade “e” que promove um momento fletor M_b oposto àquele induzido pelas tensões térmicas na peça M_a (Figura 2c) (MOURA CORREIA; RODRIGUES; REAL, 2014). Os elementos expostos às altas temperaturas nas quatro faces não sofrem este efeito (FIB, 2008).

Figura 2 – Comportamento de pilar submetido ao fogo em uma face



Fonte: elaborado pelo autor com base em Moura Correia, Rodrigues e Real (2014).

O desempenho estrutural dos pilares depende de sua esbelteza, excentricidade do carregamento, taxa de armaduras e das condições de vinculação (COSTA, 2008). Com o aquecimento nota-se uma redução da rigidez e da capacidade de suporte, pela diminuição da resistência mecânica do concreto aquecido. Porém, o monolitismo das ligações e dos elementos estruturais adjacentes, mais frios, produzem um efeito de engastamento, compensando esta condição contraditória. A falência de um elemento não pode ser avaliada somente pela redução da resistência do concreto.

2.3.3.3 Deslocamento ou lascamento

De cunho termo-hidráulico e termomecânico, o deslocamento ou lascamento é um fenômeno que promove o desprendimento de camadas das superfícies expostas às altas temperaturas dos elementos de concreto (KIRCHHOF, 2010). Trata-se de um fenômeno semi-destrutivo com origem na (a) distribuição não uniforme de temperatura na seção (JANSSON, 2013) e (b) quantidade de água evaporável do concreto (WANG et al., 2013a). Se manifesta com pequena ou grande e repentina liberação de energia. A primeira, de baixa intensidade, promove uma fragmentação superficial do concreto,

enquanto a segunda, mais intensa, o desprendimento explosivo de camadas (ZEIML; LACKNER; MANG, 2008). Na maioria dos casos o fenômeno se restringe a região do cobrimento das armaduras (KALIFA; MENNETEAU; QUENARD, 2000).

Alguns autores citam que este mecanismo independe do estado de tensão da peça (MORITA et al., 2000), mas isto não é consenso (KHOURY, 2001). As condições de vinculação se mostram mais influentes que o carregamento atuante no elemento, principalmente em termos de restrição à dilatação térmica (KALIFA; MENNETEAU; QUENARD, 2000). Estudos produzidos em casos de incêndios reais têm mostrado que os elementos mais susceptíveis ao lascamentos são pilares e lajes, que possuem maior grau de restrição à dilatação térmica (COSTA, 2008).

Fatores como taxa de aquecimento superficial, água livre interna e porosidade do concreto também contribuem na análise das causas do fenômeno (LIMA, 2005), que não necessariamente se desenvolve em todos os concretos (ROBERT; COLINA; DEBICKI, 2014). Como consequência, tem-se a exposição direta das armaduras ao fogo, a redução da seção transversal e a perda do isolamento térmico do elemento (KHOURY, 2001; MINDEGUIA et al., 2010; SILVA, 2012).

O deslocamento ocorre quando (i) a taxa de aquecimento superficial é em média 3°C por minuto (FU; LI, 2011), (ii) a permeabilidade da pasta de cimento é baixa, menor que $5 \cdot 10^{-11} \text{cm}^2$ (KALIFA; MENNETEAU; QUENARD, 2000) e (iii) o grau de saturação do poro é elevado, de 2 a 3% da massa do concreto (KHOURY, 2001). A natureza e granulometria do agregado graúdo empregado são fatores que contribuem (PAN; SANJAYAN; KONG, 2012). A *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007a) também destaca a idade, a temperatura máxima, a taxa de aquecimento da peça, a forma e o tamanho da seção transversal, a presença de fissuras, a taxa de aço, o arranjo das armaduras, a presença de fibras e a intensidade do carregamento do elemento estrutural.

Algumas das manifestações anotadas durante e após a exposição às altas temperaturas têm servido para propor um diagnóstico sobre as prováveis causas e consequências do lascamento das estruturas de concreto, com autores sugerindo a classificação do fenômeno fundamentada na justificativa e na origem do mecanismo, tal como apresentado por Khuory (2001) na Tabela 5.

Tabela 5 – Classificação dos deslocamentos e respectivos fatores intervenientes

Classificação do deslocamento	Tempo de ocorrência	Natureza	Ruídos	Influência	Principais fatores
Agregado	Entre 7 e 30 minutos	Muito violento	Estalos	Superficial	H, A, S, D, W
Aresta	Entre 30 e 90 minutos	Não violento	Nenhum	Pode ser severa	T, A, Ft, R
Superfície	Entre 7 e 30 minutos	Violento	Craqueamento	Pode ser severa	H, W, P, Ft
Explosivo	Entre 7 e 30 minutos	Violento	Alto estrondo	Severa	H, A, S, Fs, G, L, O, P, Q, R, S, W, Z
Delaminação	Quando concreto enfraquece	Não violento	Nenhum	Pode ser severa	T, Fs, L, Q, R
Pós-resfriamento	Após resfriamento, por absorção de umidade	Não violento	Nenhum	Pode ser severa	WI, AT

A = Expansão térmica do agregado
D = Difusibilidade térmica do agregado
Fs = Tensão de cisalhamento no concreto
Ft = Tensão de tração no concreto
G = Idade do concreto
H = Taxa de aquecimento
L = Carregamento, restrição
O = Perfil de aquecimento
AT = Tipo do agregado

P = Permeabilidade
Q = Formato da seção
R = Armadura
S = Tamanho do agregado
T = Temperatura máxima
W = Teor de umidade
Z = Tamanho da seção transversal
WI = Absorção de umidade

Fonte: adaptado de Khuory (2001).

O deslocamento também pode ser classificado pela intensidade e magnitude da manifestação observada na superfície do elemento (ALI et al., 2004):

- menor grau: limita-se ao cobrimento, sem exposição das armaduras;
- maior grau: limita-se ao cobrimento, com exposição das armaduras;
- grau severo: grandes profundidades, além do alinhamento das armaduras.

As causas do deslocamento podem ser divididas em três mecanismos fundamentais (KHOURY, 2001): (a) na poro-pressão, (b) nas tensões térmicas e (c) na superposição destas duas.

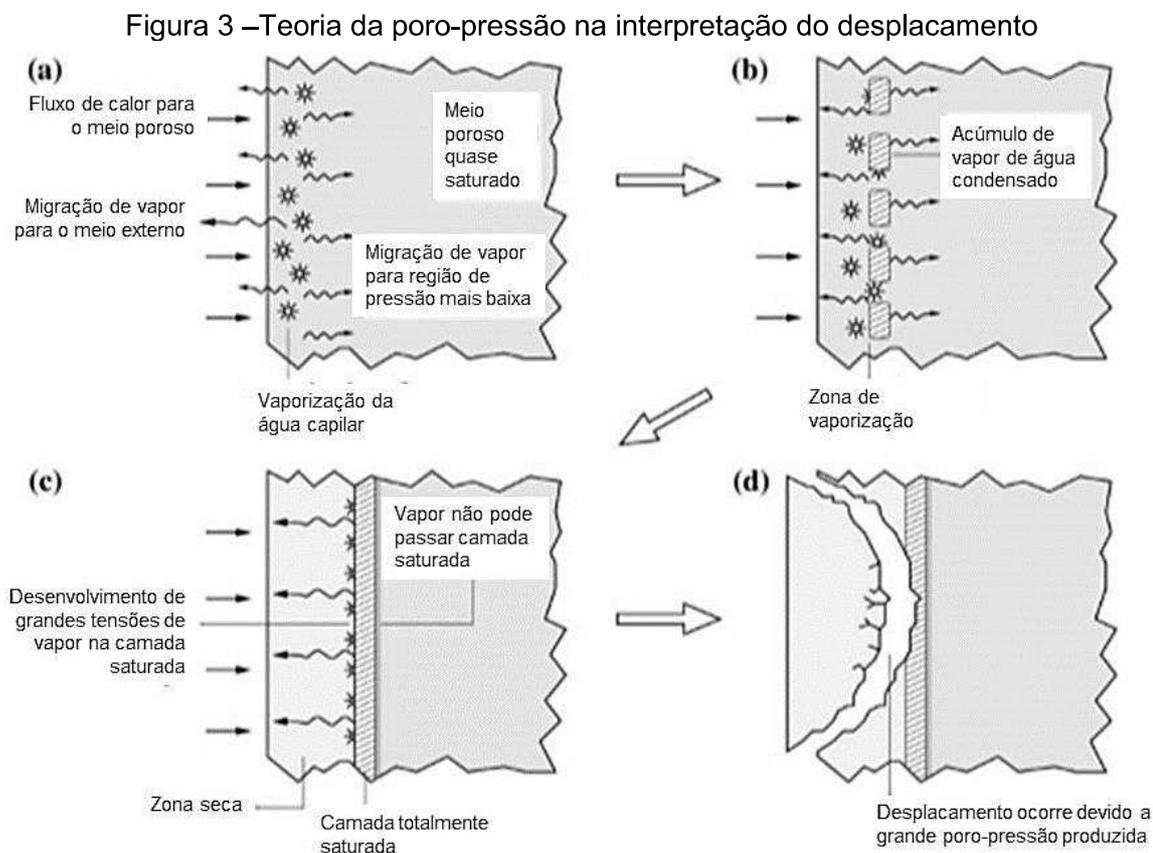
a) Teoria da poro-pressão

Esta teoria, de cunho termo-hidráulico, se sustenta na transferência de fluidos, i.e., vapor e água, pelos poros do concreto (KIRCHHOF, 2010). A partir do fluxo de calor produzido pelo aquecimento da peça, o aumento das temperaturas forma uma cortina impermeável, adiabática, de vapor condensado, remetendo, em condições de baixa permeabilidade do concreto, à uma frente de pressão interna (KALIFA;

MENNETEAU; QUENARD, 2000). A magnitude desta poro-pressão depende do grau de saturação dos poros e das características do concreto, ou seja, da sua resistência à expulsão do vapor formado (LIMA, 2005). O deslocamento ocorre quando esta pressão excede a resistência à tração do concreto (DWAIKAT; KODUR, 2010).

Durante o aquecimento do concreto, o fluxo de calor ao seu interior aumenta a temperatura do esqueleto sólido e da água livre nos poros. Quando esta água atinge uma temperatura relativamente alta, que depende, dentre outros, da pressão dos poros, ela começa a vaporizar.

As etapas do deslocamento do concreto fundamentada na teoria da poro-pressão estão apresentadas na Figura 3.



Fonte: adaptado de Consolazio, McVay e Rish (1997).

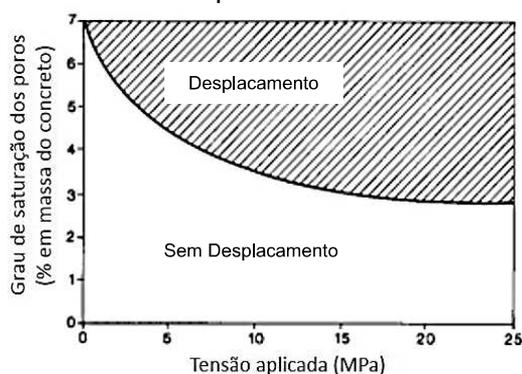
Com o aquecimento superficial da peça, o fluxo de calor induzido ao interior do concreto aumenta a temperatura do esqueleto sólido e da água contida nos poros. As camadas mais superficiais perdem água livre e combinada à atmosfera, produzindo uma espessura seca e desidratada. Com a sequência do processo e o aquecimento das camadas mais internas, o vapor de água livre e decorrente da desidratação dos compostos é parcialmente dispersado à atmosfera e ao interior da seção de concreto

(Figura 3a). A medida que o vapor de água migra ao longo deste gradiente, a parcela que se move ao interior da seção atinge um ponto de menor temperatura e condensa, aumentando o nível de saturação porosa nesta camada, formando uma zona saturada e adiabática, resistente à continuidade do transporte de fluidos ao interior do elemento (Figura 3b). A medida em que ocorre o aumento da poro-pressão nesta camada, um gradiente se forma entre a zona de vaporização e as regiões mais profundas da seção, de pressão mais baixa.

Prosseguindo o aquecimento e renovando o ciclo de vaporização-migração-condensação, poro-pressões se acumulam na superfície da cortina impermeável (Figura 3c), forçando a migração do vapor à região superficial do concreto (atmosfera). Se a permeabilidade do material é baixa, o vapor de água não irá se dispersar, o que, ao ultrapassar a resistência à tração do concreto, promoverá o seu deslocamento (Figura 3d). Por este motivo, a teoria também é conhecida como modelo da cortina impermeável de vapor ou *moisture clog model*. A intensidade da transferência de calor decresce com a distância da fonte de aquecimento, o que reduz a taxa de formação de vapor e, conseqüentemente, da poro-pressão (KIRCHHOF, 2010).

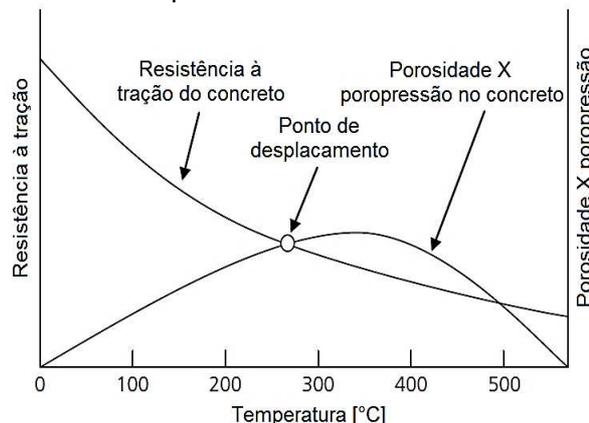
A estrutura porosa e o grau de umidade interna do concreto fundamentam esta dedução (ROBERT; COLINA; DEBICKI, 2014). A permeabilidade influencia os níveis críticos de pressão, uma vez que afeta a taxa de liberação de vapor à atmosfera (LIMA, 2005). Concretos de alta permeabilidade e baixo grau de saturação dos poros promovem lenta liberação de vapor de água, com pequenos gradientes de pressão. Neste caso, moderados lascamentos superficiais podem ser produzidos. Este é o chamado efeito cebola (*onion effect*) (PAN; SANJAYAN; KONG, 2012), pelo fato de promover o deslocamento em finas e sucessivas camadas. A correlação da saturação dos poros, porosidade e poro-pressão na predição deste mecanismo estão dispostas na Figura 4 e Figura 5.

Figura 4 – Grau de saturação *versus* estado de carregamento no deslocamento



Fonte: adaptado de Khoury (2001).

Figura 5 – Predição da ocorrência do deslocamento no concreto

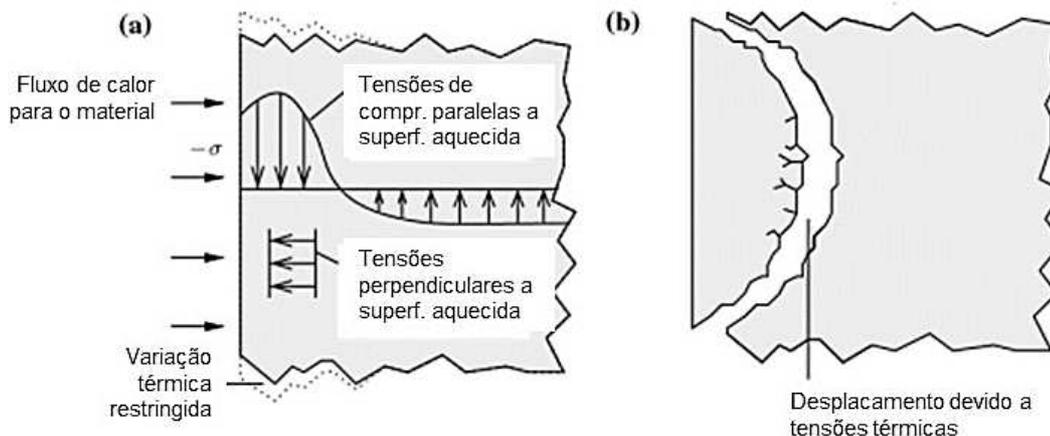


Fonte: adaptado de Dwaikat e Kodur (2010).

b) Teoria das tensões térmicas diferenciais

A migração de vapor no concreto não é admitida nesta teoria. Sua dedução se sustenta na mecânica da fratura (GAWIN; PESAVENTO; SCHREFLER, 2006) e está fundamentada nas distintas faixas de temperaturas produzidas no interior da peça aquecida (KALIFA; MENNETEAU; QUENARD, 2000). A baixa condutividade térmica do concreto resulta em gradientes que promovem tensões diferenciais de dilatação na seção, sendo de compressão biaxial na superfície em contato com a alta temperatura e de tração na região interna, subsequente àquela, de temperatura menor (FU; LI, 2011). Como consequência e nesta interface, fissuras superficiais e paralelas ao eixo da peça são produzidas (GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2005), funcionando como uma espécie de gatilho para o deslocamento (Figura 6).

Figura 6 - Teoria das tensões térmicas diferenciais no deslocamento

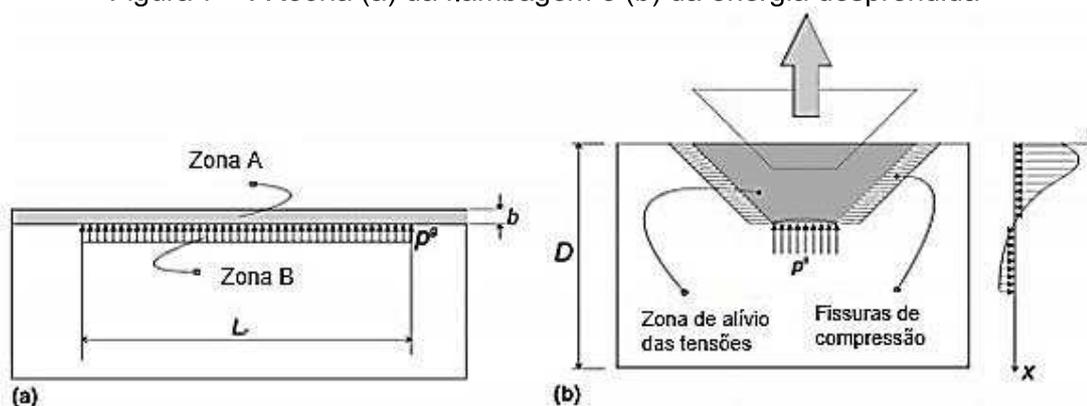


Fonte: adaptado de Zeiml, Lackner e Mang (2008).

O mecanismo é desencadeado no instante em que a tensão de compressão máxima da camada superficial do concreto é ultrapassada (KLINGSCH, 2014), por isso é tratado como mecanismo de cunho termomecânico (KIRCHHOF, 2010). Certos autores apontam que a energia acumulada nestas tensões de compressão, oriundas da dilatação térmica restringida, são suficientes para fornecer uma energia cinética às camadas mais superficiais do elemento de concreto, com capacidade de desprendê-los (GAWIN; PESAVENTO; SCHREFLER, 2006). Um entendimento mais satisfatório é feito pela perspectiva da fluência térmica transitória, mas esta ainda não é bem compreendida (ROBERT; COLINA; DEBICKI, 2014).

Algumas deduções tentam justificar a teoria das tensões térmicas diferenciais como indutora do mecanismo do deslocamento. Dentre elas, (a) da flambagem e (b) da energia desprendida (GAWIN; PESAVENTO; SCHREFLER, 2006) (Figura 7).

Figura 7 – A teoria (a) da flambagem e (b) da energia desprendida



Fonte: adaptado de Gwin, Pesavento e Schrefler (2006).

A flambagem interpreta o fenômeno como uma espécie de pilar de largura b (no feixe da zona A, já fragilizada) submetido a um esforço axial de compressão, o qual está isolado da zona B por uma fissura. As tensões paralelas à superfície submetem o “pilar” à compressão, que “flamba” com a contribuição das tensões perpendiculares à superfície aquecida, ocasionando o deslocamento. Já a segunda dedução, da energia desprendida, também interpreta o mecanismo como uma espécie de falha por compressão excessiva e deduz que as fissuras permitem a repentina liberação de energia elástica armazenada, a qual é provinda das dilatações térmicas restringidas. O deslocamento é o ponto de alívio destas tensões, sendo, neste caso, isolado e pontual (*popping out*).

Os lascamentos dos concretos de elevada resistência não conseguem serem justificados apenas pela teoria das tensões térmicas diferenciais (KLINGSCH, 2014),

uma vez que ela não admite os processos de transformação de água no interior do elemento (KHOURY, 2001). Mesmo assim, para esta circunstância, alguns autores o deduzem através de modelos preditivos que se sustentam na teoria da mecânica da fratura simplificada (GAWIN; PESAVENTO; SCHREFLER, 2006).

Há, por outro lado, modelos que justificam o deslocamento do tipo explosivo. Klingsh (2014), baseado em Meyer Ottens e Aktaruzzaman, afirma que o modelo das forças de arrastamento de vapor (*vapor drag forces*) justifica o deslocamento através das tensões cortantes causadas pelo vapor laminar sobre as células porosas do material, sendo o fenômeno desenvolvido no momento que a tensão formada supera a resistência à tração do concreto. O modelo do poro esférico ideal (*idealized spherical pore model*), explica Klingsh (2014), admite os poros como sendo esferas, onde uma poro-pressão se desenvolve, sendo convertida em tensões arqueadas que geram o deslocamento explosivo no instante em que for excedida a resistência do concreto.

A *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007) destaca a incompatibilidade térmica entre pasta e agregado como um fator colaborativo, principalmente por desencadear microfissuras internas. Agregados graúdos comuns sofrem contínua expansão com o incremento da temperatura, até um evento de transformação de fase, que promove uma expansão súbita dos mesmos (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Já a matriz da pasta de cimento, após rápida expansão nos instantes iniciais de aquecimento, retrai em temperaturas superiores a 150°C, devido à decomposição dos produtos hidratados do cimento e a perda de água, promovendo microfissuras na interface da pasta e agregados graúdos, o que, nesta teoria, potencializa o fenômeno (FU; LI, 2011) e fragiliza a aderência entre ambos (XING et al., 2011), comprometendo a resistência do concreto.

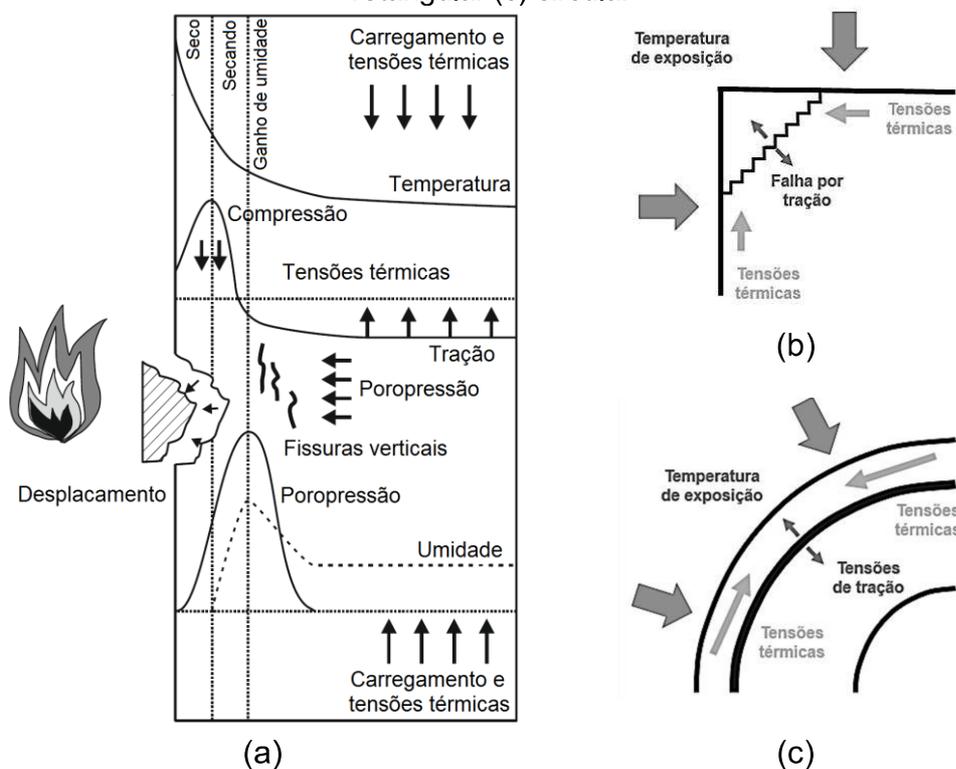
c) Teorias da poro-pressão e tensões térmicas combinadas

Estudos têm mostrado que ambas as teorias parecem explicar o mecanismo (ZEIML; LACKNER; MANG, 2008), havendo uma sobreposição dos efeitos de poro-pressão e tensões térmicas diferenciais (KHOURY, 2001). O acúmulo de pressão de vapor na seção, provinda do mecanismo termo-hidráulico, se combina com o estado de tensão interno do elemento, que produz uma fragilização da seção pela formação de fissuras, sendo esta uma consequência do mecanismo termomecânico, formando condições ideais para o deslocamento (WANG et al., 2013a), que ocorre somente quando a resistência do concreto à tração é superada (DER HEIJDEN; PEL; ADAN,

2012). As fissuras formadas pelo mecanismo termomecânico, ao fragilizar a seção, funcionam como um gatilho para a poro-pressão induzir o deslocamento (KODUR; DWAIKAT, 2010). Neste caso, não é consentida a resistência à tração do concreto na justificativa, exceto para a formação das fissuras indutoras.

A combinação destas duas teorias pode provocar o deslocamento em duas ou três dimensões. A Figura 8a explica o deslocamento sob a justificativa integrada dos mecanismos termomecânico e termo-hidráulico, no plano longitudinal. Já a Figura 8b e Figura 8c analisam o efeito em corte transversal, admitindo apenas a teoria da dilatação térmica diferencial deduzida por Anderberg (1997), que prepondera, sendo complementada pela poro-pressão incidente na aresta.

Figura 8 – Deslocamento no plano (a) longitudinal e transversal e numa seção (b) retangular (c) circular

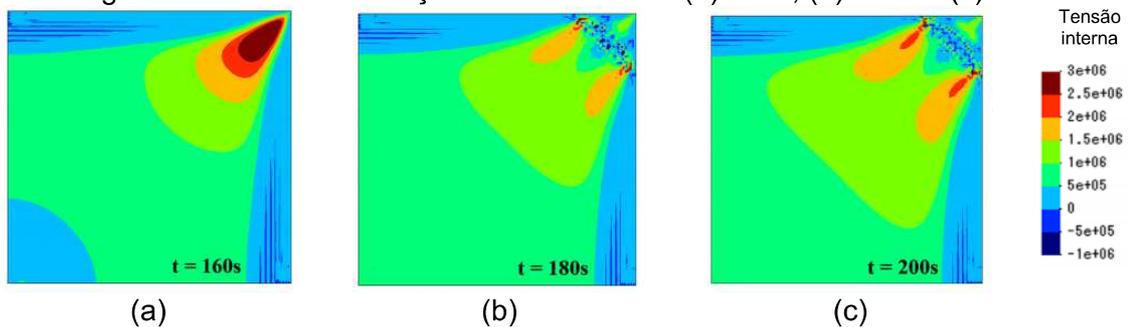


Fonte: adaptado de (a) Khoury (2001) e (b) (c) Anderberg (1997).

A presença de microfissuras possui interpretações contraditórias. Como fator positivo, elas atuam criando pontos de alívio das pressões de vapor, reduzindo a poro-pressão (KODUR; DWAIKAT, 2010). Como fator negativo, induzem o mecanismo por propiciarem uma região fragilizada (LIMA, 2005). O mecanismo do deslocamento pode ser identificado pelas anotações dos ruídos apresentados durante o ensaio, tal como proposto na *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007a).

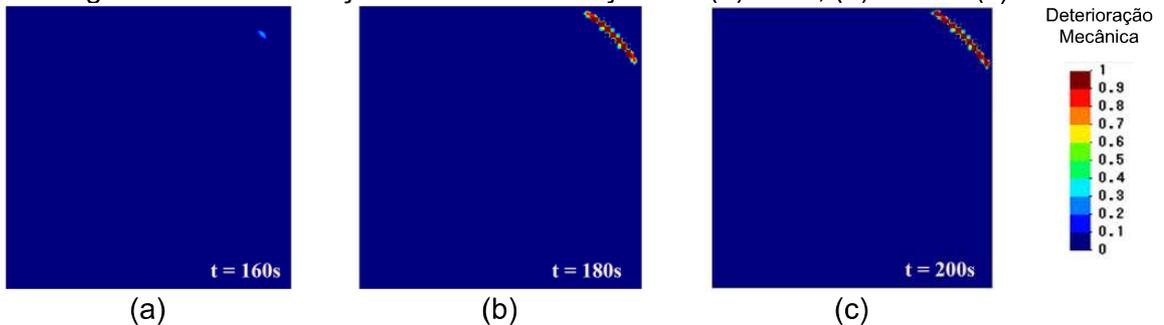
Estudos numérico-computacionais desenvolvidas por Zhang e Davie (2013) hierarquizam a preponderância destes mecanismos na justificativa do deslocamento de aresta de pilares quadrados de lado 24cm. Apoiados em equações fundamentadas na permeabilidade, umidade interna, propriedades mecânicas e taxa de aquecimento do concreto, admitindo a curva padrão da ISO 834 (ISO, 2014) e a percolação de água e vapor no interior do esqueleto sólido deduzido nas leis de Darcy e Fick de transporte de fluídos. Os resultados representativos de um quadrante do pilar são apresentados na Figura 9, Figura 10 e Figura 11.

Figura 9 – Tensões de tração no concreto em (a) 160s, (b) 180s e (c) 200s



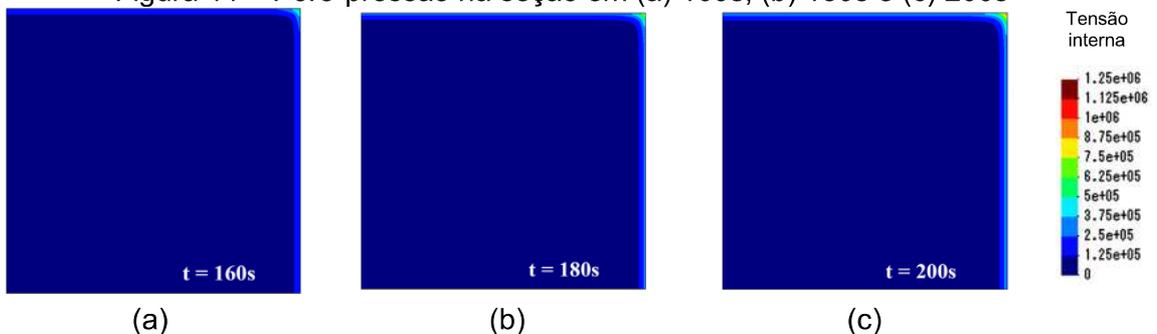
Fonte: adaptado de Zhang e Davie (2013).

Figura 10 – Deterioração mecânica na seção em (a) 160s, (b) 180s e (c) 200s



Fonte: adaptado de Zhang e Davie (2013).

Figura 11 – Poro-pressão na seção em (a) 160s, (b) 180s e (c) 200s



Fonte: adaptado de Zhang e Davie (2013).

Nota-se na Figura 9 que, nos instantes iniciais de aquecimento do pilar, há um acúmulo de tensões de tração na aresta, causando microfissuras. Já na Figura 10 se observa que o mecanismo termomecânico forma microfissuras nos instantes iniciais de exposição. As poro-pressões de vapor, no mesmo instante, são praticamente desprezíveis, conforme mostra a Figura 11. A exemplo de Anderberg (1997), Zhang e Davie (2013) defendem que esta movimentação térmica diferencial prepondera sobre a poro-pressão na dedução do deslocamento de aresta dos pilares. A poro-pressão possui um efeito secundário nesta justificativa, concluem.

d) Demais variáveis envolvidas na interpretação do fenômeno e seus mecanismos

Dada a aleatoriedade do conjunto de fatores que influenciam o fenômeno, além da interdependência entre estes, uma compreensão absoluta da influência de todas as causas do mecanismo do deslocamento ainda não é possível (JANSSON, 2013; KHOURY, 2001), não havendo um consenso sobre qual a teoria que melhor descreve o fenômeno (PAN; SANJAYAN; KONG, 2012). O tempo de ocorrência varia segundo as condições e circunstâncias que concernem à deflagração do processo. Entretanto, o deslocamento é esperado até 30 minutos de exposição ao fogo (PAN; SANJAYAN; KONG, 2012), apesar de alguns autores o terem observado até 45 minutos (MORITA et al., 2000) e 90 minutos (KHOURY, 2001) de ensaio.

As variáveis que mais contribuem para a interpretação dos resultados deste estudo e que parecem melhor explicá-lo serão descritas na sequência.

2.3.3.3.1 Resistência do concreto

Certos autores apontam que o aumento da resistência eleva a probabilidade do deslocamento do tipo explosivo (HERTZ, 2003), enquanto outros destacam que a maior resistência reduz a incidência do mecanismo. Segundo Ali *et al.* (2004), isto contraria a crença generalizada de que concretos mais resistentes possuam maior susceptibilidade a explosões. Os autores salientam que, no passado, o fenômeno era observado apenas sob a ótica da permeabilidade do concreto e um fator crucial não era considerado: a resistência à tração do material, fato que equilibra ou supera o efeito da baixa relação a/c . As características mecânicas do concreto também influem

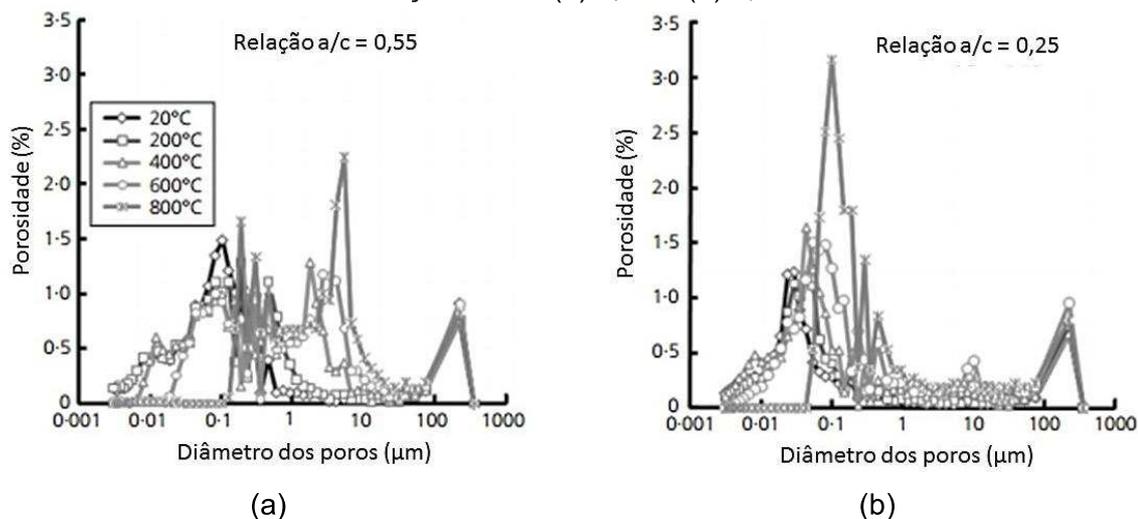
nas temperaturas médias das armaduras, observando-se uma menor temperatura em concretos de maior resistência à compressão (MORITA et al., 2000).

2.3.3.3.2 Permeabilidade

A permeabilidade, porosidade e distribuição dos poros sustentam a teoria da poro-pressão na interpretação do deslocamento do concreto, estando relacionados com a facilidade do transporte de fluidos (ANDERBERG, 1997). A interconectividade dos poros é mais relevante na compreensão do deslocamento do que a porosidade total ou dimensões (KHOURY, 2001). A estrutura mais fina de poros dos concretos de menor permeabilidade proporciona maior resistência ao fluxo e percolação de fluidos no seu interior, fato que influencia o nível de tensão interno quando exposto às altas temperaturas, conforme *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007a). Esta permeabilidade aos fluidos tende a diminuir com a redução da relação a/c (KIRCHHOF, 2010). De modo a reduzir a ocorrência do fenômeno, alguns autores recomendam permeabilidade inferior a $5 \cdot 10^{-11} \text{ cm}^2$ (KHOURY, 2001; MAJORANA et al., 2010).

Quanto a porosidade e distribuição de poros na pasta de cimento, as alterações destes parâmetros com as altas temperaturas devem ser consideradas na análise da permeabilidade dos concretos após a exposição às altas temperaturas. Segundo Robert, Colina e Debicki (2014), a macroporosidade (>1,3mm) permanece estável até 400°C e a porosidade capilar (0,02 a 0,3mm) aumenta até 400°C. A microporosidade diminui somente após 500°C. Comparando concretos de diferentes relações a/c, Ko, Ryu e Noguchi (2011) mostraram estas alterações na porosidade do material segundo o diâmetro dos poros em diferentes temperaturas, conforme Figura 12.

Figura 12 – Distribuição de poros com a elevação das temperaturas em concretos de relação a/c de (a) 0,55 e (b) 0,25



Fonte: adaptado de Ko, Ryu e Noguchi (2011).

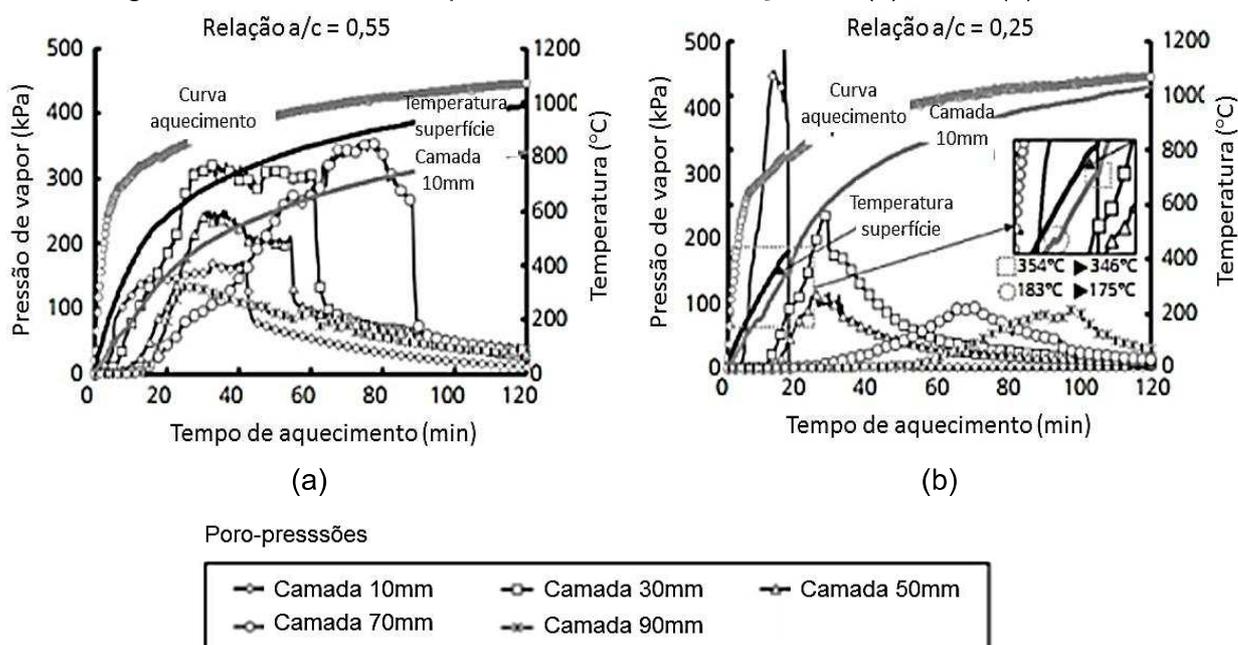
Segundo Ko, Ryu e Noguchi (2011), na relação a/c de 0,55 a quantidade dos poros com diâmetro de 1-10µm tende a aumentar em 400°C, e os poros menores, de diâmetro 0-1µm, tendem a desaparecer após os 600°C. Para a relação a/c de 0,25, a quantidade de poros de diâmetro 0,035-0,3µm aumenta após os 400°C, aos 800°C a quantidade de poros com 0,1-0,45µm de diâmetro cresce, enquanto poros de diâmetro menores do que 0,045µm tendem a desaparecer. Concluem Ko, Ryu e Noguchi (2011) que o aumento dos poros e permeabilidade acima dos 600°C em ambos os concretos são justificados na ocorrência de fissuras providas das tensões térmicas diferenciais e da pressão de vapor de água crescentes no interior dos poros.

A permeabilidade do elemento é influenciada pelo tipo e condições da cura do concreto (ICHIKAWA; ENGLAND, 2004).

2.3.3.3.3 Relação água/cimento

Quanto menor a relação a/c empregada na produção do concreto das peças, maior é o risco do deslocamento dos elementos, devido à baixa porosidade final do material (FU; LI, 2011). A Figura 13 destaca a influência de diferentes relações a/c na poro-pressão de vapor produzida no interior do concreto, originado pela reduzida permeabilidade do material.

Figura 13 – Pressão de vapor em concreto de relação a/c (a) 0,55 e (b) 0,25



Fonte: adaptado de ko, Ryu e Noguchi (2011).

Nota-se na Figura 13 que, quanto menor a relação a/c, maior o pico de pressão de vapor formada no interior do concreto. A baixa permeabilidade dificulta a dissipação desta pressão para o exterior do elemento de concreto, potencializando a formação dos mecanismos produtores do deslocamento da seção.

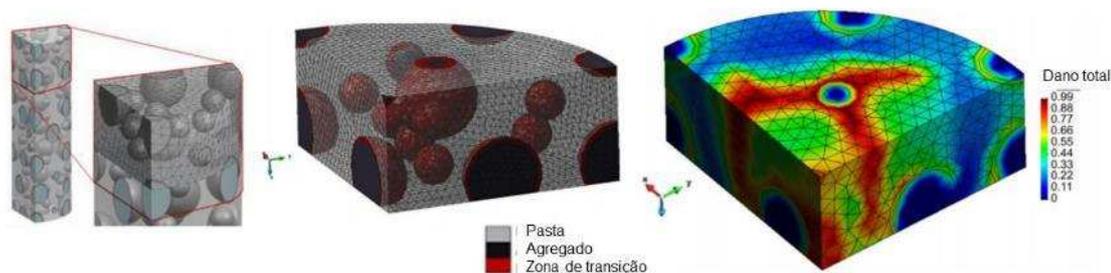
2.3.3.3.4 Agregado graúdo empregado

O agregado perde água quando submetido à altas temperaturas, promovendo transformações químicas e físicas semelhantes às do concreto (OŽBOLT et al., 2014). O fenômeno está atrelado à mineralogia do agregado. O deslocamento do agregado não remove grandes quantias de concreto, pelo fato das alterações ocorrerem a partir dos 500-600°C, não contribuindo decisivamente na perda de resistência do elemento (LIMA, 2005), senão na redução de aderência e dilatação térmica diferencial com a pasta, além de contribuir com o chamado “efeito parede” na zona de transição pasta-agregado. Quando próximos à superfície do elemento, promovem um deslocamento pontual e isolado (*surface pitting*), com profundidades de até 20mm, ocorrendo geralmente antes dos 20 minutos iniciais de exposição (KIRCHHOF, 2010). Certos agregados, como os calcários, desintegram-se em até três dias após o esfriamento. A umidade do ar promove a transformação do CaO em Ca(OH)₂, com uma expansão de até 200% (XING et al., 2011). Quando comparado com agregados quartzosos,

graníticos, calcários e silicosos, os de origem basáltica possuem menor difusibilidade térmica e maior estabilidade às altas temperaturas, da ordem de 900°C segundo a *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007a).

Por outro lado, além da geologia, a geometria do agregado graúdo contribui no desencadeamento do deslocamento do concreto, conforme Figura 14.

Figura 14 – Modelização do concreto como um material compósito exposto às altas temperaturas



Fonte: adaptado de Mazzucco et al. (2013).

Destacam Mazzucco et al. (2013) que, na interface da pasta e do agregado, durante o aquecimento do elemento, há uma zona de fragilização do concreto devido a fissuração desta interface, provocada pela movimentação térmica diferencial entre ambos, agravando-se e sobrepondo-se em zonas de maior densidade de agregados graúdos no concreto.

2.3.3.3.5 Idade

Trata-se de um parâmetro complexo e contraditório (MAJORANA et al., 2010). Concretos de menor idade tendem a ter maior umidade interna, o que incrementa o risco do mecanismo (KLINGSCH, 2014) pois parte-se do pressuposto que o grau de hidratação do cimento é menor, e a quantidade de água não combinada, maior (KUMAR; BHATTACHARJEE, 2003). Por outro lado, autores argumentam que o fato de concretos de maior idade apresentarem um maior grau de hidratação faz com que os poros se tornem mais descontínuos, o que incrementaria o risco do deslocamento (LIMA, 2005). Concretos de mesma relação *a/c*, mas de idades diferentes, remetem a temperaturas das armaduras menores quanto maior a idade do concreto (MORITA et al., 2000). Analisando concretos de diferentes idades com relação *a/c* 0,25, Ko, Ryu e Noguchi (2011) observaram que, para ensaios nas idades de 3, 7 e 28 dias, o grau de deslocamento foi de, respectivamente, 12%, 15% e 30%. Porém, para idades mais

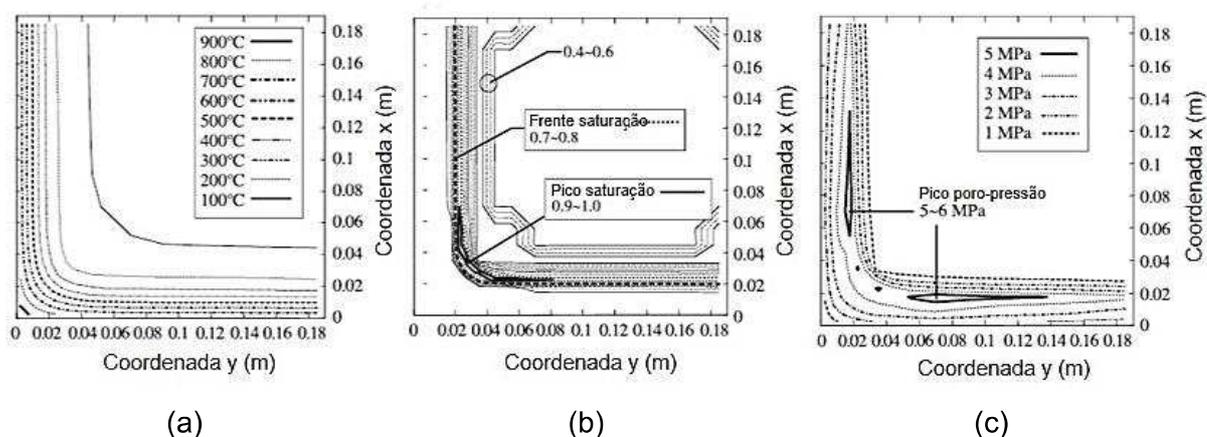
avançadas, como o grau de hidratação do cimento é alto e a umidade interna menor, o grau do deslocamento tende a reduzir, convergindo com os resultados de Morita et al. (2002) nos ensaios com concretos de 2 meses e 1 ano de idade.

2.3.3.3.6 Disposição e taxa das armaduras

A disposição de armaduras limita a extensão do deslocamento, mas não o ameniza (LIMA, 2005). Certos autores entendem que as barras de aço funcionam como uma espécie de descontinuidade térmica e mecânica do concreto e, portanto, indutor do mecanismo do deslocamento (KALIFA; MENNETEAU; QUENARD, 2000). Dado que a temperatura do aço aumenta de forma mais acentuada, o deslocamento pode ocorrer na interface da barra com o concreto (GEORGALI; TSAKIRIDIS, 2005).

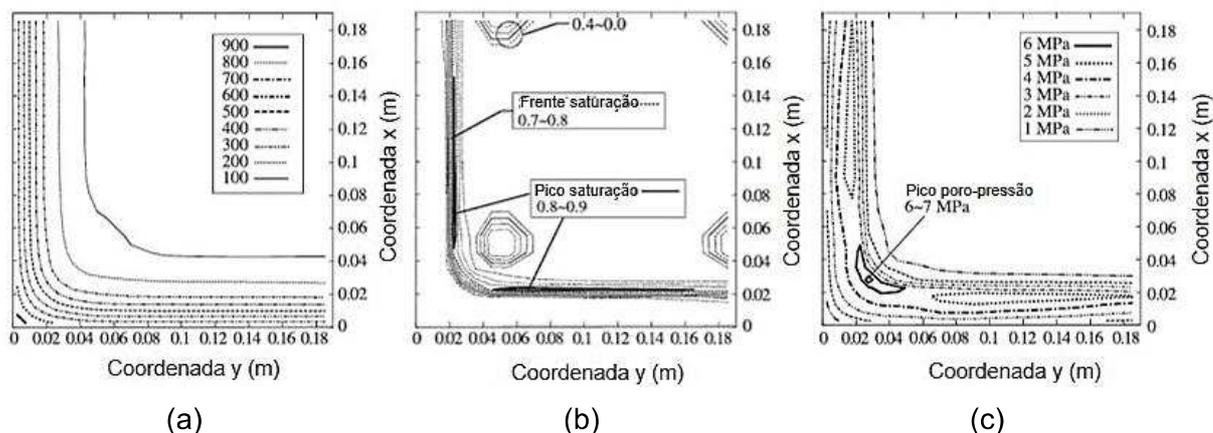
Estudos de Chung e Consolazio (2004) produzidos em modelos numérico-computacionais de resolução por diferenças finitas demonstram que na superfície das armaduras há um acúmulo de pressões oriundas do maior grau de saturação nesta interface. As armaduras criam uma barreira impermeável que impede a migração dos fluidos, neste caso vapor de água, para regiões mais internas do concreto (Figura 15a e Figura 16a), notando-se um acúmulo de vapor condensado na superfície destas (Figura 15b e Figura 16b), culminando em picos de pressão mais intensos nas barras, principalmente nas longitudinais (Figura 15c e Figura 16c), provavelmente devido a maior área impermeável e continuidade.

Figura 15 – Análise das (a) temperaturas, (b) grau de saturação e (c) poro-pressão na região dos estribos



Fonte: adaptado de Chung e Consolazio (2004).

Figura 16 – Análise das (a) temperaturas, (b) grau de saturação e (c) poro-pressão na região fora dos estribos



Fonte: adaptado de Chung e Consolazio (2004).

Este fato pode justificar os resultados do estudo experimental de Rodrigues, Pires e Santos (2012), onde pilares axialmente comprimidos e submetidos à curva padrão de aquecimento nas 4 faces mostraram a ocorrência de deslocamento sempre nas arestas, junto as armaduras, com maior incidência nas barras de maior diâmetro. Por outro lado, o incremento da seção das barras tende a reduzir os efeitos de segunda ordem no sistema estrutural durante o incêndio. Cabe destacar que a NBR 15200 (ABNT, 2012) recomenda o aumento de um diâmetro comercial das barras das armaduras principais como alternativa para reduzir a concentração de temperaturas junto às bordas da face inferior de vigas.

Segundo Kodur (2005), estribos com ganchos de 135° possuem a tendência de atenuar o fenômeno quando comparado com estribos de amarração convencional. O espaçamento dos estribos também contribui. Quanto maior for este, tanto maior será o deslocamento (KIM; YUN; PARK, 2013). Certos autores defendem a redução do espaçamento dos estribos a 0,7 vezes ao obtido no dimensionamento estrutural para a minimização do mecanismo (KODUR; GARLOCK; IWANKIW, 2012).

Os estudos experimentais de Franssen (2000) mostraram que pilares com barras de diâmetro maiores do que 25mm apresentaram lascamentos mais intensos e uma resistência ao fogo menor do que pilares de mesma taxa de armadura mas com diâmetro de 16mm. De modo geral, os diversos estudos têm demonstrado que a presença ou não de armadura consiste em um fator de maior importância do que a quantidade de armadura propriamente dita (LIMA, 2005).

2.3.3.3.7 *Cobrimento nominal das armaduras*

Alguns estudos comprovam o incremento da magnitude do deslocamento com o aumento das espessuras de cobrimento (MORITA et al., 2000), devido a maior massa de concreto passível de ser mobilizada sobre as armaduras (MAJORANA et al., 2010). A norma BS 8110-2 (BSI, 1985) define que o deslocamento é acentuado para cobrimentos superiores a 40mm, orientando o uso de fibras de polipropileno ou barras complementares, de sacrifício, para atenuar o fenômeno. Esta recomendação vai ao encontro dos resultados experimentais de Mendis, Nguyen e Ngo (2014). No Brasil, as recomendações de durabilidade do concreto da NBR 6118 (ABNT, 2014) apontam espessuras iguais ou superiores a esta nas classes 3 e 4 de agressividade ambiental, destacando a necessidade da correlação deste parâmetro com aqueles de resistência ao fogo das estruturas de concreto armado.

2.3.3.3.8 *Dimensão dos elementos (seção transversal)*

Não há consenso sobre a influência das dimensões da seção dos elementos no deslocamento (KIRCHHOF, 2010). Uma corrente entende que as seções mais esbeltas permitem a rápida distribuição de temperaturas nas peças, produzindo uma taxa de aquecimento mais intensa (GAWIN; PESAVENTO; SCHREFLER, 2006), o que induziria o deslocamento. Autores como Kodur (2005) entendem que o menor dos lados da seção transversal dos elementos expostos ao fogo por 3 horas ou mais deve ser de, no mínimo, 50,8cm (20"). Para outros, as seções com lados maiores do que 200 a 300mm se tornam menos susceptíveis ao efeito (KALIFA; MENNETEAU; QUENARD, 2000). Por outro lado, maiores seções oferecem maiores resistências à dissipação de água e vapor, aumentando tensões internas (KIRCHHOF, 2010). Esta corrente defende que menores seções amenizam o fenômeno pois limitam o aumento da poro-pressão, uma vez que o vapor de água atinge mais rapidamente a superfície (LIMA, 2005). Cabe destacar que a área mínima de pilares definida pela NBR 6118 (ABNT, 2014) é de 360cm².

2.3.3.3.9 *Teor de umidade*

Estudos apontam que a intensidade do lascamento é maior quando a umidade relativa do ambiente de condicionamento dos pilares, antes ou durante os ensaios, for maior que 80% (KODUR, 2005). Outros autores ressaltam que o teor de umidade interna do concreto possui correlação direta com a relação a/c da mistura e regime de cura (KIRCHHOF, 2010). A BS EN 1992-1-2 (EN, 2002) estabelece limites máximos do teor de umidade inicial do material para que o lascamento não ocorra, fixando em 4% em relação à massa do elemento, apesar de ter-se notado o mecanismo em teores inferiores a este (KHOURY, 2001). Estudos experimentais realizados em amostras de pequenas dimensões demonstram que, para um mesmo concreto, o grau de umidade interna da amostra não tende a produzir efeito na perda de massa até os 400°C, o que já não ocorre após esta temperatura, onde os concretos de maior grau de saturação apresentam as maiores perdas de seção (KIRCHHOF, 2010).

Contudo, torna-se difícil garantir um baixo teor de umidade nas estruturas reais, uma vez que estas sofrem alterações conforme as condições climáticas de exposição, além de depender de outros fatores, como o tipo de mistura (KIRCHHOF, 2010). Desta forma, entende-se que o fator deve ser apenas monitorado, não devendo ser uma limitação de projeto para evitar o fenômeno.

2.3.3.3.10 *Presença de fissuras*

A presença de fissuras no concreto pode evitar ou reduzir a intensidade do deslocamento. As fissuras previamente existentes ou formadas pelos mecanismos termomecânicos permitem a dissipação da umidade, aliviando as poro-pressões incidente nos poros do concreto. Por outro lado, as fissuras podem facilitar a ocorrência do deslocamento por criarem uma zona fragilizada, mais susceptível ao desprendimento de camadas.

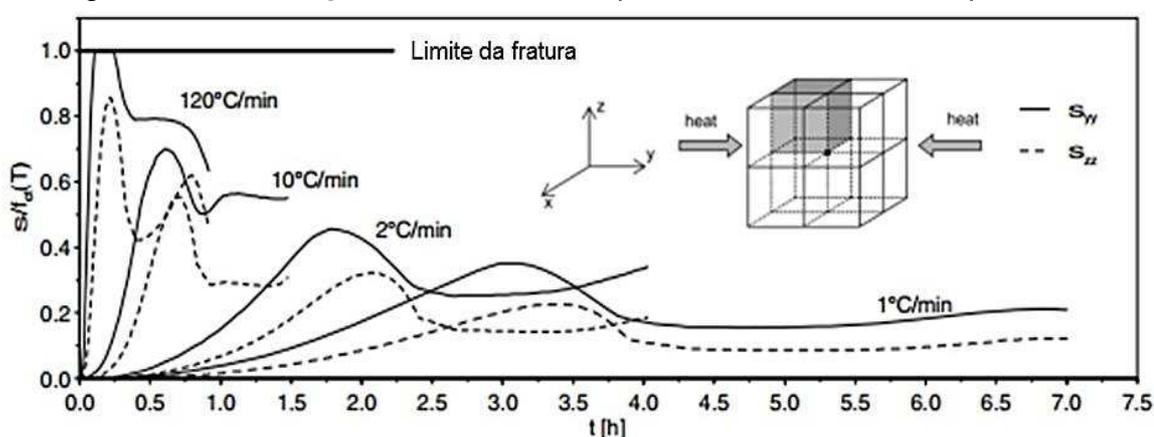
2.3.3.3.11 *Taxa de aquecimento*

Quanto maior a taxa de aquecimento, maior o gradiente de temperatura entre a superfície exposta às chamas e o interior da seção dos elementos, devido à baixa condutividade térmica do concreto. Para taxas de aquecimento elevadas, a taxa do

vapor de água liberado ao meio e percolado ao interior da seção do concreto diminui, acumulando poro-pressão e aumentando o estado de tensão interno atuante.

Por meio de análises numérico-computacionais e experimentais, Felicetti e Lo Monte (2013) mostraram que, com medições feitas no centroide de corpos de prova cúbicos e com concreto de resistência à compressão de 40MPa, o estado de tensão interno nos elementos, provindo de mecanismos termo-hidráulicos, é influenciado pela taxa de aquecimento superficial destes, sendo S_{xx} e S_{yy} as tensões na direção do eixo x e y, respectivamente, conforme Figura 17.

Figura 17 – Distribuição de tensão interna para diferentes taxas de aquecimento



Fonte: adaptado de Felicetti e Lo Monte (2013).

Nota-se que, para taxas de aquecimento inferiores a 10°C/min, e nos concretos com resistência à compressão de 40MPa, não há um estado crítico de tensão interna capaz de provocar o deslocamento do elemento estrutural. Quanto menor a taxa de aquecimento, menor a tendência do deslocamento ocorrer na seção.

2.3.3.4 Comportamento ao fogo das armaduras

Se por um lado a temperatura no concreto não se distribui de modo uniforme, por outro, a temperatura média das armaduras tende a ser mais homogênea devido sua elevada condutividade térmica (45W/mk no aço e 2W/mk no concreto) (FIB, 2008) tornando-as o ponto mais sensível das estruturas de concreto (KUMAR et al., 2013). A JIS A 1304 (JIS, 1994) propõe limitar a temperatura destas barras em 500°C para pilares e vigas e 550°C para lajes. Para a BS 8110-2 (BSI, 1985), a temperatura limite é de 550°C para as armaduras passivas, independente do elemento. Quanto maior for

a proteção das barras, melhor será o desempenho ao fogo da estrutura (KODUR; YU; DWAIKAT, 2013).

As propriedades mecânicas do aço decrescem com as temperaturas (Tabela 6), principalmente a tensão de escoamento (QIANG; BIJLAARD; KOLSTEIN, 2013) que, a 600°C, é reduzida praticamente a metade da inicial (KUMAR et al., 2013).

Tabela 6 – Coeficiente de redução da tensão de escoamento do aço em diferentes temperaturas

Temperatura (°C)	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200
Aço laminado a quente	1	1	1	1	0,78	0,47	0,23	0,11	0,06	0,04	0

Fonte: adaptado de Meseguer, Cabré e Portero (2009).

As expressões relativas a esta redução estão apresentadas na equação (3) a (6), conforme Coelho (2010).

$$k_s(\theta) = 1 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 350^\circ\text{C} \quad (3)$$

$$k_s(\theta) = 1 - 0,4 \cdot \left(\frac{\theta - 350}{150} \right) \quad 350^\circ\text{C} < \theta \leq 500^\circ\text{C} \quad (4)$$

$$k_s(\theta) = 0,61 - 0,5 \cdot \left(\frac{\theta - 500}{200} \right) \quad 500^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C} \quad (5)$$

$$k_s(\theta) = 0,1 - 0,10 \cdot \left(\frac{\theta - 700}{500} \right) \quad 700^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (6)$$

Sendo k_s coeficiente de redução da tensão de escoamento na temperatura θ .

O fato do aço possuir um comportamento pior do que o concreto devido a sua condutividade térmica é agravado pela localização das barras no elemento estrutural. As armaduras normalmente localizam-se na periferia, zona mais afetada pelas altas temperaturas. Deste modo, as armaduras apresentam uma diminuição mais elevada de suas propriedades resistentes, podendo condicionar a segurança e o projeto dos elementos sujeitos às altas temperaturas (FERNANDES, 2008).

Além desta perda de resistência, a ação do calor também proporciona deformações térmicas excessivas (KODUR; DWAIKAT, 2010), principalmente após 400°C (OŽBOLT et al., 2014). Por este conjunto de fatores, aproximações prescritivas praticadas por normas como a NBR 15200 (ABNT, 2012), JIS A 1304 (JIS, 1994), BS

8110-2 (BSI, 1985), ACI 216.1 (ACI, 1989) e AS 3600 (AS, 2009), restringem as temperaturas das barras, admitindo isolamento perfeito do concreto de cobrimento.

Estas recomendações de norma tratam-se de aproximações empíricas (GAO et al., 2013). As limitações das temperaturas das armaduras se deve ao fato de que, na faixa dos 500°C a 550°C, o aço estrutural mantém cerca de 60% da sua resistência inicial. Antes da introdução do conceito dos estados-limites, o método das tensões admissíveis era usado em projeto e a tensão máxima admitida no elemento estrutural era de 60% da sua resistência última. Com a extrapolação deste conceito, admitiu-se que a temperatura nesta faixa é a máxima que o elemento pode resistir, sem colapsar (PANNONI, 2015). Outro aspecto importante é que, nesta temperatura, a aderência aço-concreto reduz à metade (HERTZ, 1982).

Outra justificativa da limitação da temperatura em 500°C provém do método idealizado por Anderberg e Peterson (1992), conhecido como “método dos 500°C”. O método estima que a resistência do concreto aquecido até 550°C não era afetada pela temperatura. Pela sua condutividade térmica, admite-se que o aço, em contato com o concreto, estará na mesma temperatura. Posteriormente, explica Neves, Rita e Silva (2004), o limite foi reduzido a 500°C. Logo, concretos com temperatura acima de 500°C são desprezados na teoria de Anderberg e Peterson (1992), por não terem resistência mecânica a níveis seguros. Este método é recomendado pelo Eurocode 2 e CEB-*Bulletin* nº208. Nos cabos protendidos, a BS 8110-2 (BSI, 1985) limita a temperatura em 450°C, sob a justificativa de que, neste instante, a resistência das cordoalhas é de 50%.

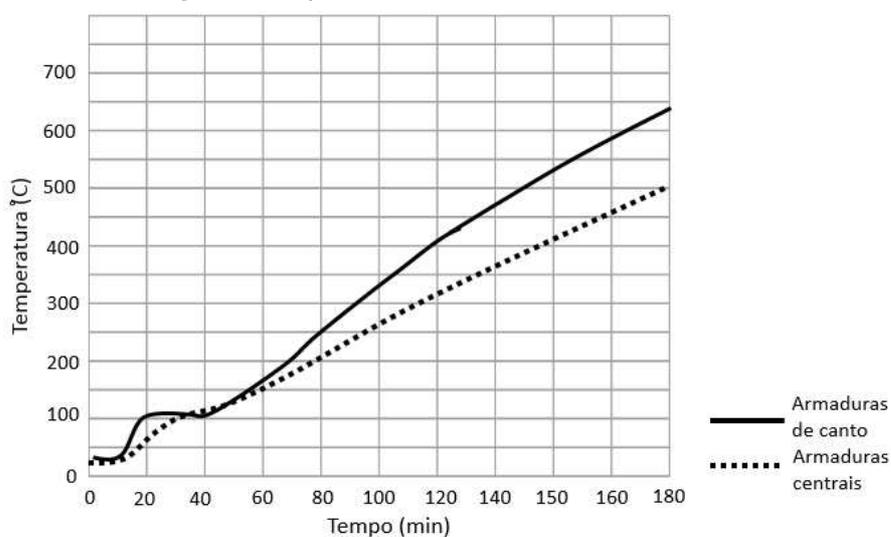
Por outro lado, alguns autores defendem limitar a temperatura das barras a 300°C. Os argumentos se sustentam na dilatação térmica diferencial entre aço e concreto. Acima dos 400°C, a dilatação diferencial entre estes materiais pode causar fissuras na interface entre os materiais, tornando o elemento vulnerável ao lascamento devido à fragilização desta iteração (RODRIGUES; SANTOS; PIRES, 2012).

A influência da aderência entre o aço e o concreto em altas temperaturas é destacada por Cánovas (1988). Cita o autor que acima de 300°C a 400°C a aderência do aço reduz mais do que a resistência à compressão do concreto, sendo que acima dos 400°C o aço já não apresenta patamar de escoamento definido (COSTA, 2008). A relação entre tensão aderente *versus* resistência à compressão reduz-se a 65% a 400°C e a 35% a 600°C, sendo que para valores acima de 800°C a aderência

praticamente desaparece. Porém, após resfriado, a resistência do aço perdida é parcialmente recuperada (OŽBOLT et al., 2014). Aos 735°C o ferro perde suas propriedades magnéticas no aquecimento, produzindo uma descontinuidade do calor específico. Este é o chamado “ponto Curie” (COSTA, 2008).

O que se tem observado é a influência do deslocamento no histórico de temperatura destas armaduras (HUANG, 2010). Além disso, estudos experimentais apontam que as temperaturas médias das barras inseridas nos cantos dos elementos estruturais demonstram serem maiores do que aquelas inseridas na região central da peça (KIM; YOUM; TAHA, 2014), com mesmas distâncias das superfícies das peças, devido sua maior exposição ao calor (Figura 18). Pesquisas também apontam uma maior incidência de deslocamento na região dos cantos dos elementos estruturais, o que agrava esta circunstância, despontando uma desarmonia teórico-prática das regulamentações.

Figura 18 – Diferença de temperatura entre barras do centro e aresta dos pilares



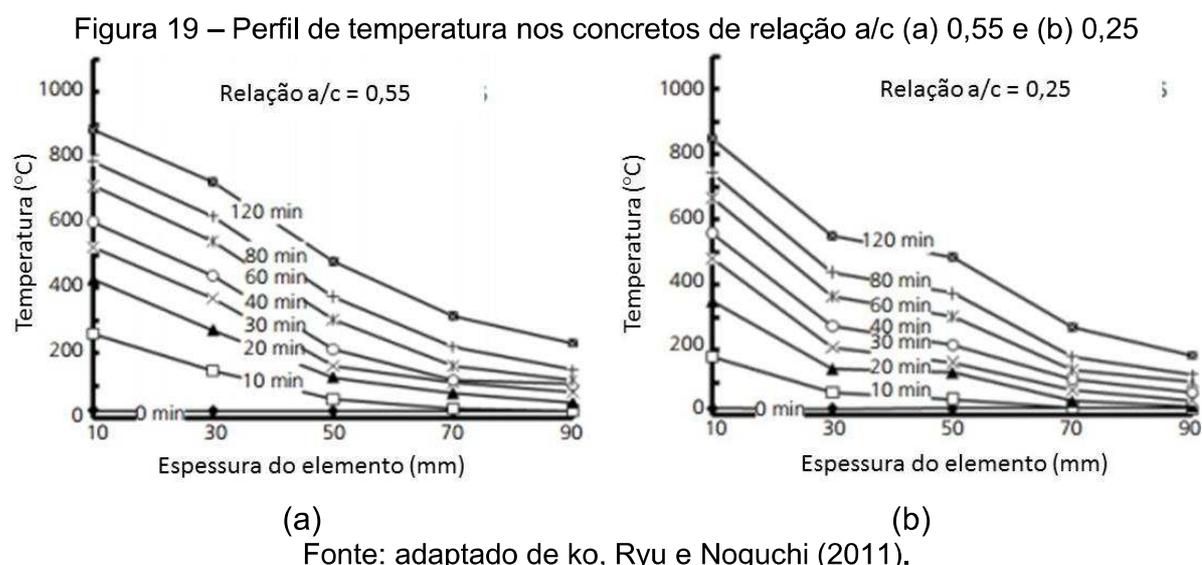
Fonte: adaptado de Kim, Youm e Taha (2014).

A temperatura das armaduras é influenciada pelo seu diâmetro, resistência do concreto, tipo do agregado, condições de exposição ao fogo e cobrimento nominal (KODUR; YU; DWAIKAT, 2013), além do nível de carga, das fissuras superficiais (GAO et al., 2013) e grau de excentricidade do carregamento atuante (RODRIGUES; SANTOS; PIRES, 2012).

2.3.3.5 Transferência de calor ao concreto

A condutividade térmica do concreto justifica o comportamento das estruturas perante às altas temperaturas. A transferência de calor da atmosfera quente ao elemento é governada pelas leis de transferência por convecção, radiação e condução (COSTA, 2008), vinculada a ações térmicas externas ou internas. As ações térmicas externas são oriundas do ambiente em chamas que excitam o elemento ao calor pelos gases quentes. Neste caso, predomina o mecanismo de transferência por convecção e radiação (BRITZ, 2011). O fluxo de calor convectivo é proporcional à diferença de temperatura das correntes advindas do fogo. O fluxo de calor radiante é transferido à estrutura pela capacidade de absorção de calor do concreto, transferido ao interior da peça por condução (KIM; YOUM; TAHA, 2014).

A Figura 19 mostra a distribuição de temperaturas no interior dos elementos de concreto com diferentes relações a/c.



Destacam Ichikawa e England (2004) que a condução de calor ao interior da seção é influenciada pelos parâmetros do concreto. Nos elementos de maior relação a/c há uma tendência de distribuição de temperaturas mais linear e com maiores taxas de aquecimento. Para Ko, Ryu e Noguchi (2011) esta distribuição mais acentuada de temperaturas provém do fluxo de fluidos no interior do concreto, principalmente nos instantes iniciais. A percolação de água e vapor de água em temperaturas elevadas pelos poros do material aumenta a taxa de transferência de calor, causando, segundo Ichikawa e England (2004), uma condução de calor mais uniforme na matriz da pasta,

aumentando mais linearmente as temperaturas. Destacam Ko, Ryu e Noguchi (2011) que o comportamento não linear de distribuição de temperatura pode ser atribuído a quantidade de calor latente produzido na transformação dos compostos hidratados da pasta de cimento em altas temperaturas.

2.3.4 Diretrizes normativas de projeto

O projeto das estruturas de concreto em situação de incêndio consiste em avaliar a resposta térmica e a resposta mecânica dos elementos sob uma ação térmica transiente (COSTA, 2008), sendo remetido ao conceito de resistência ao fogo. Numa situação de incêndio, os fatores parciais de segurança de projeto para as resistências do aço e do concreto é igual a 1, visto que a probabilidade de ocorrência do incêndio é reduzida, sendo tratada, portanto, como uma ação acidental (FERNANDES, 2008).

Define a NBR 15200 (ABNT, 2012) que a ação correspondente do incêndio ao sistema estrutural é representada por um intervalo de tempo de exposição ao incêndio-padrão definido na NBR 14432 (ABNT, 2001a). O projeto estrutural consiste em conceber um sistema que atenda a este tempo, o TRRF. No Brasil, os parâmetros de projeto são definidos pela NBR 15200 (ABNT, 2012) pelos métodos (a) tabular, (b) analítico, (c) simplificado, (d) avançado ou (e) experimental de dimensionamento.

O método tabular é direto, propondo dimensões mínimas aos elementos e espessuras do revestimento das armaduras principais. No método analítico, ábacos de verificação são admitidos para determinar a resistência ao fogo de pilares com quatro faces expostas às altas temperaturas, além de um método numérico complementar. No método simplificado, uma análise no estado limite último (ELU) é produzida através de combinação excepcional de carregamentos, aplicando aos materiais coeficientes de redução das resistências, em função do TRRF admitido. No método avançado, tal como no simplificado, as mesmas combinações de carregamentos são admitidas, só que de forma não linear, admitindo as deformações térmicas dos elementos, a curva real de incêndio e os efeitos de segunda ordem. O método experimental estabelece que o dimensionamento seja feito por meio de ensaios laboratoriais.

Os métodos diretos de verificação são geralmente prescritivos (COSTA, 2008) e admitem um bom comportamento do concreto numa situação de incêndio. O critério praticado nestes métodos é limitar as temperaturas das armaduras (PANNONI, 2015). A proteção das barras através de um revestimento de concreto é um critério adotado

pela maioria das normas estrangeiras (KHOURY, 2001). Se admite que quanto maior o tempo de resistência ao fogo, maior a espessura de cobertura das armaduras. Os métodos tabelados são feitos com bases na exposição à curva de incêndio padrão.

Os parâmetros que a NBR 15200 (ABNT, 2012) admite na verificação estrutural pelo método tabular e analítico são (i) a distância mínima do eixo da armadura principal à face da estrutura (C_1) - no caso de vigas, deve-se admitir também um coeficiente lateral (C_{1l}) - e (ii) as dimensões mínimas do elemento (b).

No método tabular, aplicável aos pilares com até 3 faces expostas às altas temperaturas, a NBR 15200 (ABNT, 2012) propõe uma largura mínima da menor dimensão da seção (b_{min}) e uma distância mínima do eixo da armadura principal à superfície exposta desta (C_1), definindo, para cada TRRF, combinações entre estes parâmetros, conforme apresenta a Tabela 7 e Tabela 8, aplicável nos pilares com até 3 faces expostas. Na Tabela 9 são apresentados os critérios de normas internacionais.

Tabela 7 – TRF de pilares com uma face exposta às altas temperaturas

TRRF (min)	b_{min}	C_1
30	155	25
60	155	25
90	155	25
120	175	35
180	230	55

Fonte: elaborado pelo autor com base na ABNT NBR 15200 (ABNT, 2012).

Tabela 8 – TRF de pilares até 3 faces expostas às altas temperaturas

TRRF (min)	30	60	90	120	180
b_{min}	C_1				
190	33	48	62	73	-
250	28	45	58	69	-
300	26	43	56	67	-
350	-	40	53	64	-
400	-	37	50	62	80
450	-	34	47	58	78

Fonte: elaborado pelo autor com base na ABNT NBR 15200 (ABNT, 2012).

Tabela 9 – TRF de pilares segundo algumas normas internacionais

Determinação do TRF para diferentes normas internacionais (valores em mm)																						
Norma	BS 8110-2				AS 3600				NZS 3101-1*				EN 1992-1-2*				IS 456					
Face exposta	Todas		50% da seção		1 face		Todas		1 Face		Mais de 1 face		1 face		Mais de 1 face		Todas		50% da seção		1 face	
TRRF (min)	b _{min}	C	b _{min}	C1	b _{min}	C1	b _{min}	C1	b _{min}	C1	b _{min}	C	b _{min}	C	b _{min}	C						
30	150	20	125	20	100	20	150	10	155	25	200	30	155	25	$\frac{200}{300}$	$\frac{32}{27}$	150	40	125	40	100	40
60	200	25	160	25	120	25	200	20	155	25	250	45	155	25	$\frac{250}{350}$	$\frac{46}{40}$	200	40	160	40	120	40
90	250	30	200	25	140	25	280	30	155	25	350	50	155	25	$\frac{350}{450}$	$\frac{53}{40}$	250	40	200	40	140	40
120	300	35	200	25	160	25	350	40	175	35	350	55	175	35	$\frac{350}{450}$	$\frac{57}{51}$	300	40	200	40	160	40
180	400	35	300	30	200	25	450	55	230	55	450	70	230	55	450	70	400	40	300	40	200	40
240	450	35	350	35	240	25	530	65	295	70	500	70	295	70	-	-	450	40	350	40	240	40

*Admitindo $\mu=0,7$

C = cobrimento

C1 = distância do eixo da armadura principal a superfície

Fonte: elaborado pelo autor com base nas normas internacionais de projeto.

As principais normas internacionais de projeto seguem o critério de relacionar lado mínimo (b_{\min}) com distância mínima do eixo da armadura principal à superfície externa do pilar (C_1). Algumas normas propõem o uso do cobrimento das armaduras principais (C) ao invés de um coeficiente (C_1).

Nota-se que quanto maior o TRRF, maior será a largura mínima do menor lado do pilar e do coeficiente (C_1) ou do cobrimento (C). A norma indiana (IS, 2000) possui a particularidade de fixar o cobrimento, tornando variável apenas a largura mínima do menor lado do pilar. Em todos os casos, os parâmetros constitutivos do concreto não são admitidos na determinação do TRF dos elementos.

A NBR 15200 (ABNT, 2012), a exemplo de outras normas internacionais, apresenta métodos alternativos aos tabulares, mais precisos e que permitem otimizar o TRF da estrutura (SILVA, 2008). O método analítico proposto pela norma brasileira é inspirado no método “A” do Eurocode (EN, 2004), definido na equação (7), sendo aplicável em pilares com mais de uma face exposta às altas temperaturas. Esta equação é adequada para estruturas com nós fixos.

$$\text{TRF} = 120 \cdot \left(\frac{R_{\mu} + R_a + R_L + R_b + R_c}{120} \right)^{1,8} \quad (7)$$

Sendo:

$$R_{\mu} = 83[1 - \mu_{fi}] \text{ e } \mu_{fi} = N_{sd,fi}/N_{Rd}$$

$$R_a = 1,60 \cdot (C_1 - 30); \text{ sendo } C_1 \text{ em milímetros};$$

$$R_L = 9,60 \cdot (5 - l_{fi});$$

$$R_b = 0,09 \cdot b' \text{ para } 190\text{mm} < b' < 450\text{mm} \text{ e } b' = 2 \cdot A_c / (b + h)$$

$$R_n = 0 \text{ para } n=4, \text{ sendo } n \text{ o número de barras longitudinais}$$

Onde $N_{sd,fi}$ é o valor de cálculo da força axial em situação de incêndio, N_{Rd} o valor de cálculo da força resistente do pilar determinado à temperatura ambiente conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014); l_{fi} O efetivo comprimento de flambagem do pilar em situação de incêndio; A_c a área da seção transversal do pilar; b a menor dimensão da seção transversal do pilar; e h a maior dimensão da seção transversal do pilar. Segundo Silva (2008), este método pode ser empregado como uma alternativa mais precisa e econômica ao tabular. Nota-se que os parâmetros constitutivos do concreto não são consentidos para a determinação do TRF do elemento.

A exemplo do método tabular, a NBR 15200 (ABNT, 2012) não considera os parâmetros de durabilidade do concreto (resistência, relação a/c e consumo de cimento) no método analítico de cálculo do TRF. A resistência do concreto pode ser, no entanto, admitida de forma indireta através da taxa mecânica adotada no cálculo do coeficiente R_{μ} , não influenciando os resultados caso se admitida o efeito Rüschi na dedução numérica de sua aplicação.

Nota-se que apesar do concreto ser um material compósito, em termos de projeto, ele é considerado como sendo um material isotrópico, caracterizado pelo calor específico e condutividade térmica, tomando como limitante de projeto a temperatura das armaduras (FERNANDES, 2008).

2.4 A DURABILIDADE E SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO COMBINADAS

As necessidades de projeto devem ser analisadas na sua totalidade, uma vez que cada critério pode remeter a resultados práticos que divergem entre si (PURKISS; LI, 2010). As estruturas de concreto armado devem ser dimensionadas para atender requisitos mínimos de durabilidade ao longo de sua vida útil e, no caso de um incêndio, cumprir as exigências de compartimentação e integridade estrutural para promover a segurança dos usuários. Os parâmetros constitutivos do concreto, como resistência à

compressão e relação a/c , não são consentidos na determinação do TRF do sistema. Os parâmetros de projeto comuns para ambos os requisitos (incêndio e durabilidade), como cobrimento das armaduras, são admitidos de forma isolada e independente pelas respectivas normas de projeto nacionais (COSTA; SILVA, 2003).

Os concretos com desempenho inferior na durabilidade possuem um melhor comportamento em altas temperaturas, sob a perspectiva do deslocamento, quando comparados com concretos de melhor desempenho frente a durabilidade. A qualidade do concreto é normativamente controlada por uma relação a/c máxima e por uma resistência à compressão e consumo de cimento mínimos (ABNT, 2014, 2015). As elevadas espessuras de cobrimentos, importantes na durabilidade, podem, também, induzir a um comportamento deficiente frente às altas temperaturas (MORITA et al., 2000), uma vez que proporcionam o mecanismo do lascamento.

O cobrimento necessário para satisfazer os requisitos de segurança contra incêndio é definido pelos métodos diretos (tabulares) de verificação do TRF da NBR 15200 (ABNT, 2012), através do coeficiente C_1 , que considera a distância da superfície externa do elemento estrutural ao eixo da armadura principal, podendo ser remetido à espessura de cobrimento, conforme equação (8), sendo \varnothing_e o diâmetro do estribo e \varnothing_p o diâmetro da barra principal. Já na NBR 6118 (ABNT, 2014), uma espessura de cobrimento mínimo é requerida para cada uma das quatro classes de agressividade ambiental, visando satisfazer as exigências de durabilidade. Correlacionando estes dois requisitos, de durabilidade e segurança contra incêndio, Bolina e Tutikian (2014) apresentam, através da Tabela 10, uma integração entre espessuras de cobrimentos de ambas as normas, admitido, na análise, uma armadura principal de 12,5mm e uma armadura secundária de 6,3mm de diâmetro nominal, por serem estes os diâmetros corriqueiros de projeto, e, para o cálculo da espessura de cobrimento, vigas e lajes isostáticas e pilares com exposição ao fogo nas quatro faces, por serem estas condições críticas para efeitos de incêndio.

$$C = C_1 - \varnothing_e - 0,5 \cdot \varnothing_p \quad (8)$$

Tabela 10 – Cobrimento das armaduras: NBR 6118 (2014) e NBR 15200 (2012)

ALTURA DA EDIFICAÇÃO (h)	CAA	Espessura dos cobrimentos nominais das armaduras (mm)										
		VIGAS				LAJES		PILARES				
		Largura da viga (cm)				esp.(cm)		Menor lado do pilar (cm)				
		8	12	16	19	6	19	25	30	35	40	45
h≤12m (TRRF 30min)	I	25,0	25,0	25,0	25,0	20,0	31,8	26,8	25,8	25,0	25,0	25,0
	II	30,0	30,0	30,0	30,0	25,0	31,8	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0
	III	40,0	40,0	40,0	40,0	35,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0
	IV	50,0	50,0	50,0	50,0	45,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
		12	16	19	30	8	19	25	30	35	40	45
12m<h≤23m (TRRF 60min)	I	27,7	25,0	25,0	25,0	20,0	46,8	43,8	41,8	38,8	35,8	32,8
	II	30,0	30,0	30,0	30,0	25,0	46,8	43,8	41,8	38,8	35,8	32,8
	III	40,0	40,0	40,0	40,0	35,0	46,8	43,8	41,8	40,0	40,0	40,0
	IV	50,0	50,0	50,0	50,0	45,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
		14	19	30	40	10	19	25	30	35	40	45
23m<h≤30m (TRRF 90min)	I	47,7	32,7	27,7	25,0	24,0	62,8	56,8	54,8	51,8	48,8	45,8
	II	47,7	32,7	30,0	30,0	25,0	62,8	56,8	54,8	51,8	48,8	45,8
	III	47,7	40,0	40,0	40,0	35,0	62,8	56,8	54,8	51,8	48,8	45,8
	IV	50,0	50,0	50,0	50,0	45,0	62,8	56,8	54,8	51,8	50,0	50,0
		19	24	30	50	12	19	25	30	35	40	45
h>30m (TRRF 120min)	I	55,7	47,7	42,7	37,7	34,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	II	55,7	47,7	42,7	37,7	34,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	III	55,7	47,7	42,7	40,0	35,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8
	IV	55,7	50,0	50,0	50,0	45,0	72,8	68,8	65,8	62,8	60,8	55,8

Dimensionado para a durabilidade, segundo a NBR 6118 (2014)

Dimensionado para o incêndio (TRF), segundo a NBR 15200 (2012)

Fonte: Bolina e Tutikian (2014).

Cabe destacar que os valores tabelados dos cobrimentos mínimos frente à durabilidade podem ser diferentes caso seja adotado rígido controle na qualidade de execução ou concreto de classe de resistência superior ao mínimo requerido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Quanto aos cobrimentos necessários ao incêndio, eles são válidos para edificações residenciais e uma compensação parcial destas espessuras pode ser feita pelo uso de revestimentos de argamassa de cal e areia, cimento, gesso, vermiculita ou fibras, com o grau de eficiência informado pela norma.

Com a Tabela 10 é possível observar que um critério de projeto não prevalece sobre outro, em qualquer circunstância. A espessura dos cobrimentos na durabilidade depende do ambiente de inserção da estrutura, conquanto que os de resistência ao fogo, da altura e uso da edificação. Ou seja, em cada caso devem ser analisados ambos os critérios, não havendo um requisito de projeto preponderante. O fato é que, para cada TRF, os parâmetros constitutivos do concreto das classes de agressividade não são consentidos pela norma de projeto de segurança contra incêndio estrutural. O método analítico de cálculo do TRF dos pilares praticado pela NBR 15200 (ABNT, 2012) admite a influência dos parâmetros do concreto de forma indireta, quando se

deduz a taxa mecânica na determinação pelo coeficiente R_{μ} e o efeito das deformação lenta do concreto (efeito Rüschi).

Os métodos tabulares da NBR 15200 (ABNT, 2012) são inspirados nos Eurocódigos estruturais (EN, 2004), que também se deparam com esta incongruência. O Eurocódigo, contudo, propõe recomendações empíricas para amenizar o fenômeno do lascamento, como a incorporação de fibras de polipropileno ou barras de sacrifício nos cobrimentos superiores a 40mm. Normas como a CEB *Bulletin* nº208 (CEB, 1991), BS 8110-2 (BSI, 1985), AS 3600 (AS, 2009), NZS 3101 (NZS, 2006) e IS 456 (IS, 2000) também utilizam métodos tabelados de verificação estrutural que remetem ao cobrimento das armaduras, mas não admitindo parâmetros constitutivos do concreto na análise.

A IS 456 (IS, 2000) recomenda medidas especiais para elementos horizontais, nos casos em que o cobrimento exceder 40mm para vigas e 35mm para lajes, como o uso de barras de sacrifício. A NZS 3101 (NZS, 2006) apenas cita que os cobrimentos tabulados de análise do TRF devem ser observados em conjunto com os praticados na durabilidade, não fixando medidas para preservar os elementos do deslocamento em espessuras elevadas. A AS 3600 (AS, 2009) cita não estar preparada para mitigar o mecanismo do lascamento, recomendando consultar a BS 8110-2 (BSI, 1985). A abordagem deste fenômeno pela BS 8110-2 (BSI, 1985) é feita para os concretos com espessuras de cobrimento superiores a 40mm, onde se recomenda o uso de pinturas, barras de sacrifício ou agregados leves para amenizar o fenômeno. Nestas normas não se admite a resistência do concreto como fator determinante ao deslocamento.

A ACI 216-R (ACI, 1989) faz uma abordagem holística do tema, apesar de não discutir a influência de suas recomendações sobre o mecanismo do lascamento. Não é feita uma correlação direta com a durabilidade, apesar de discutir individualmente a influência de cada um dos parâmetros constitutivos do concreto na resistência ao fogo dos elementos, como o tipo e o consumo de cimento e relação a/c. O tipo e tamanho do agregado graúdo também são definidos, além de apresentar medidas de proteção por vermiculita, perlita e fibras, definindo métodos gráficos de dimensionamento para tanto. A norma não apresenta métodos tabulares.

O Eurocode (EN, 2004) faz uma abordagem sobre o lascamento, citando a influência do tipo de agregado, permeabilidade do concreto e da taxa de aquecimento dos elementos. Nos casos em que a distância do eixo da armadura principal e a

superfície externa da peça for maior do que 70mm, medidas especiais devem ser tomadas para amenizar o deslocamento, como armaduras de sacrifício. Cita a norma que estas armaduras não podem ter um espaçamento superior a 100mm e diâmetro maior do que 4mm. Correlacionando os requisitos de resistência ao fogo com classes de agressividade ambiental, o Eurocode desconsidera o efeito do lascamento nas classes mais brandas de agressividade ambiental, i.e., naquelas em que o concreto é de menor qualidade.

Apesar da FIB *Bulletin* nº203-205 ser uma regulamentação de projeto que não aborda o dimensionamento em termos de resistência ao fogo, recomendações são feitas para elementos estruturais inseridos em ambientes de muito forte agressividade, principalmente nos casos em que for necessário cobrimento maior do que 70mm. Sob a justificativa de evitar a fissuração do concreto por retração, o boletim recomenda o uso de barras de sacrifício. Com uma compatibilização de projeto, estas barras podem ser utilizadas para a análise dos elementos às altas temperaturas, porém nenhuma menção é feita ao lascamento.

De modo geral, as principais normas internacionais de projeto de estruturas de concreto armado não correlacionam os critérios de durabilidade e resistência ao fogo de modo absoluto, notando-se o uso de medidas paliativas e fundamentadas numa espessura do cobrimento das armaduras tomada como crítica, da ordem de 40 a 50mm. Diferentemente do projeto em termos de durabilidade, a relação a/c e a resistência concreto não são consentidas na análise da resistência ao fogo dos elementos. Por outro lado, estes parâmetros parecem possuir um comportamento inverso quando analisados sob elevadas temperaturas (ROBERT; COLINA; DEBICKI, 2014). Na sequência, estes parâmetros serão debatidos.

a) Permeabilidade e porosidade

A rede de poros do concreto e a sua interconectividade são fundamentais na análise da durabilidade destas estruturas, uma vez que influenciam no mecanismo de transporte de agentes e substâncias agressivas ao seu interior (KIRCHHOF, 2010). A baixa porosidade do concreto dificulta a penetração de líquidos e gases, repercutindo numa maior durabilidade naqueles ambientes agressivos, aumentando a resistência do elemento estrutural de concreto armado à uma deterioração química, por exemplo (MESEGUER; CABRÉ; PORTERO, 2009).

Apesar da porosidade do concreto poder aumentar em torno de 309% a 800°C (KIRCHHOF, 2010), nos casos de maior resistência, sua baixa permeabilidade impede a percolação de vapor de água formado no interior do concreto aquecido, provindo da água livre capilar ou de desidratação dos compostos, provocando tensões internas que podem induzir ao deslocamento da seção (MESEGUER; CABRÉ; PORTERO, 2009). Assim, concretos de elevada qualidade, i.e., durabilidade, contraditoriamente, possuem um comportamento insatisfatório às altas temperaturas, principalmente sob a perspectiva do deslocamento ou lascamento (MAJORANA et al., 2010).

b) Cobrimento nominal das armaduras

Os métodos tabulares de resistência ao fogo admitem espessuras mínimas de cobertura das armaduras, as quais, por razões de durabilidade, podem aumentar (MESEGUER; CABRÉ; PORTERO, 2009). Nestes casos, reduzir uma espessura de cobertura a metade significa reduzir o tempo de início da corrosão por um fator igual a 4, principalmente nos ambientes com gás carbônico e/ou cloretos (MATTHEWS, 2014). Se observa, no entanto, que algumas normas admitem o conflito existente entre as orientações praticadas à durabilidade e aquelas admitidas na resistência estrutural ao fogo, tal como a BS 8110-2 (1985), IS 456 (2000) e EN 1992-1-1 (2004), com a recomendação de medidas para amenizar o lascamento.

Dentre os critérios para amenizar o fenômeno, as normas propõem o uso de armaduras de sacrifício na região do cobertura quando estas superarem a espessura de 40mm ou o emprego fibras de polipropileno na mistura. Espessuras de cobertura elevadas tendem a incrementar o fenômeno do lascamento, expondo as armaduras diretamente ao fogo (KHOURY, 2001) e aumentando a potencialidade de ruptura por flexão (SILVA, 2012), por exemplo.

c) Relação água/cimento

A menor relação a/c normalmente incrementa a probabilidade de lascamento, pois reduz a permeabilidade do concreto, afetando a taxa de liberação de vapor (LIMA, 2005) do interior do elemento estrutural ao meio externo. A redução desta relação é atrelada ao aumento da resistência do concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2014), o que, por outro lado, pode ter um efeito positivo, sendo necessários picos de tensão maiores

para deflagrar o fenômeno (MAJORANA et al., 2010). Para a ACI 216-R (ACI, 1989), a relação a/c não influencia na resistência ao fogo dos elementos.

Contudo, uma redução da relação a/c do concreto é benéfico à durabilidade estrutural, reduzindo a potencialidade do ingresso de agentes agressivos do ambiente ao interior do elemento, preservando sua integridade no tempo (GJØRV, 2009). Nota-se que, tanto a durabilidade quanto o deslocamento do concreto, estão atrelados ao transporte de fluídos no interior do material, com causas e consequências inversas, tornando, portanto, a permeabilidade e a relação a/c fundamentais na compreensão e relação destes requisitos.

d) Consumo de cimento

Avaliando dois concretos com consumo de cimento diferentes (250kg/m³ e 350kg/m³), Ergun *et al.* (2013) concluíram que esta variável não influencia a perda de resistência do concreto ao calor, diferentemente do que se observa para a resistência e durabilidade. A ACI 216-R (ACI, 1989) confirma a teoria, reforçando que o consumo de cimento não influencia na resistência ao fogo dos elementos.

e) Resistência do concreto

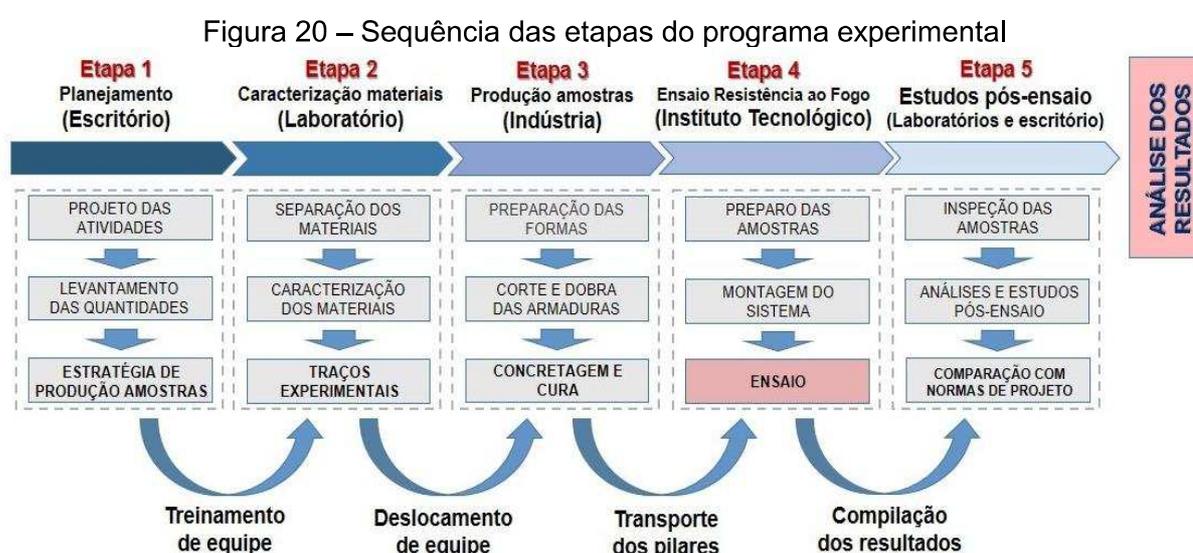
Resistência e permeabilidade são dois lados da mesma moeda (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Quanto maior a resistência do concreto, maior a probabilidade do lascamento ocorrer (KODUR; GARLOCK; IWANKIW, 2012), justificado pela baixa porosidade e permeabilidade do material (LIMA, 2005), o que incrementaria o estado de pressão de vapor interna (WANG et al., 2013b).

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental buscou cumprir com os objetivos estabelecidos.

3.1 ETAPAS DO EXPERIMENTO

O programa experimental foi estruturado em 5 etapas (Figura 20), nomeadas conforme o local de produção das atividades: escritório, laboratório, indústria de pré-fabricados e instituto tecnológico.



Fonte: elaborada pelo autor.

Na etapa 1 foram definidas as estratégias e metas para a viabilização deste estudo, analisando as principais variáveis intervenientes para o cumprimento dos objetivos. Na etapa 2 foi realizada a caracterização dos materiais empregados na produção dos pilares, com definição dos traços utilizados na indústria. Paralelamente a esta atividade, propiciou-se um treinamento da equipe responsável pela reprodução dos pilares na indústria de pré-fabricados. Na etapa 3 se procedeu com a concretagem e cura dos pilares que, posteriormente, foram transportados ao instituto tecnológico, local em que os ensaios de resistência ao fogo foram realizados. Na etapa 4, os pilares foram instalados nos pórticos móveis e submetidos ao ensaio num forno vertical. Na etapa final, de número 5, a análise do estado geral das amostras pós-ensaio foi feita, além de ensaios e estudos finais, levantando e tratando os dados necessários para a análise dos resultados e conclusão.

Após os ensaios propostos, a análise da resistência das armaduras foi feita através de análises laboratoriais de resistência mecânica (tração axial), além dos estudos complementares de permeabilidade e porosidade dos concretos.

3.2 VARIÁVEIS DE RESPOSTA

As variáveis de resposta deste programa experimental foram (I) a evolução das temperaturas médias das armaduras de 10mm e 16mm de diâmetro inseridas nos pilares, (II) a evolução das temperaturas na seção dos pilares e (III) o deslocamento dos pilares durante o ensaio. Após o ensaio, foram avaliadas (IV) a perda das propriedades mecânicas do concreto e armaduras e (V) a incidência ou intensidade dos deslocamentos.

3.3 VARIÁVEIS DE CONTROLE

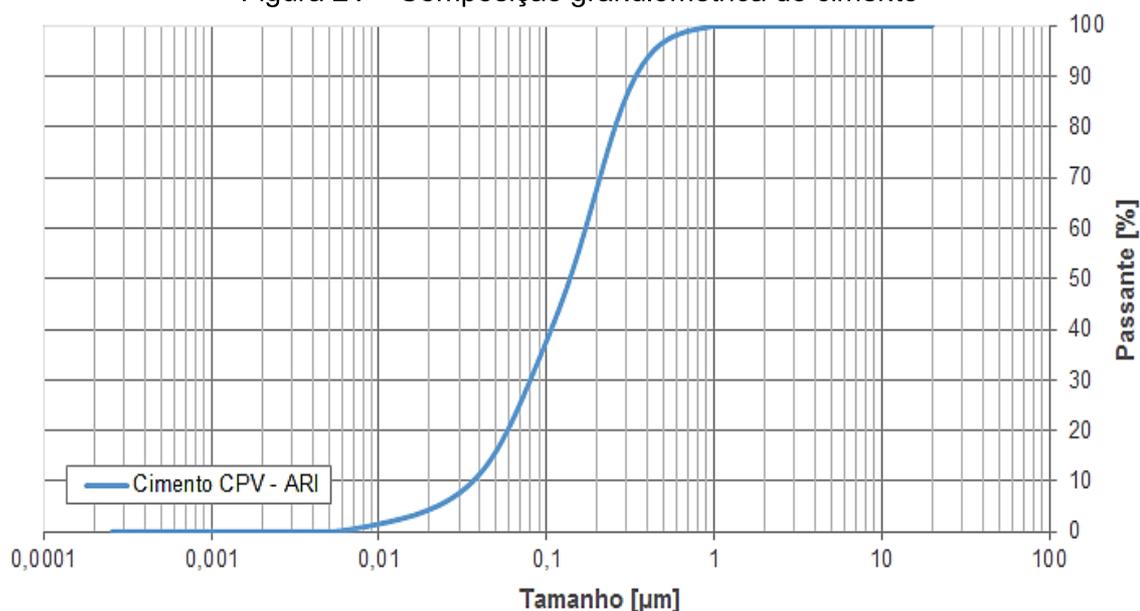
Como variáveis de controle das amostras empregadas neste programa, tem-se a resistência à compressão, relação a/c, consumo de cimento, cobrimento nominal e diâmetro das armaduras dos pilares. Como variáveis de controle dos ensaios, tem-se a temperatura das chamas, obedecendo a curva teórica da ISO 834-1 (ISO, 2014), o processo de execução dos pilares (em concordância com as normas aplicáveis a esta atividade) e o traço do concreto definido em laboratório.

3.4 MATERIAIS

3.4.1 Cimento

O cimento utilizado foi o CPV-ARI, por conter pouca quantidade de adições e possuir alta resistência inicial, desejável para o içamento dos pilares em pequenas idades na indústria de pré-fabricados. O cimento foi caracterizado quanto a sua composição granulométrica pelo método da granulometria a laser, utilizando álcool isopropílico como fluido e o equipamento da marca Microtrac, modelo S3500. Os resultados de granulometria estão na Figura 21. Na Tabela 11 estão os resultados dos ensaios químicos.

Figura 21 – Composição granulométrica do cimento



Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 11 – Relatório dos ensaios químicos do cimento empregado

	Al ₂ O ₃	SiO ₂	F ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Perda Fogo	CaO Livre	Resíduo Insolúvel	Equivalente Alcalino
	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
Média	4,35	19,06	2,77	61,23	4,15	2,7	3,08	0,91	0,74	0,69
Sd	0,07	0,19	0,02	0,45	0,73	0,05	0,1	0,09	0,11	0,02
Min	4,27	18,8	2,73	60,75	2,85	2,63	2,96	0,79	0,55	0,67
Max	4,46	19,44	2,8	62	5,17	2,78	3,32	1,07	0,98	0,72

Fonte: fornecida pelo fabricante.

3.4.2 Aditivo

O aditivo utilizado foi do tipo superplastificante a base de policarboxilato, de estado físico líquido, coloração variando de amarelada a marrom, peso específico de 1,10g/cm³, teor de álcalis 1,47% e pH de 5,5, conforme as informações do fabricante (MC-PowerFlow 1180, da MC-Bauchimie).

3.4.3 Agregado miúdo

Dois tipos de agregado miúdo foram utilizados: areia natural e areia industrial. A areia natural é de origem quartzosa, proveniente do Rio Jacuí, localizado no estado do Rio Grande do Sul, no Brasil. A areia industrial foi obtida por britagem de rochas basálticas provindas da cidade de Bento Gonçalves, estado do Rio Grande do Sul, no Brasil. O ensaio de composição granulométrica destes agregados foi feito conforme a

NBR NM 248 (ABNT, 2003b), o de massa específica de acordo com a NBR NM 53 (ABNT, 2009), o de absorção com a NBR NM 30 (ABNT, 2001c) e o de massa unitária seguindo a NBR NM 45 (ABNT, 2006). Os resultados são detalhados na Tabela 12 e Tabela 13.

Tabela 12 – Composição granulométrica dos agregados miúdos

Abertura da Peneira (mm)	Areia Natural		Areia Industrial	
	Massa retida (%)	Massa acumulada (%)	Massa retida (%)	Massa acumulada (%)
6,3	0,0	0,0	0,0	0,0
4,8	0,2	0,2	0,2	0,1
2,4	4,0	4,2	2,8	2,9
1,2	10,8	15,0	29,5	32,4
0,6	17,4	32,4	23,3	55,7
0,3	32,5	64,9	15,8	71,5
0,15	32,7	97,6	10,2	81,8
Fundo (<0,15)	2,4	100,0	18,2	100,0
Módulo de finura	2,14		2,44	
Diâmetro máximo (mm)	2,4		2,4	

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 13 – Caracterização física dos agregados miúdos

Massa específica (NBR NM 52:2009)	Areia Natural	Areia Industrial
Agregado seco (g/cm ³)	2,51	2,56
Saturado superfície seca (g/cm ³)	2,51	2,58
Massa específica (g/cm ³)	2,49	2,61
Absorção (NBR NM 30:2001)	Areia Natural	Areia Industrial
Absorção (%)	0,32	0,77
Massa unitária (NBR NM 45:2006)	Areia Natural	Areia Industrial
Massa unitária (g/cm ³)	1,52	1,47

Fonte: Elaborado pelo autor

3.4.4 Agregado graúdo

Utilizaram-se dois tipos de agregados graúdos: brita de zona granulométrica 0,15/6,3 e brita de zona granulométrica 2,4/19, ambas de origem basáltica, extraído da cidade de Bento Gonçalves, estado do Rio Grande do Sul, no Brasil.

A composição granulométrica dos agregados foi realizada conforme a NBR NM 248 (ABNT, 2003b), a massa específica conforme a NBR NM 53 (ABNT, 2009) e massa unitária de acordo com a NBR NM 45 (ABNT, 2006). Os resultados estão apresentados na Tabela 14 e Tabela 15.

Tabela 14 – Composição granulométrica dos agregados graúdos

Abertura da Peneira (mm)	Brita 0,15/6,3		Brita 2,4/19	
	Massa retida (%)	Massa acumulada (%)	Massa retida (%)	Massa acumulada (%)
19	0,0	0,0	1,4	1,4
12,5	0,0	0,0	56,2	57,6
9,5	0,0	0,0	18,9	76,5
6,3	17,9	17,9	22,8	99,4
4,8	29,0	46,9	0,5	99,8
2,4	37,6	84,6	0,0	99,8
1,2	9,1	93,7	0,0	99,8
0,6	2,6	96,2	0,0	99,8
0,3	1,2	97,4	0,0	99,8
0,15	1,1	98,5	0,0	99,8
Fundo (<0,15)	1,5	100,0	0,2	100,0
Módulo de finura	5,17		6,77	
Diâmetro máx. (mm)	9,5		19	

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 15 – Caracterização física dos agregados graúdos

Massa específica (NBR NM 53:2009)	Brita 0,15/6,3	Brita 2,4/19
Agregado seco (g/cm ³)	2,75	2,71
Saturado superfície seca (g/cm ³)	2,52	2,58
Massa específica (g/cm ³)	2,38	2,51
Absorção (%)	5,53	3,04
Massa unitária (NBR NM 45:2006)	Brita 2,4/6,3	Brita 2,4/19
Massa unitária (g/cm ³)	1,39	1,33

Fonte: elaborada pelo autor

3.4.5 Armaduras

O aço obedeceu às especificações da NBR 7480 (ABNT, 2007). As barras são de aço carbono tipo CA-50. Os diâmetros são de 6,3mm, 10mm, 16mm e 25mm. A tensão de escoamento f_y e ruptura f_u das barras longitudinais a temperatura ambiente, feitos conforme a NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2015), são apresentadas na Tabela 16.

Tabela 16 – Caracterização mecânica das armaduras

Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
10	468,2	524,8
16	472,1	563,4

Fonte: elaborada pelo autor

3.4.6 Termopares

As temperaturas foram medidas por termopares do tipo K 8 AWG, de 3,26mm de diâmetro, com temperatura máxima admissível de 1260°, conforme propõe a AS 1530-4: 2005. De forma a obter uma contraprova das temperaturas obtidas junto aos termopares e auxiliar na identificação de fissuras superficiais externas durante o ensaio, foi utilizada uma câmera termográfica profissional FLIR Série A. A câmera foi posicionada no lado externo do sistema, a uma distância de 5m da amostra ensaiada.

3.5 MÉTODOS

3.5.1 Etapa I: Planejamento (Escritório)

3.5.1.1 Nomenclatura dos pilares

A nomenclatura dos pilares admitidos no estudo é apresentada na Tabela 17.

Tabela 17 – Nomenclatura dos pilares admitidos no estudo

Classe Agressividade Ambiental	Pilar	Ensaio número	Cobrimento armaduras (mm)	Nome do pilar
1	1	E1	25	T1P1
	2		30	T1P2
	3	E2	40	T1P3
	4		50	T1P4
2	1	E3	25	T2P1
	2		30	T2P2
	3	E4	40	T2P3
	4		50	T2P4
3	1	E5	25	T3P1
	2		30	T3P2
	3	E6	40	T3P3
	4		50	T3P4
4	1	E7	25	T4P1
	2		30	T4P2
	3	E8	40	T4P3
	4		50	T4P4

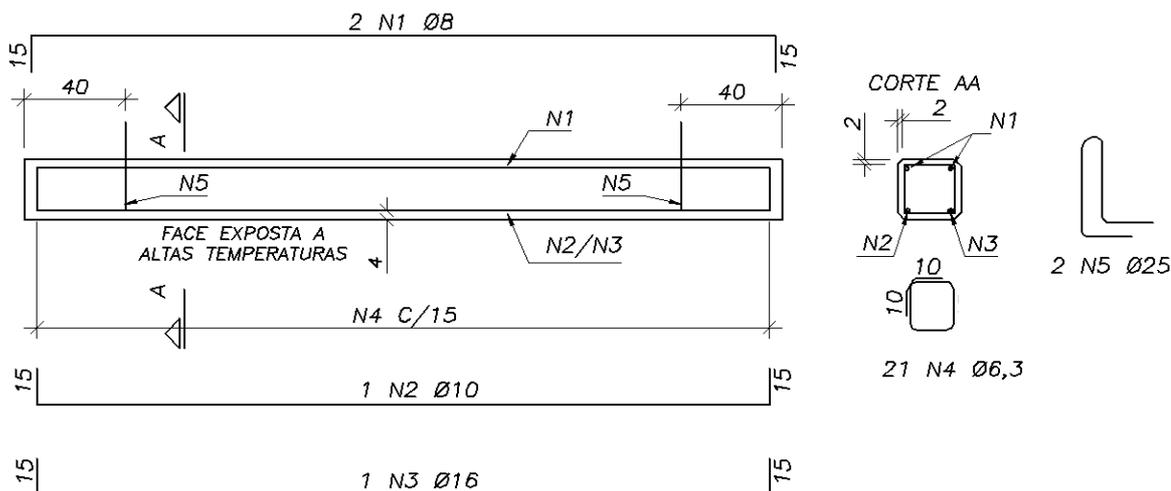
Fonte: elaborada pelo autor

Para cada classe de agressividade ambiental foram ensaiados 4 pilares. Os pilares foram ensaiados aos pares, constituindo 8 ensaios.

3.5.1.2 Detalhamento dos elementos

O detalhamento dos pilares que foram ensaiados está indicado na Figura 22. A variável no detalhamento foi a espessura do cobrimento das armaduras.

Figura 22 – Detalhamento estrutural geral dos pilares P1, P2, P3 e P4



Fonte: elaborada pelo autor

A proposta de amarração dos estribos consentiu a pior condição expressa por Kodur (2005), *i.e.*, com ângulo de amarração reto. A ponta reta de comprimento destes estribos cumpre a NBR 6118 (ABNT, 2014). A escolha desta alternativa visa adotar a condição crítica de um detalhamento estrutural permitido pela norma brasileira.

Duas armaduras principais foram adotadas, 10mm e 16mm de diâmetro, cada qual em uma aresta da face exposta às altas temperaturas do pilar, por ser a condição mais desfavorável às armaduras obtido por Kim, Youm e Taha (2014). O aumento do diâmetro das barras de canto trata-se de uma alternativa de projeto da NBR 15200 (ABNT, 2012) para aumento da resistência ao fogo dos elementos.

As arestas dos pilares tiveram um chanfro de 2x2cm, pois, além de ser uma condição favorável à retirada dos elementos no sistema de formas da indústria de pré-fabricados, reduz as tensões nos cantos, segundo Anderberg (1997), diminuindo a potencialidade de manifestação do deslocamento de aresta, definido por Khoury (2001). O chanfro é um recurso não estrutural para inibir o deslocamento no canto dos pilares (COSTA, 2008).

A escolha da seção quadrada de lado 25cm é devido que Kodur (2005) critica ensaios com peças de lado menor do que 50,8cm, por induzir o lascamento. Contudo,

pilares como os deste estudo obedecem às prescrições mínimas de projeto da NBR 6118 (ABNT, 2014), a qual propõe área mínima de 360cm² para a seção transversal dos pilares.

3.5.2 Etapa II: Caracterização dos materiais (Laboratório)

3.5.2.1 Caracterização do concreto

Os traços de concreto foram determinados pelo procedimento de dosagem teórico-experimental proposto por Tutikian e Helene (2011), o método IBRACON de dosagem de concretos convencionais.

a) Caracterização teórica

O teor de argamassa seca determinado foi de 52% e a massa específica teórica do concreto de 2400 kg/m³ (NBR 6120, 1980). Os demais parâmetros, como relação a/c e consumo de cimento, foram estabelecidos conforme os requisitos de durabilidade (classes de agressividade ambiental) da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015). A Tabela 18 apresenta os traços unitários definidos pelo método, válidos para uma classe de consistência S100 (NBR 7212, 2012).

Tabela 18 – Traço unitário por classe de agressividade ambiental

Traço nº	CAA	Traço unitário (ci:ai:an:b0:b1:a)	Traço em kg/m ³ (ci:ai:an:b0:b1:a)
01	I	1:1,19:2,22:1,23:2,88:0,65	260:312:578:321:750:169
02	II	1:1,10:2,04:1,15:2,67:0,60	280:308:572:321:749:168
03	III	1:0,91:1,69:1,00:2,33:0,55	320:292:543:320:745:176
04	IV	1:0,78:1,44:0,89:2,09:0,45	360:280:519:322:751:162

Fonte: elaborada pelo autor

Sendo ci, cimento, ai, areia industrial, an, areia natural, b0, brita de zona granulométrica 0,15/6,3, b1, brita de zona granulométrica 2,4/19, e a, água.

b) Caracterização experimental

Com os parâmetros fixados e traços teóricos definidos, realizou-se o diagrama de dosagem, com o objetivo de determinar as equações e curvas de tendência do

concreto empregado, seja no estado fresco e ou endurecido, correlacionando as leis de (a) Abrams, (b) Lyse e (c) Priszkulnik & Kirilos.

Fixando consumo de cimento e a relação a/c, bem como definindo o traço em massa dos agregados, obteve-se a resistência à compressão de cada concreto aos 2, 7 e 28 dias. Buscou-se conservar a mesma classe de abatimento no estado fresco, mantida por aditivos em teores próximos (Tabela 19), os quais foram reproduzidos na indústria. A análise da consistência do concreto se deu através do abatimento do tronco de cone feito em conformidade com a NBR 67 (ABNT, 1998).

Tabela 19 – Trabalhabilidade e teor de aditivo empregado

Traço número	Abatimento (mm)	Teor aditivo (%)
Traço 1	90	0,78
Traço 2	95	0,74
Traço 3	100,5	0,57
Traço 4	99,5	0,60

Fonte: elaborada pelo autor

A Tabela 20 destaca as condições da mistura realizada em laboratório.

Tabela 20 – Condições ambientais da mistura do concreto em laboratório

Traço número	Temperatura (°C)	Umidade relativa ar (%)	Hora de início	Tempo mistura (min)	Data mistura
Traço 1	19,4	86	9:30	20	19/05
Traço 2	22,0	81	11:03	15	18/05
Traço 3	23,3	81	12:05	17	18/05
Traço 4	21,0	85	10:01	14	19/05

Fonte: elaborada pelo autor

A moldagem e cura dos corpos-de-prova foram realizadas conforme a NBR 5738 (ABNT, 2015). O ensaio de resistência à compressão dos testemunhos foi feito segundo a NBR 5739 (ABNT, 2007).

3.5.3 Etapa III: Produção das amostras (Indústria de pré-fabricados)

3.5.3.1 Produção do concreto

A etapa de produção dos pilares foi realizada em central dosadora automatizada de uma indústria de pré-fabricados (Figura 23). Foram utilizados os agregados que haviam sido separados e caracterizados (Figura 24). A correção do traço, devido à umidade dos agregados, foi feita no laboratório desta indústria, no dia

da concretagem. A central da indústria é composta por silos individuais fixos de estocagem dos agregados (Figura 25), com balança incorporada e manualmente controlada por painel de comando (Figura 26). Os silos possuem comporta individual com acionamento por cilindro pneumático. A esteira transportadora dos materiais é do tipo inclinada, com raspador e saída para descarga, onde os agregados são descarregados e transportados, por elevação, até o misturador de eixo vertical do tipo planetário, de capacidade de 1m^3 (Figura 27). O sistema de dosagem de água e de aditivo é feito por pesagem. O silo de cimento é individual. Após homogeneizado o concreto é despejado na caçamba móvel suspensa (*skip*), sendo transportado (Figura 28) e lançado nas formas metálicas na altura máxima de 1m (Figura 29). As condições climáticas de cada concretagem foram detalhadas na Tabela 21.

Figura 23 – Vista geral da indústria de pré-fabricados



Fonte: registrada pelo autor

Figura 24 – Estocagem em fabrica do lote de agregados caracterizados



Fonte: registrada pelo autor

Figura 25 – Silos individuais da central



Fonte: registrada pelo autor

Figura 26 – Painel de comando da central dosadora



Fonte: registrada pelo autor

Figura 27 – Detalhe do misturador de eixo vertical



Fonte: registrada pelo autor

Figura 28 – Transporte do concreto através de caçamba móvel suspensa



Fonte: registrada pelo autor

Figura 29 – Lançamento do concreto nas formas dos pilares



Fonte: registrada pelo autor

Tabela 21 – Condições de preparo do concreto

Traço número	Pilar número	Data	Betoneira	Hora de início	Temp. média (°C)	Umidade relativa ar (%)	Condições climáticas
01	P1T1	08/06/15	01	15:00	30,1	45,3	Ensolarado
	ao		02	15:32			
	P4T1		03	16:23			
02	P1T2	18/08/15	01	13:15	23,3	66,1	Ensolarado
	ao		02	13:38			
	P4T2		03	13:59			
03	P1T3	20/07/15	01	12:55	15,0	91,7	Chuvoso
	ao		02	13:35			
	P4T3		03	14:23			
04	P1T4	01/09/15	01	13:20	12,8	81,0	Nublado
	ao		02	13:50			
	P4T4		03	14:04			

Fonte: elaborada pelo autor

Nota-se a variação das condições climáticas da concretagem dos elementos, tais como temperatura e umidade relativa do ar. Estas oscilações climáticas, apesar de indesejáveis, representam uma condição real de produção e fogem do controle em campo. Ademais, o fato da execução dos pilares ser programado pela indústria, e isto atrelar numa interrupção da produção da equipe da fábrica e numa alteração do cronograma da empresa, dificultou o adiamento da produção dos pilares.

3.5.3.2 Armação dos pilares

O processo de corte e dobra das barras de aço foi feito conforme a NBR 14931 (ABNT, 2004). Não foram usados espaçadores, evitando com que estes induzissem à leitura e interpretação errônea da temperatura média das armaduras durante o ensaio, devido ao possível derretimento (plásticos), condução direta de calor (metálicos) ou descolamento (argamassados). As espessuras de cobertura foram garantidas com a suspensão das armaduras, conforme Figura 30. Antecedendo o início das atividades de concretagem dos pilares, barras metálicas lisas com diâmetro de 10mm (Figura 31 e Figura 32) foram posicionadas nos pontos onde seriam instalados os termopares. Após a concretagem, as barras eram eliminadas, facilitando a instrumentação dos pilares em laboratório.

Figura 30 – Suspensão das armaduras



Fonte: registrada pelo autor

Figura 31 – Barras auxiliares para posterior instalação dos termopares



Fonte: registrada pelo autor

Figura 32 – Detalhe da instalação e amarração das barras auxiliares



Fonte: registrada pelo autor

3.5.3.3 Concretagem dos pilares

As operações de lançamento (Figura 33), adensamento com vibrador de imersão (Figura 34) e acabamento do concreto (Figura 35 e Figura 36) obedeceram a NBR 14931 (ABNT, 2004). Os pilares foram concretados horizontalmente, com formas metálicas. A Figura 37 apresenta os pilares após o processo de desforma, realizado 2 dias após a concretagem.

Figura 33 – Concretagem dos pilares



Fonte: registrada pelo autor

Figura 34 – Adensamento do concreto com vibrador de imersão



Fonte: registrada pelo autor

Figura 35 – Acabamento dos pilares concretados



Fonte: registrada pelo autor

Figura 36 – Detalhe dos pilares finalizados



Fonte: registrada pelo autor

Figura 37 – Desforma dos pilares



Fonte: elaborada pelo autor

3.5.3.4 Transporte dos pilares

Após concretados, o deslocamento dos elementos até o instituto tecnológico foi realizado por caminhão. A distância entre a indústria e o instituto é de 150km. A movimentação dos pilares foi feita com ponte rolante, pelos ganchos de içamento propostos no detalhamento estrutural. A sequência de movimentação e transporte das peças está apresentada na Figura 38 e na Figura 39.

Figura 38 – Içamento dos pilares através de ponte rolante da indústria



Fonte: registrada pelo autor

Figura 39 – Acomodação dos pilares na caçamba do caminhão



Fonte: registrada pelo autor

3.5.3.5 Controle da resistência do concreto

Durante a concretagem, corpos de prova cilíndricos foram moldados para aferição, em laboratório, da resistência à compressão do concreto dos 4 traços dos

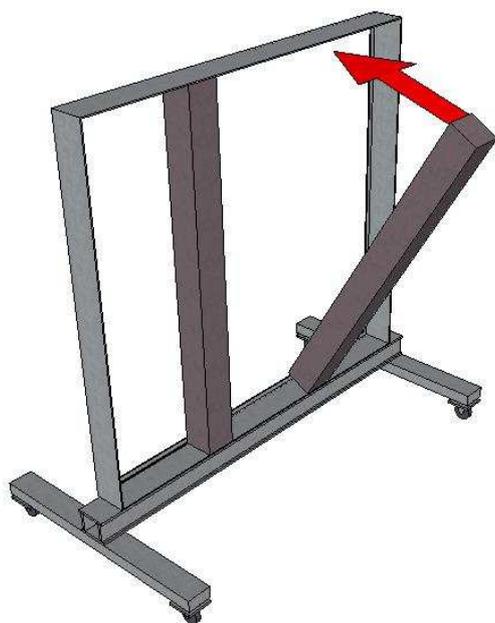
16 pilares. A moldagem e a cura das amostras foram realizadas segundo a NBR 5738 (ABNT, 2015). O ensaio de compressão obedeceu a NBR 5739 (ABNT, 2007).

3.5.4 Etapa IV: Ensaio de resistência ao fogo (Instituto tecnológico)

3.5.4.1 Sequência de montagem das amostras

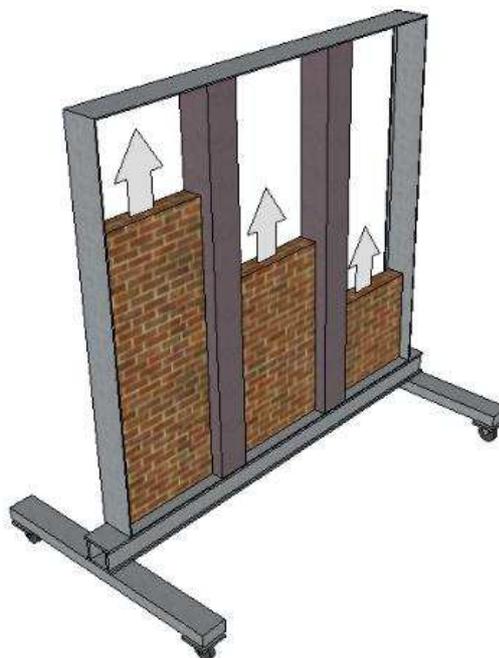
Após descarga dos pilares no instituto tecnológico, as peças foram instaladas em um pórtico móvel. Os pilares foram instalados distantes 1m entre si e os extremos destes elementos não foram engastados. A vedação entre pilares foi realizada com alvenaria de blocos estruturais cerâmicos de 18MPa de resistência à compressão, solidarizando-os nos pilares através de telas metálicas fixadas com pinos. A alvenaria recebeu, na sua face interna em contato direto com as altas temperaturas, uma camada de chapisco para evitar perda de estanqueidade do sistema durante o ensaio. A sequência construtiva está detalhada na Figura 40, Figura 41, Figura 42, Figura 43 e Figura 44.

Figura 40 – Instalação dos pilares no pórtico móvel



Fonte: elaborada pelo autor

Figura 41 – Fechamento com alvenaria



Fonte: elaborada pelo autor

Figura 42 – Instalação das telas de amarração da alvenaria nos pilares



Fonte: registrada pelo autor

Figura 43 – Execução da alvenaria de fechamento (entre pilares)



Fonte: registrada pelo autor

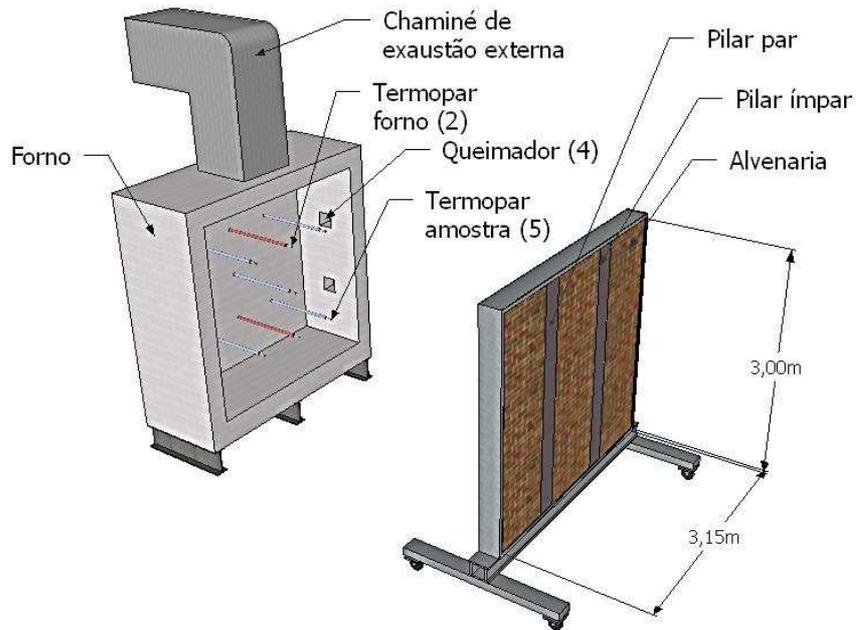
Figura 44 – Chapisco (face interna) da alvenaria de fechamento



Fonte: registrada pelo autor

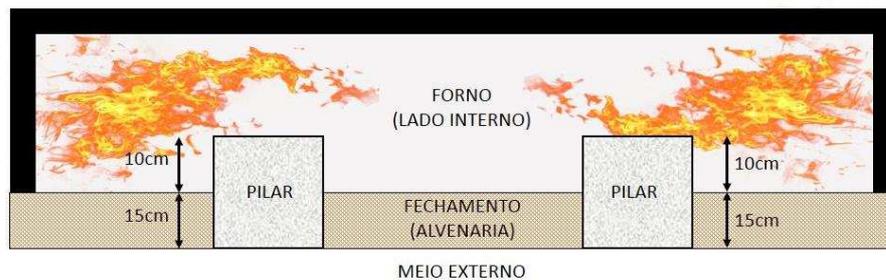
O detalhe da acoplagem do sistema junto ao forno vertical está ilustrado na Figura 45. Uma vista em planta deste sistema é apresentada na Figura 46.

Figura 45 – Perspectiva da instalação do sistema no forno vertical



Fonte: elaborada pelo autor

Figura 46 – Detalhe (corte em planta) do sistema instalado no forno vertical



Fonte: elaborada pelo autor

Os pilares tiveram 45% do seu perímetro exposto às altas temperaturas. A saliência de 10cm nas arestas dos pilares visa avaliar a concentração de tensões nos cantos destes elementos, produzido pelas dilatações térmicas diferenciais.

3.5.4.2 Forno vertical: simulação do incêndio teórico normativo

O equipamento de ensaio trata-se de um forno vertical de estrutura rígida, com isolamento térmico em manta de fibra cerâmica, aquecimento com queimadores a gás com controle automático dos diferenciais de pressão, chaminé para regulagem da vazão dos gases de aquecimento, controle de temperatura digital e painel elétrico de comando, conforme NR 10. O forno possui 4 queimadores a gás. Uma caracterização geral do forno está apresentada na Figura 47 e Figura 48.

Figura 47 – Detalhe do forno com os queimadores acessos



Fonte: registrada pelo autor

Figura 48 – Detalhe da disposição dos termopares internos do forno



Fonte: registrada pelo autor

O aumento de temperatura no interior do forno obedece às prescrições da NBR 5628 (ABNT, 2001b), submetendo a amostra ao incêndio padrão da ISO 834-1 (ISO, 2014). As temperaturas internas do forno são medidas com precisão de $\pm 1,5\%$, sendo registradas, durante o ensaio, com intervalos de 30s. Na Figura 49 está representada a central de comando digital do forno vertical, a qual realiza controle, ajuste e correção automática da pressão interna e temperaturas desenvolvidas no ensaio, garantindo o cumprimento da curva ISO 834-1 (ISO, 2014).

Figura 49 – Central de comando digital do forno vertical



Fonte: registrada pelo autor

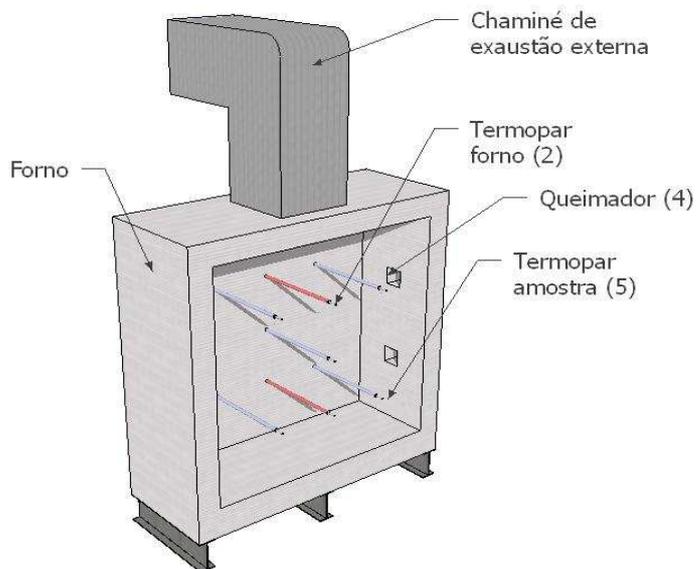
3.5.4.3 Locação dos termopares

a) Termopares do forno vertical

O forno vertical possui um total de 7 termopares internos fixos. Destes, 5 visam controlar a temperatura na superfície interna da amostra. Estes termopares estão dispostos conforme as prescrições da NBR 5628 (ABNT, 2001b), com área de influência de 1 m² cada, sendo do tipo K (*Chromel-Alumel*). Sua haste é envolta por tubos cerâmicos, protegida por bainha metálica e revestida com manta de fibra cerâmica. Possuem diâmetro de 6mm e sensibilidade de aproximadamente 41μV/°C, com faixa de utilização de 0°C a 1260°C e precisão de ±1,1°C.

Os outros 2 termopares medem a temperatura interna média da metade superior (zona 1) e da metade inferior (zona 2) do forno vertical. Estes termopares são usados para o controle e correção automática da curva de aquecimento da ISO 834-1 (ISO, 2014). Eles possuem as mesmas características técnicas dos empregados no controle das temperaturas na amostra. A representação da disposição dos termopares internos do forno e do centro de comando estão apresentados na Figura 50 e Figura 51, respectivamente.

Figura 50 – Representação dos termopares internos do forno vertical



Fonte: elaborada pelo autor

Figura 51 – Ajuste automático das temperaturas (curva ISO 834)



Fonte: registrada pelo autor

A potência total de aquecimento do forno é de 654.000kcal/h, sendo a potência de aquecimento da zona 1 de 258.000kcal/h e da zona 2 de 396.000kcal/h.

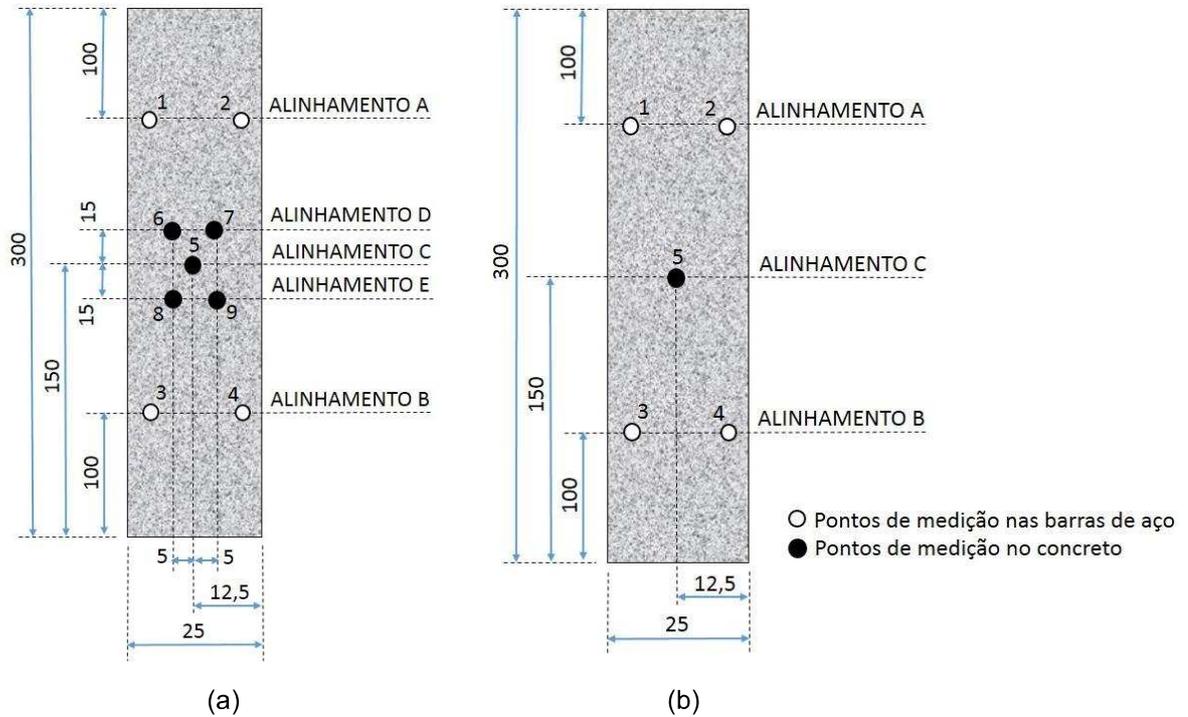
b) Termopares fixados na amostra

A locação dos termopares nas amostras segue as prescrições da JIS A 1304 (JIS, 1994) para ensaios laboratoriais de resistência ao fogo em pilares. Cita a norma que as temperaturas devem ser continuamente monitoradas junto à seção do concreto e das armaduras. A JIS 1304 (JIS, 1994) orienta, no caso das armaduras, a instalação de dois alinhamentos de termopares nos terços médios da altura destes elementos. Para o acompanhamento das temperaturas no interior da seção, a norma propõe um alinhamento de termopares à meia altura do pilar. O número mínimo de medições de temperatura propostas neste estudo obedece a ASTM E119 (ASTM, 2014).

O pilar P1 recebeu a instalação dos termopares conforme a Figura 52a. Além dos dois alinhamentos de termopares fixados nas barras (alinhamento A e B), o pilar recebeu termopares para medição da evolução das temperaturas ao interior de sua seção (alinhamento D e E), a cada 5 cm, a contar a superfície. Além destes, um termopar foi instalado na camada correspondente ao cobrimento das armaduras (alinhamento C). Os demais pilares do mesmo traço (P2, P3 e P4) receberam, além dos dois alinhamentos de medição das temperaturas junto às armaduras (alinhamento

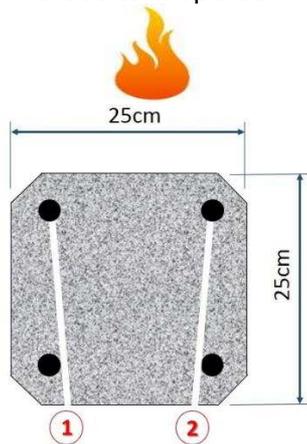
A e B), um termopar na região do cobrimento (alinhamento C), conforme Figura 52b. O detalhamento, em corte, dos alinhamentos, é detalhado da Figura 53 a Figura 57.

Figura 52 – Locação dos termopares nos pilares (a) P1 e (b) P2, P3 e P4



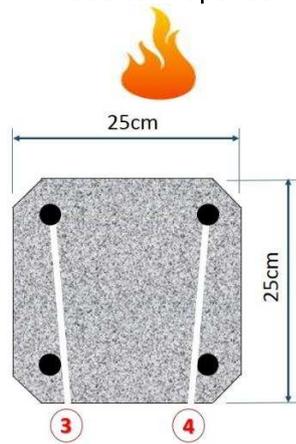
Fonte: elaborada pelo autor

Figura 53 – Corte alinhamento A, posição 1 e 2 dos termopares



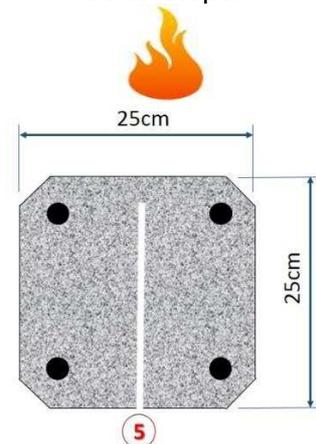
Fonte: elaborada pelo autor

Figura 54 – Corte alinhamento B, posição 3 e 4 dos termopares



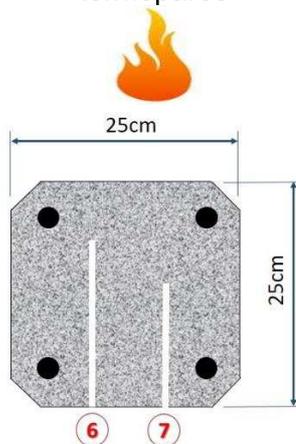
Fonte: elaborada pelo autor

Figura 55 – Corte alinhamento C, posição 5 do termopar



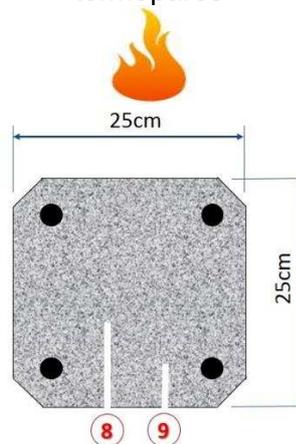
Fonte: elaborada pelo autor

Figura 56 – Corte alinhamento D, posição 6 e 7 dos termopares



Fonte: elaborada pelo autor

Figura 57 – Corte alinhamento E, posição 8 e 9 dos termopares



Fonte: elaborada pelo autor

A locação dos termopares na amostra é apresentada na Tabela 22.

Tabela 22 – Locação dos termopares nos pilares

Alinhamento	Termopar	Ponto de medição
A	1	Armadura
	2	Armadura
B	3	Armadura
	4	Armadura
C	5	Cobrimento
D	6	-5cm
	7	-10cm
E	8	-12,5cm
	9	-20cm

Fonte: elaborada pelo autor

Com o alinhamento C, D e E dos termopares, foram determinadas isotermas representativas de cada traço dos pilares.

3.5.4.4 Acoplamento das amostras no forno vertical

Na Figura 58 a Figura 65 estão apresentadas as amostras acopladas no forno, as quais compuseram o ensaio E1 a E8, conforme Tabela 17.

Figura 58 – Pilares T1P1 e T1P2 acoplados no forno vertical (amostra 1)



Fonte: registrada pelo autor

Figura 59 – Pilares T1P3 e T1P4 acoplados no forno vertical (amostra 2)



Fonte: registrada pelo autor

Figura 60 – Pilares T1P1 e T1P2 acoplados no forno vertical (amostra 3)



Fonte: registrada pelo autor

Figura 61 – Pilares T1P3 e T1P4 acoplados no forno vertical (amostra 4)



Fonte: registrada pelo autor

Figura 62 – Pilares T3P1 e T3P2 acoplados no forno vertical (amostra 5)



Fonte: registrada pelo autor

Figura 63 – Pilares T3P3 e T3P4 acoplados no forno vertical (amostra 6)



Fonte: registrada pelo autor

Figura 64 – Pilares T4P1 e T4P2 acoplados no forno vertical (amostra 7)



Fonte: registrada pelo autor

Figura 65 – Pilares T4P3 e T4P4 acoplados no forno vertical (amostra 8)



Fonte: registrada pelo autor

3.5.4.5 Medição das deformações durante o ensaio

As deformações foram registradas com trenas digitais a laser, posicionadas na face não exposta às altas temperaturas da amostra, a uma distância de 5m. A medição se deu no centro da superfície externa dos pilares.

3.5.5 Etapa V: Estudos pós-ensaio (Laboratórios e escritório)

3.5.5.1 Medição dos deslocamentos após o ensaio

Demarcações foram realizadas nos pilares, dividindo-os em seções espaçadas a cada 10cm. Sobre cada uma destas delineações, foi coletado, com um paquímetro digital, as medidas dos lados deslocados do pilar. Aproximando estas medidas aos catetos de um triângulo retângulo, calculou-se a área da seção transversal perdida e, pela área de influência, o volume deslocado. Com o somatório destas seções, o grau do deslocamento foi determinado. A Figura 66 e Figura 67 ilustra a atividade sendo realizada.

Figura 66 – Medição do deslocamento com paquímetro digital



Fonte: registrada pelo autor

Figura 67 – Detalhe da coleta de dados

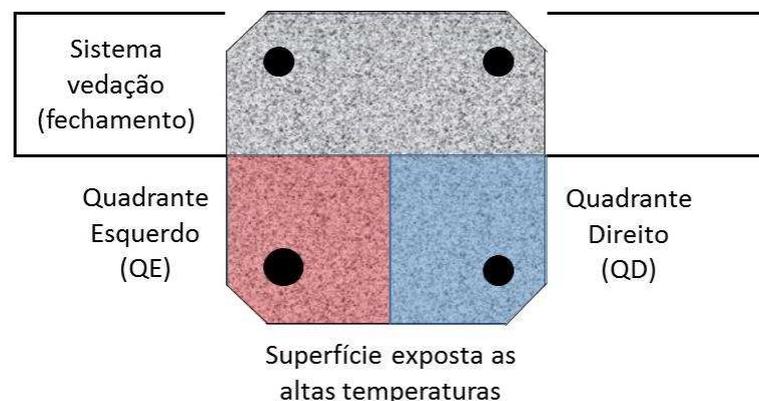


Fonte: registrada pelo autor

3.5.5.2 Cálculo do grau do deslocamento

A apresentação dos resultados obedeceu ao critério proposto na Figura 68.

Figura 68 – Critério de apresentação dos resultados do grau de deslocamento



Fonte: elaborada pelo autor

A área do pilar exposta ao calor foi dividida em dois quadrantes, o esquerdo (QE) e o direito (QD). Conforme o detalhamento estrutural proposto, cada quadrante possui uma armadura distinta, sendo de 10 e 16mm de diâmetro. A área apresentada se refere a porcentagem da seção perdida por quadrante, correlacionando-a com o diâmetro da armadura da região. A área perdida total é o somatório das áreas perdidas dos dois quadrantes.

3.5.5.3 Porosimetria

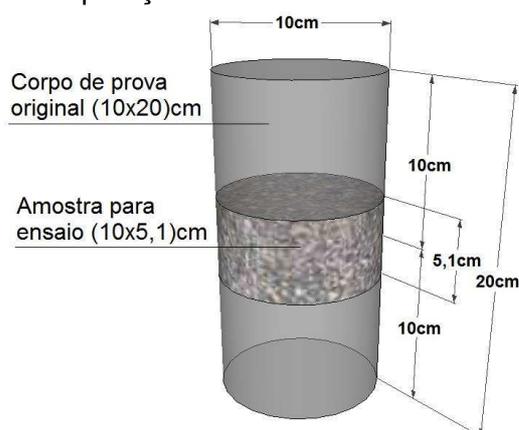
O ensaio de porosimetria foi realizado para avaliar, aos 28 dias, a porosidade dos concretos empregados no estudo. Foi utilizada a técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio para determinar o volume de poros da amostra estudada. Este ensaio tem como princípio a imposição de um fluido não-molhante, que neste caso é o mercúrio, capaz de penetrar nos poros do material. A pressão e o volume de fluido penetrado são utilizados no cálculo do volume de poros.

Estas análises foram realizadas em um equipamento da marca Quantachrome Poremaster 33 disponível no Laboratório de Materiais de Construção da UNISINOS, com capacidade de quantificar um volume de poros de 200 μ m a 0,0070 μ m. O material foi extraído de uma amostra cilíndrica de 100x200mm, preparando-se poliedros com seção quadrada de 7mm de lado e com comprimento de 20mm. Antes do ensaio as amostras ficaram em estufa até alcançarem a constância de massa, de modo que a umidade do material não influenciasse nos resultados.

3.5.5.4 Absorção capilar

Ensaio visa avaliar a permeabilidade dos concretos empregados no estudo, em temperatura ambiente, e serve de base para deduzir as transformações físicas e químicas do concreto durante o ensaio. O ensaio foi feito através da absorção por sucção capilar, proposta pela RILEM TC 116-PCD: 1999. Para cada traço, foram empregados 3 corpos de prova cilíndricos, moldados na indústria, simultâneo à concretagem dos pilares, e transportados ao laboratório conforme as recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2015). As amostras foram ensaiadas aos 28 dias de idade. Estes corpos de prova foram serrados, formando discos com altura de 5,1cm, conforme Figura 69.

Figura 69 – Preparação da amostra: ensaio de capilaridade



Fonte: elaborada pelo autor

As amostras foram mantidas em estufa, a temperatura de 110°C , até a estabilização de massa. Na sequência, realizou-se a impermeabilização da área lateral e de uma das faces com uma película de borracha, com o objetivo de garantir o fluxo unidirecional de água.

O ensaio foi realizado em uma sala climatizada do Laboratório de Materiais e Construção Civil (LMC) da UNISINOS, a uma temperatura de $21 \pm 2^{\circ}\text{C}$, com umidade relativa do ar de $70 \pm 10\%$. O sistema de ensaio foi composto por bandeja plástica, que permitiu a constância da lâmina de água, acoplada a uma balança digital calibrada, para que os corpos de prova pudessem permanecer submersos durante a etapa de pesagem (Figura 70 e Figura 71).

Figura 70 – Amostras do ensaio de permeabilidade



Fonte: elaborada pelo autor

Figura 71 – Ensaio de permeabilidade sendo realizado



Fonte: elaborada pelo autor

A massa inicial de cada corpo de prova foi anotada e, na sequência, eles foram submersos. As leituras foram realizadas nos instantes de 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 30, 60, 120, 180, 240, 300, 360, 1440, 2880, 4320 e 5760 minutos. Os resultados foram diagramados segundo a raiz quadrada do tempo. O resultado final foi dado por duas funções lineares. A primeira, de maior inclinação, representa a fase de absorção inicial da amostra, já a segunda, de menor inclinação e próximo de uma constância, descreve a fase de saturação. A interseção entre as retas denota o tempo necessário para a ocorrência da saturação efetiva do corpo de prova.

Para cada amostra se determinou a taxa de absorção, valor obtido pela relação entre a inclinação da reta da primeira fase, a de saturação nos instantes iniciais, pela área da seção transversal, e a resistência capilar, valor correspondente ao quadrado da relação entre o ponto de saturação da amostra e a sua espessura.

3.5.5.5 Análise da resistência mecânica do concreto pós-incêndio

Quatro dias após a exposição dos pilares às altas temperaturas, procedeu-se com a extração de testemunhos de concreto para a avaliação da perda residual de resistência. A extração foi feita por meio de uma perfuratriz com broca diamantada, refrigerada a água. Foram extraídos testemunhos de 50 mm de diâmetro para cada pilar de traço representativo de uma classe de agressividade ambiental. Na sequência, realizou-se o rompimento à compressão axial de acordo com NBR 5739 (ABNT, 2007) através da prensa hidráulica calibrada com capacidade 2000kN, do Laboratório de Materiais e Construção Civil da UNISINOS. Após a extração, as amostras foram envolvidas com um filme plástico, com o intuito de proteger os corpos de prova de possíveis contaminações ou influências provindas da umidade do ar (reidratação). Os corpos de prova foram ensaiados 10 dias após a exposição a altas temperaturas. Os resultados obtidos foram corrigidos pelos coeficientes de correção previstos na NBR 7680-1 (ABNT, 2015).

Na Figura 72 é detalhado o processo de extração de testemunhos de um pilar.

Figura 72 - Extração de testemunhos de concreto de um pilar



Fonte: elaborada pelo autor

Na Figura 73 estão apresentados os testemunhos extraídos de um pilar. Cabe salientar que o processo de extração produz efeitos deletérios ao testemunho extraído (SILVA FILHO, HELENE; 2011), principalmente após os casos de exposição às altas temperaturas, onde se tem a degradação das propriedades mecânicas do concreto.

Figura 73 – Detalhe do conjunto de testemunhos extraídos do pilar T1P1



Fonte: elaborada pelo autor

3.5.5.6 Análise da resistência mecânica das armaduras pós-incêndio

O procedimento consistiu, *a priori*, na escarificação da camada do concreto de cobertura com martetele eletropneumático perfurador (Figura 74a). Posteriormente, as barras foram serradas e removidas dos pilares através de uma serra elétrica de disco (Figura 74b). As barras extraídas (Figura 75) possuíam 250mm de comprimento.

Figura 74 – Processo: (a) escarificação concreto e (b) extração das armaduras



(a)

(b)

Fonte: registrada pelo autor

Figura 75 – Armaduras extraídas do (a) T4P1, (b) T4P2, (c) T4P3 e (d) T4P4



(a)

(a)

(a)

(a)

Fonte: registrada pelo autor

Para avaliação da perda de resistência mecânica residual das armaduras, foi feito o ensaio de tração axial das armaduras principais, da face exposta ao fogo, dos 4 pilares do traço 4. Esta escolha se apoiou no fato das barras serem as mesmas em todos os pilares e as temperaturas finais atingidas serem semelhantes em todos os casos. O ensaio foi feito no Laboratório de Metalografia, Fundição e Ensaio Mecânicos da UNISINOS e obedeceu a NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2015). A máquina empregada no ensaio é a MTS Landmark servo-hidráulica 250 kN de capacidade.

A Figura 76, Figura 77 e Figura 78 detalham o ensaio sendo realizado.

Figura 76 – Execução do ensaio de tração axial em armadura



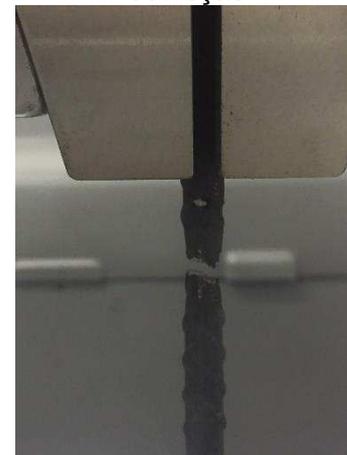
Fonte: registrada pelo autor

Figura 77 – Teste de tração axial em execução



Fonte: registrada pelo autor

Figura 78 – Detalhe da ruptura do vergalhão, após estrição



Fonte: registrada pelo autor

3.5.5.7 Definição das isotermas

As isotermas foram definidas por traço, cada qual representativo de uma classe de agressividade ambiental da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015). Esta análise foi detalhada na metade da seção dos pilares. As temperaturas foram analisadas nos instantes de 30, 60, 90, 120, 150, 180 e 240 minutos de ensaio, sendo estes os tempos requeridos (TRRF) praticados pelas principais normas internacionais prescritivas de resistência ao fogo. A influência da temperatura das armaduras na distribuição de temperaturas na seção do concreto foi admitida como negligenciável, a exemplo do que propõe a *fib* Bulletin nº46 (FIB, 2008).

Com a instalação de termopares em diferentes camadas dos pilares do mesmo traço, foi possível coletar a temperatura nas diferentes profundidades das seções dos elementos produzidos com o mesmo concreto. Estas temperaturas foram empregadas na montagem das isotermas representativas dos 4 traços de concretos deste estudo.

O desenho das isotermas foi feito com o auxílio do programa gráfico SURFER® versão 8.0 (2002). Através da coleta das temperaturas no concreto, pelos termopares regularmente distribuídos em diferentes camadas da seção do concreto, e com o lançamento destes dados no software, obteve-se um mapa de distribuição espacial das temperaturas na seção dos pilares, utilizando-se algoritmos de interpolação. O método de interpolação empregado foi o da Regressão Polinomial para a Análise de

Superfície de Tendência que, segundo Landin, Monteiro e Corsi (2008), fornece um resultado razoável para a avaliação do comportamento espacial de variáveis.

3.5.5.8 Estimativa do TRF dos pilares

A determinação do TRF dos elementos ensaiados foi feita tomando-se como fator condicionante à temperatura crítica de 500°C das armaduras principais, tal como a prática adotada pelos métodos tabelados das principais normas internacionais de projeto (FERNANDES, 2008; PANNONI, 2015), inclusive a brasileira (SILVA, 2008).

3.5.5.9 Relação dos resultados com o método analítico da norma

Para o comparativo dos resultados do TRF com o método analítico da NBR 15200 (ABNT, 2012), as restrições de aplicabilidade foram obedecidas: (1º) $A_s/A_c \leq 0,04$ e (2º) $h \geq b$, onde A_s é a área total das armaduras transversais, A_c é igual a área da seção transversal do pilar, h é a maior dimensão da seção transversal do pilar e b a menor dimensão da seção. Na dedução do cobrimento foi admitida a equação (9).

$$C_1 = C + \frac{\emptyset}{2} \quad (9)$$

Sendo C o cobrimento nominal das armaduras e \emptyset o diâmetro da armadura principal admitida. O comprimento equivalente ($l_{ef,fi}$) admitido foi de 3m.

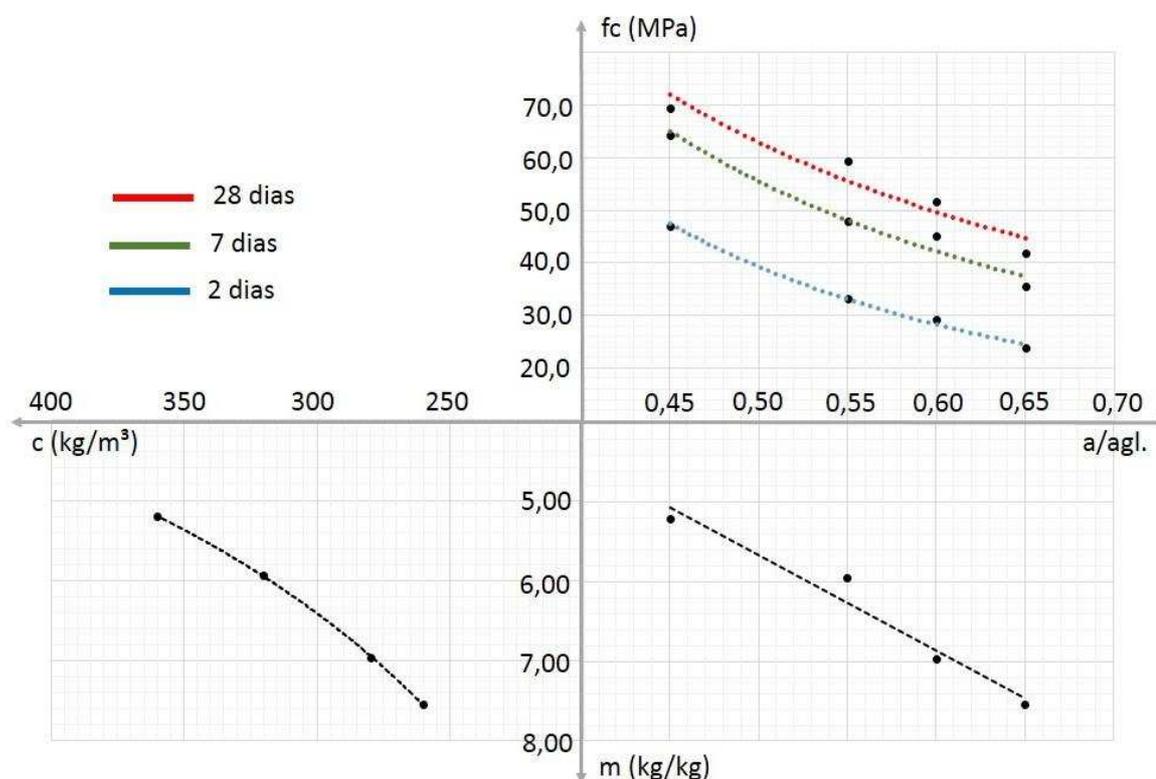
4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Na sequência foram detalhados os resultados do programa experimental. No apêndice D, para acreditação destes resultados, estão apresentadas a plotagem das curvas de temperatura *versus* tempo desenvolvidas durante o ensaio, comparando-as com as recomendações da ISO 834 (ISO, 2014).

4.1 DIAGRAMA DE DOSAGEM

O diagrama de dosagem do concreto utilizado no estudo – relacionando resistência à compressão (f_c), relação água/aglomerante (a/agl), agregados secos (m) e consumo de cimento (C) – está apresentado na Figura 79. Esta relação é válida para um abatimento da classe S100, empregando um aditivo superplastificante a base de policarboxilato, com teor médio de 0,67%, em relação à massa de cimento.

Figura 79 – Curva de dosagem do concreto em laboratório



Fonte: elaborada pelo autor

Com as curvas de dosagem, pode-se determinar as equações de Abrams, Lyse e Priszkulnik & Kirilos, conforme a Tabela 23, permitindo o cálculo de todos os

componentes do traço, mantida a mesma classe de abatimento e o teor de aditivo superplastificante.

Tabela 23 – Equações de correlação das curvas de dosagem

Equações de correlação das curvas de dosagem				
Lei de Abrams			Lei de Lyse	Lei de Priszkulnik & Kirilos
2 dias	7 dias	28 dias		
$f_{c_2} = \frac{11,28}{a/c^{1,8}}$ R ² =0,99	$f_{c_7} = \frac{19,5}{a/c^{1,5}}$ R ² =0,96	$f_{c_{28}} = \frac{25,6}{a/c^{1,3}}$ R ² =0,92	$m=11,95*a/c-0,31$ R ² =1	$C = \left(\frac{4491,8}{m}\right)^{\frac{1}{1,149}}$ R ² =1

Fonte: elaborado pelo autor

O coeficiente de correlação R², evidencia que as equações remetem a valores de ajuste dos resultados, podendo explicar entre 92% e 100% as variações de suas variáveis.

4.2 RESISTÊNCIAS DOS CONCRETOS

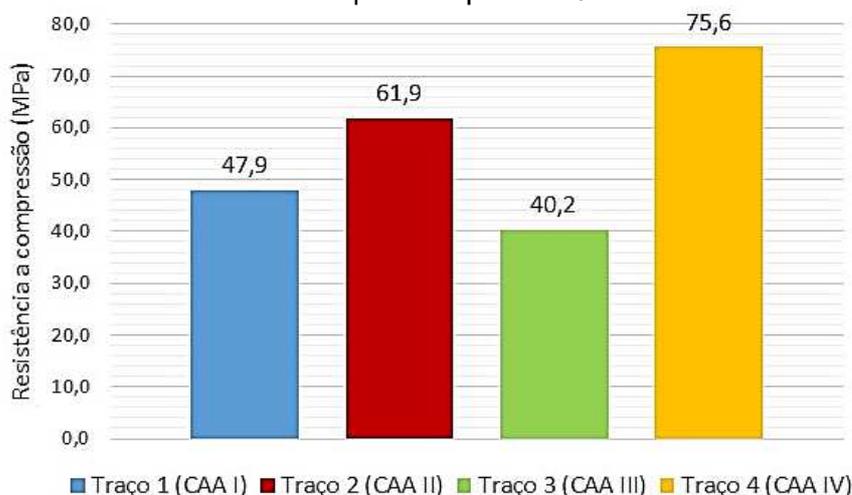
Os resultados da resistência à compressão dos concretos, obtidos através da ruptura à tensão axial de amostras cilíndricas moldados no canteiro, estão detalhados na Tabela 24 e na Figura 80. A resistência à compressão admitida nas análises foi a potencial, conforme a NBR 12655 (ABNT, 2015).

Tabela 24 – Resistências dos concretos na indústria

Traço	Classe agressividade ambiental	Idade (dias)	fck mínimo	fc (potencial) MPa
1	I	7	-	44,0
		28	20,0	47,9
2	II	7	-	54,4
		28	25,0	61,9
3	III	7	-	32,9
		28	30,0	40,2
4	IV	7	-	57,6
		28	40,0	75,6

Fonte: elaborada pelo autor

Figura 80 – Resistência à compressão potencial do concreto aos 28 dias



Fonte: elaborada pelo autor

A resistência à compressão potencial do concreto do traço número 3 destoou dos demais, não obedecendo a sequência ascendente de valores. Esta concretagem foi marcada por condições ambientais adversas, com elevada precipitação pluvial acompanhada de fortes rajadas de vento. A umidade incidente durante o transporte dos agregados até os silos da central dosadora pode ter modificado o teor de umidade destes e, conseqüentemente, o traço.

Apesar da busca do controle sobre os materiais e do processo de produção dos pilares, deve-se destacar que esta foi uma situação real. Para trabalhos aplicados como este, em determinadas situações, torna-se difícil contornar todas as variáveis envolvidas no processo.

De qualquer forma, a resistência à compressão do terceiro traço obedece aos requisitos mínimos definidos aos concretos que serão inseridos em ambientes de forte agressividade, ou seja, naqueles da classe de agressividade ambiental III da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015).

4.3 ABSORTIVIDADE DOS CONCRETOS

Os resultados de absorvidade dos concretos estão apresentados na Tabela 25 e justificam os mecanismos dos deslocamentos do concreto, principalmente sob a perspectiva dos mecanismos termo-hidráulicos incidentes.

Tabela 25 – Resultados de absorção por sucção capilar

Traço número	Valores médios			
	Resistência capilar h/m ²	Taxa de absorção capilar g/cm ² .h ^{0,5}	Porosidade total (%)	Porosidade efetiva (%)
1	8364,05	7,87	13,44	11,49
2	13711,18	11,14	13,08	10,46
3	12099,62	8,46	15,08	13,14
4	10954,32	10,32	12,51	10,11

Fonte: elaborada pelo autor

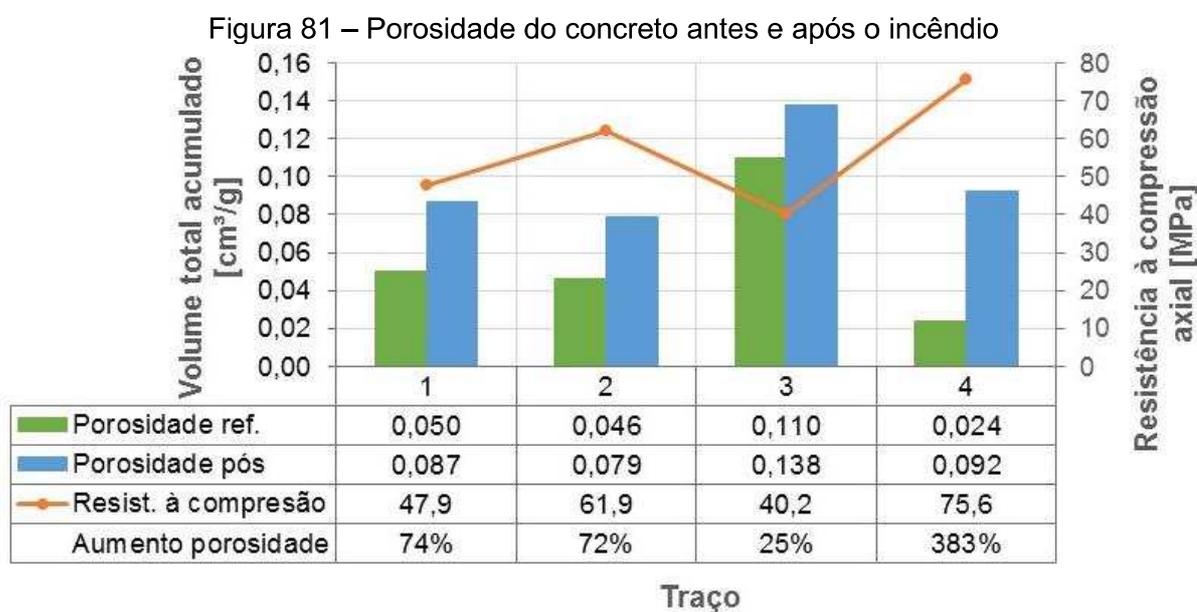
Esta interpretação não pode ser extrapolada para toda a duração do ensaio, senão para os instantes iniciais, onde as temperaturas internas do concreto não são elevadas. Estudos experimentais como o de Kirchoff (2010), remetem ao incremento dos coeficientes de permeabilidade com a elevação das temperaturas. Estas alterações se sustentam em mecanismos de natureza química, como a evaporação da água livre capilar até os 100°C (DENOEL, 2007), fissuras provindas da desidratação dos compostos hidratados da pasta de cimento próximo aos 300°C (MAJORANA et al., 2010) e a incompatibilidade térmica entre a pasta e o agregado para temperaturas na faixa dos 500°C (*fib* Bulletin nº46, 2008). Na medida em que a temperatura do concreto aumenta, este aumento da permeabilidade é mais marcante pela formação de microfissuras desenvolvidas por esta incompatibilidade térmica (KIRCHHOF, 2010).

O concreto de traço 3 foi aquele que apresentou a maior porosidade total e efetiva dentre todos, mas também a menor resistência à compressão. Analisando os traços de número 1, 2 e 4, também se verificou que a porosidade foi menor quanto maior a resistência à compressão do concreto, tal como propõem Mehta e Monteiro (2014). Estes dados conduzem a interpretação das transformações físico-químicas desenvolvidas durante o ensaio, principalmente as indutoras do mecanismo do deslocamento.

4.4 POROSIDADE DOS CONCRETOS

O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio foi aplicado nas amostras aos 28 dias de idade, antes do ensaio com altas temperaturas, e sobre as amostras

extraídas dos pilares após os ensaios. A Figura 81 mostra a correlação da porosidade, antes e após incêndio, com a resistência à compressão.



Fonte: elaborada pelo autor

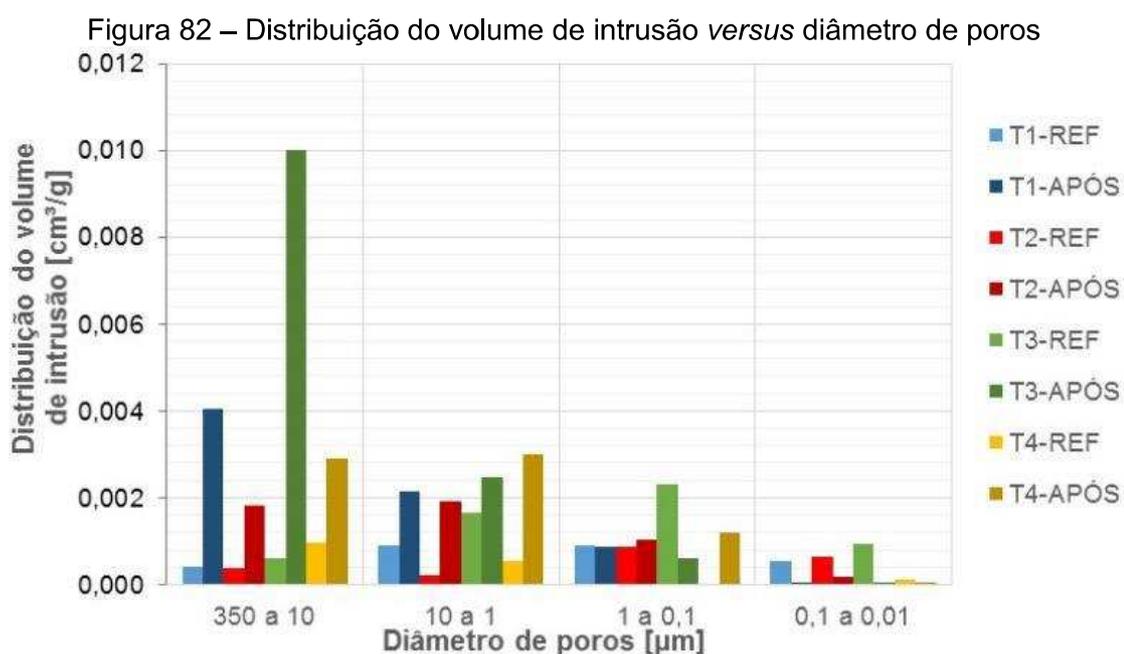
A porosidade pós-incêndio aumentou com a resistência à compressão do concreto, convergindo com os resultados de Kirchhof (2010) e Ko, Ryu e Noguchi (2011). Este incremento da porosidade após o ensaio de resistência ao fogo está relacionado com as transformações físico-químicas que a pasta e agregados sofrem.

A porosidade total antes do ensaio ficou compreendida entre 0,024cm³/g e 0,110cm³/g, enquanto que após a exposição ao calor entre 0,079cm³/g e 0,138cm³/g. Verificou-se que, em todos os traços, a porosidade final foi maior, o que comprova os resultados de Kirchhof (2010) e Ko, Ryu e Noguchi (2011), válidos para amostras com escala reduzida. O percentual de aumento da porosidade ficou compreendido entre 25 a 383%, destacando a influência do traço no processo. Quanto maior a resistência e menor a porosidade inicial, maior foi o percentual de incremento da porosidade final, tal como obtido no estudo experimental de Ko, Ryu e Noguchi (2011).

A variação da porosidade do concreto pode ser interpretada segundo as transformações químicas dos componentes hidratados do cimento, como C-S-H e Portlandita, e as fissuras internas derivadas dos mecanismos termomecânicos ou da dilatação térmica diferencial entre pasta e agregado. A nucleação de microfissuras na pasta de cimento resultante da perda de água do concreto é outra consequência da exposição às altas temperaturas que pode justificar o aumento da porosidade. O fato do basalto ter o seu ponto de instabilidade térmica na faixa dos 900°C não justifica

este fenômeno, a exemplo do que propôs Lima (2005), uma vez que as camadas mais internas do concreto foram preservadas desta temperatura.

O aumento do diâmetro dos poros é um dos fatores que justifica o incremento da permeabilidade do concreto após a exposição às altas temperaturas. Neste ensaio foi feita esta análise pelo volume de mercúrio intrudido. Na Figura 82 é apresentado o diâmetro dos poros em faixas, separado pela amostra de referência (REF), antes da exposição às altas temperaturas, e amostras analisadas pós-ensaio (APÓS).



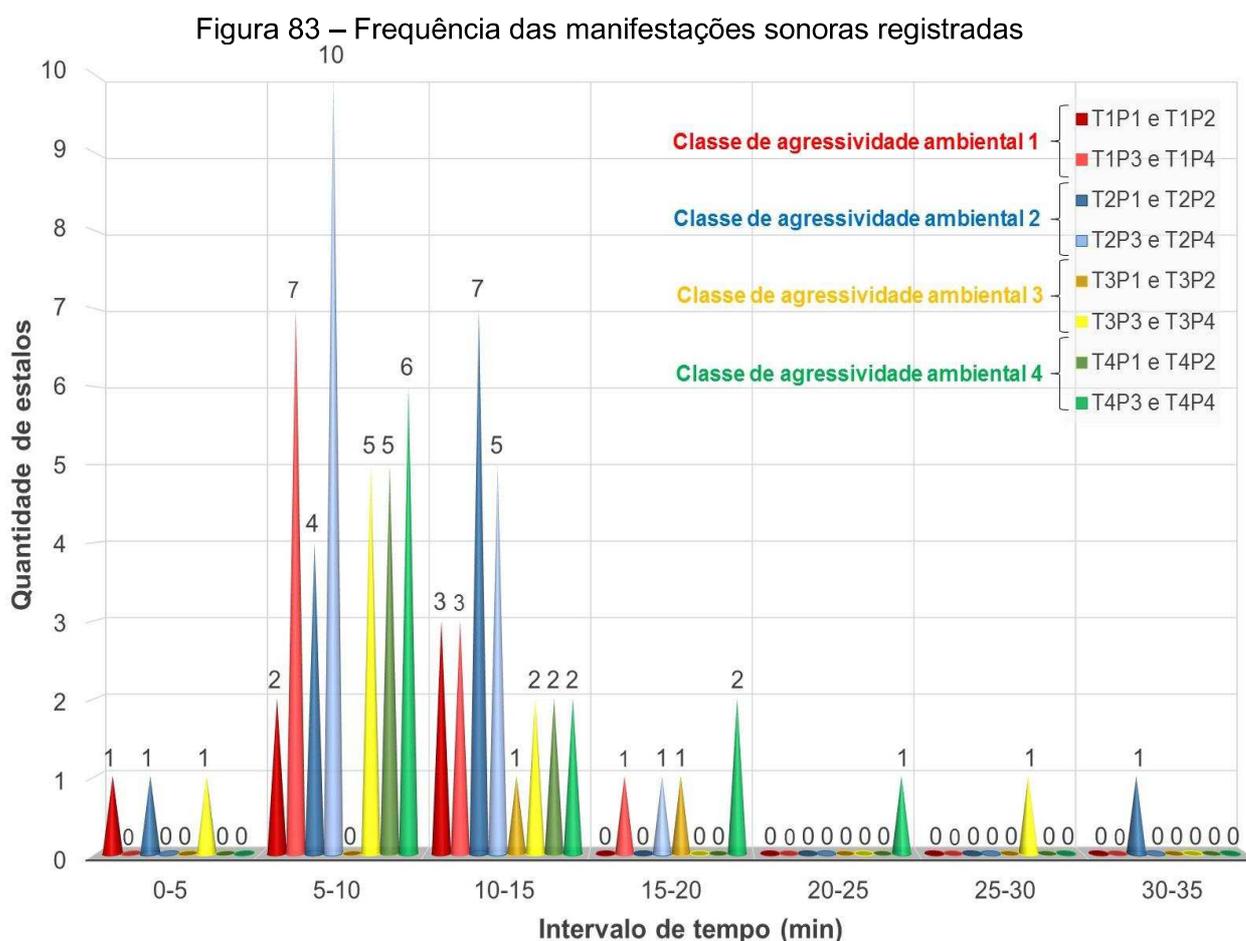
Fonte: elaborada pelo autor

Os poros do concreto aumentam de tamanho quando submetidos a elevadas temperaturas, semelhante aos resultados obtidos por Kim, Yun e Park (2013), devido, principalmente, a transformação dos cristais hidratados. Nota-se uma predominância de poros com diâmetros na ordem de 1µm a 0,1µm para as amostras de referência e de 350µm a 10µm para as amostras após o ensaio. Após a exposição ao calor, tem-se um aumento do número de macroporos pela formação de fissuras na região de poros capilares, o que desencadeia a formação de poros com dimensões maiores devido a sua interligação.

4.5 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DURANTE O ENSAIO

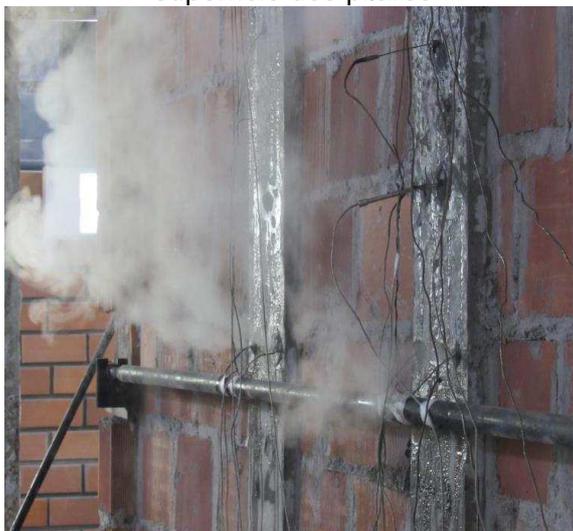
As transformações físico-químicas desencadeadas durante o aquecimento dos pilares foram deduzidas por manifestações sonoras, semelhante ao método utilizado

nos estudos de Jansson (2013), Tan e Nguyen (2013) e Klingsh (2014). Estes estalos propõem o desenvolvimento de mecanismos termo-hidráulicos e/ou termomecânicos no concreto, deslocando a superfície dos pilares. Os estalos lembravam, quando em baixa intensidade de ruído, o impacto entre dois materiais metálicos ou o estouro de uma pipoca e, quando produziam ruído estridente, caracterizavam o deslocamento explosivo. Os estalos explosivos foram antecidos e procedidos por estalos de baixa e média intensidade. A duração das manifestações sonoras não ultrapassou os 35 minutos do ensaio (Figura 83) e foram acompanhados por liberação de água e vapor de água pela superfície não exposta às altas temperaturas (Figura 84 e Figura 85). A quantidade total de estalos descritos na Figura 83 é representativa, para cada par de pilares, do número total dos estalos anotados, sendo estes de pequena, média e alta intensidade.



Fonte: elaborada pelo autor

Figura 84 – Detalhe do vapor de água na superfície dos pilares



Fonte: registrada pelo autor

Figura 85 – Acúmulo de água no piso do local de ensaio



Fonte: registrada pelo autor

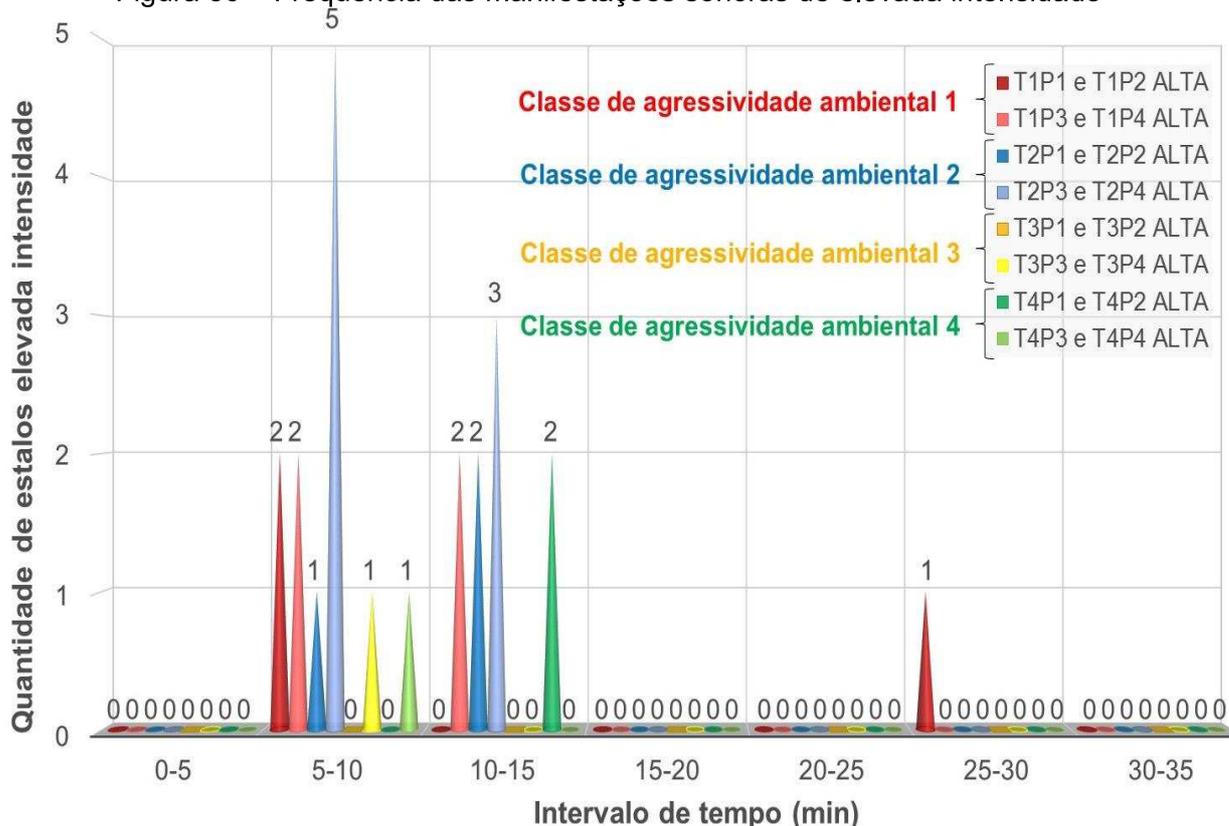
Nota-se uma maior frequência de estalos no intervalo de 5 e 10 minutos de ensaio. Os estalos remeteram ao estado de tensão interno do concreto, provocado pelo vapor de água que foi observado na superfície externa – não exposta diretamente ao calor – dos elementos, reforçando que a poro-pressão, indutora do deslocamento, foi desenvolvida em paralelo com as percepções de ruídos, tal como propõe a *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007a).

As amostras que apresentaram o maior e o menor número de manifestações sonoras foram as representativas da classe de agressividade 2 e 3, respectivamente. Notou-se uma tendência dos pilares de maior cobertura das armaduras terem maior frequência de estalos. A faixa crítica da ocorrência de estalos está entre os 5 e 15 minutos iniciais do ensaio, ou seja, nos instantes onde a temperatura de exposição dos pilares já está acima dos 550°C.

Na faixa dos 10 minutos, os estalos mudaram de intensidade, com estrondos mais intensos, ocos e pontuais, pressupondo a incidência de uma maior poro-pressão na amostra. A série de estalos, de qualquer magnitude, não ultrapassou os 35 minutos de ensaio. A evaporação de água e a sequência de estalos justificaram os deslocamentos de alguns pilares, constatados somente após o término dos ensaios.

Da quantidade total de estalos apresentados na Figura 83, a Figura 86 detalha quantos destes que foram de alta intensidade (explosivos).

Figura 86 – Frequência das manifestações sonoras de elevada intensidade



Fonte: elaborada pelo autor

Em alguns casos, os estalos de maior intensidade foram acompanhados por ruídos de fragmentos sendo arremessados nas paredes internas do forno, apontando a ocorrência do desprendimento e lançamento de camadas superficiais do concreto, evidenciando a incidência do deslocamento do tipo explosivo.

Os estalos de elevada intensidade se desenvolveram com maior frequência no intervalo de 5 a 15 minutos. A amostra com maior número das manifestações sonoras desta intensidade foi a composta pelos pilares T2P3 e T2P4, ou seja, dos elementos de maior espessura de cobrimento do concreto de traço 2. As amostras com o menor número de estalos foram as do traço 3, ou seja, o de menor resistência à compressão.

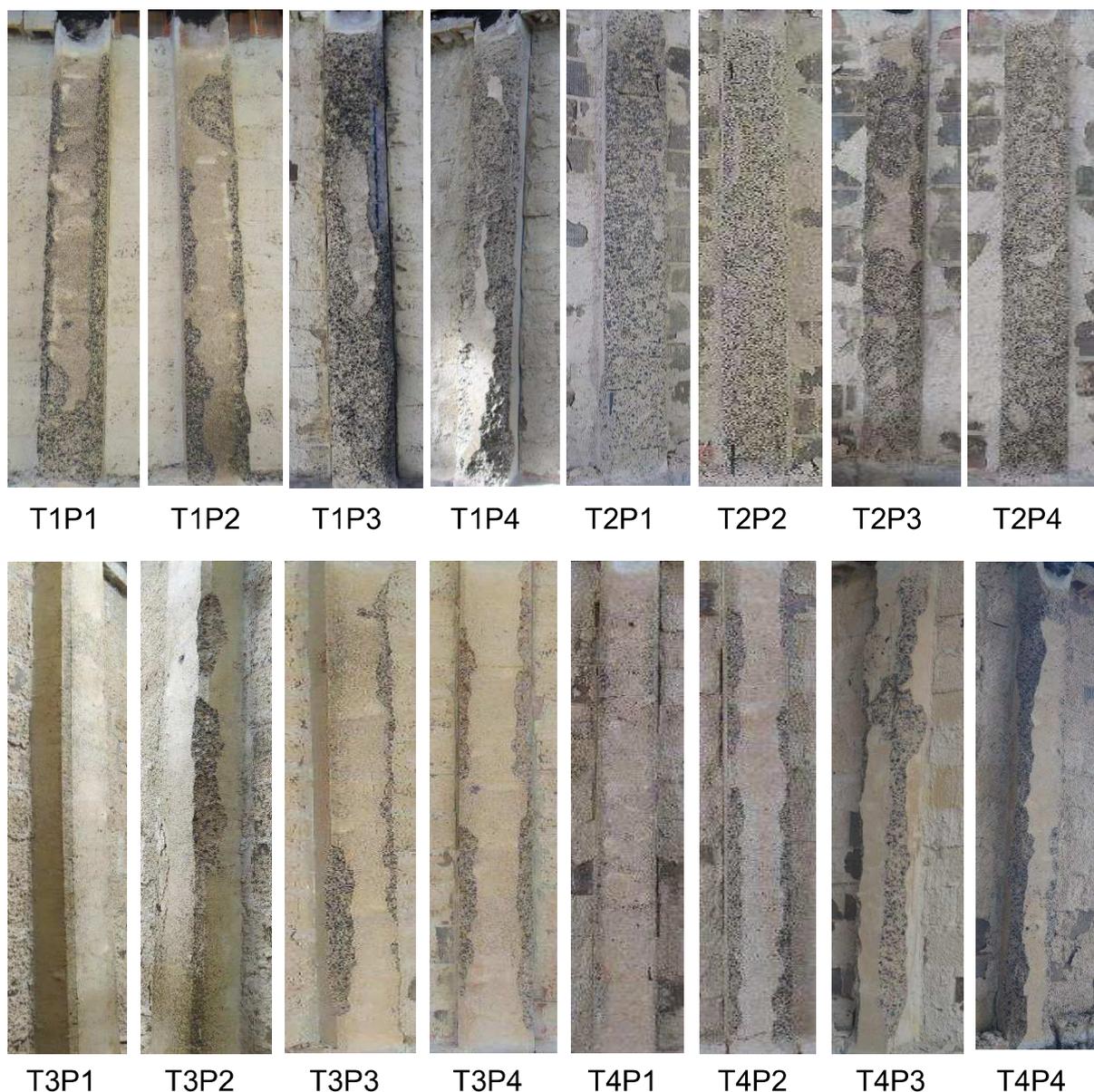
Estes estalos foram antecedidos e seguidos por outros de menor intensidade. Após o término do ensaio, foi possível criar uma relação entre estas manifestações sonoras e o fenômeno do deslocamento do concreto. Os deslocamentos da seção serão detalhados na sequência.

4.6 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS APÓS O ENSAIO

4.6.1 Análise visual

O aspecto geral dos 16 pilares após os ensaios foi apresentado na Figura 87. A renderização destes pilares está apresentada no apêndice C.

Figura 87 – Vista dos pilares após o ensaio

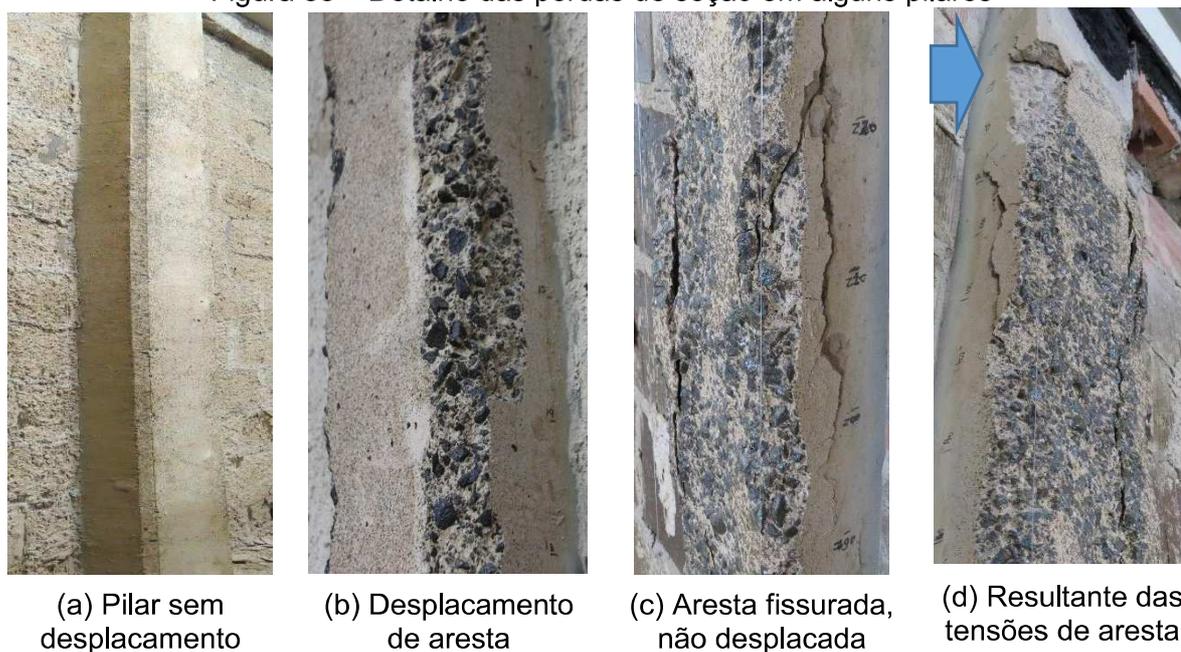


Fonte: registrado pelo autor

O deslocamento ocorreu em diferentes intensidades e em todos os pilares – à exceção do T3P1 (Figura 88a) –, com preponderância do deslocamento de aresta, conforme a classificação de Khoury (2001) (Figura 88b, pilar T1P2). Em alguns casos,

as fissuras incidentes nos cantos dos pilares incidiram com maior intensidade, mas sem provocar o desprendimento da camada de cobrimento da seção (Figura 88c, pilar T2P3). Estas fissuras remeteram à interpretação da resultante das tensões térmicas diferenciais incidentes nas arestas, tal como define Anderberg (1997). Nos casos em que houve o efetivo desprendimento de camadas superficiais (Figura 88d, pilar T2P3), este indicativo de tensão interna se tornou mais evidente.

Figura 88 – Detalhe das perdas de seção em alguns pilares



(a) Pilar sem deslocamento

(b) Deslocamento de aresta

(c) Aresta fissurada, não deslocada

(d) Resultante das tensões de aresta

Fonte: registrada pelo autor

No caso das seções não deslocadas, as fissuras formadas pelos mecanismos termomecânicos podem ter criado um ponto de alívio para as poro-pressões internas, reduzindo sua magnitude e deixando-as com uma energia insuficiente para repulsar a camada de cobrimento. Duas justificativas podem explicar a manifestação. A primeira é de que as fissuras geradas por dilatação térmica diferencial ocorreram nos primeiros instantes, antes da poro-pressão atingir uma magnitude ou pico capaz de repulsar a camada friável formada, como observado por Kim, Yun e Park (2013) e Zhang e Davie (2013). A segunda é que a magnitude da abertura das fissuras foi tamanha que prontamente dispersou a poro-pressão, sem formar a tensão interna, a exemplo do que constatou Bazant (2005).

Fissuras mapeadas e sem direção predominante foram observadas nos pilares, principalmente nas superfícies não deslocadas (Figura 89a, pilar T3P1). Nas seções deslocadas dos pilares, notou-se um “alívio” entre a pasta e o agregado graúdo

(Figura 89b), representativas da incompatibilidade térmica entre os materiais. Em alguns pilares foi notado o deslocamento do agregado gráudo de maior granulometria (*surface pitting* ou *pop out*) (Figura 89c, pilar T3P2). Noutros, as manifestações superficiais remeteram ao deslocamento do agregado gráudo de menor granulometria (Figura 89d, pilar T1P2).

Figura 89 – Fissuras no concreto e deslocamento do agregado



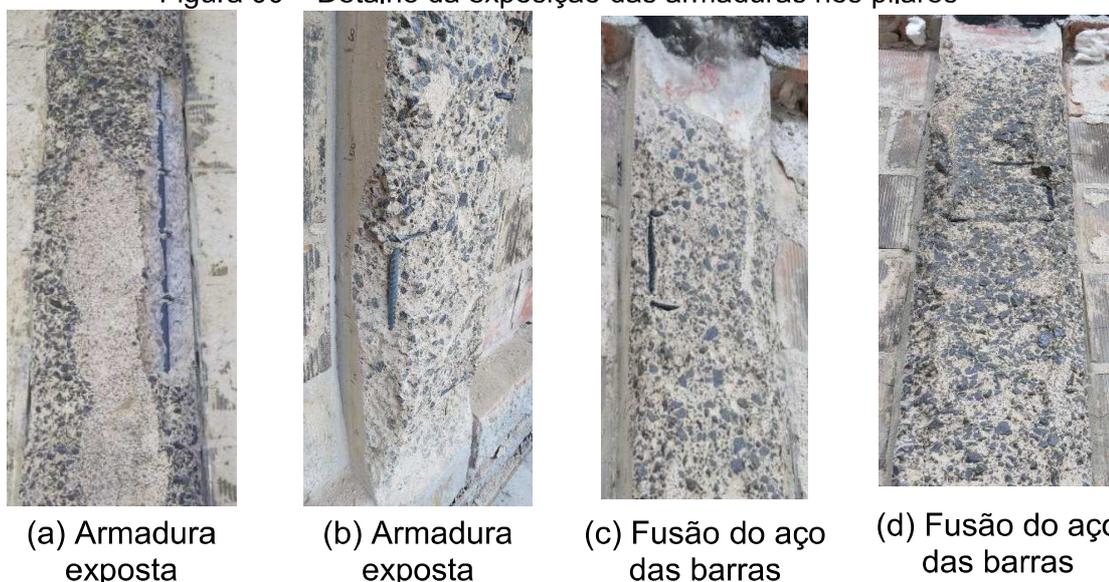
Fonte: registrada pelo autor

As fissuras mapeadas podem provir de uma retração térmica da pasta e/ou da dilatação térmica diferencial entre a pasta e o agregado, conforme a *fib* Bulletin nº 38 (FIB, 2007a) destaca. Notou-se que o deslocamento do agregado gráudo ocorreu nos casos em que não se desenvolveu o deslocamento no concreto. Esta justificativa pode ser sustentada no fato destes agregados terem exposição mais permanente ao calor, atingindo temperaturas superiores aos agregados dos concretos deslocados, uma vez que não há uma renovação da superfície exposta ao calor, tal como ocorre nas seções em que se tem o deslocamento do concreto.

As armaduras, na quase totalidade dos casos, não foram expostas diretamente às altas temperaturas. Preponderou o deslocamento de menor grau, i.e., aquele que se limita à região do cobrimento e sem expor diretamente as armaduras, sendo este o menos severo na escala de Ali *et al.* (2004). Nos casos em que se verificou esta exposição foi observado que, no máximo, metade do perímetro das armaduras ficou

diretamente exposto às altas temperaturas (Figura 90a, pilar T1P3 e Figura 90b, pilar T2P1). Em nenhum caso as barras tiveram todo o seu perímetro exposto, apesar de, em algumas situações, notar-se um aspecto de fusão do aço (Figura 90c, pilar T2P2 e Figura 90d, pilar T2P1).

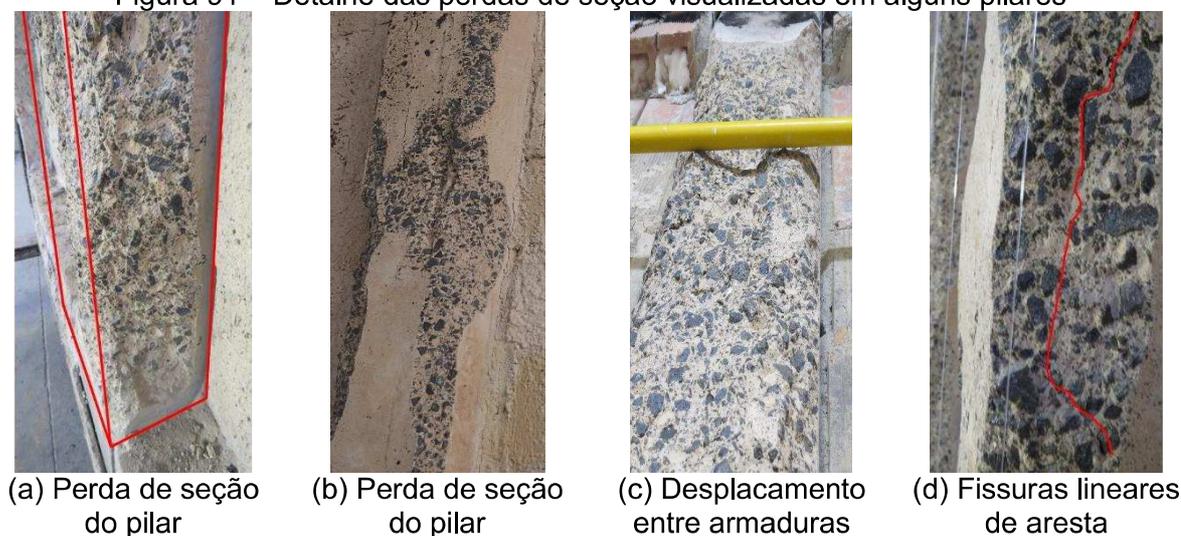
Figura 90 – Detalhe da exposição das armaduras nos pilares



Fonte: registrada pelo autor

O deslocamento promoveu, em determinados pilares, uma elevada perda de seção transversal (Figura 91a, pilar T1P3, e Figura 91b, pilar T4P4). Em alguns casos, o fenômeno ocorreu mais intensamente na região entre barras principais (Figura 91c, pilar T2P4). Nos casos de deslocamento de aresta, foi possível deduzir a resultante das tensões internas pelas fissuras longitudinais (Figura 91d, pilar T1P4) observadas.

Figura 91 – Detalhe das perdas de seção visualizadas em alguns pilares



Fonte: registrada pelo autor

As fissuras reforçaram a preponderância dos mecanismos termomecânicos nas arestas, tal como descrito por Anderberg (1997), e ratificaram os resultados numérico-computacionais propostos por Zhang e Davie (2013). O deslocamento não expôs as armaduras, exceto em alguns casos, confirmando a incidência do deslocamento de menor intensidade da escala de Ali *et al.* (2004), independente da espessura de cobrimento. O fato evidenciou que o deslocamento dos pilares não necessariamente expõe as barras às altas temperaturas. Nos casos em que se verificou esta exposição, apenas um trecho delas ficou exposto.

A análise da redução da seção transversal dos elementos, como consequência do deslocamento do concreto, está apresentada na sequência.

4.6.2 Grau do deslocamento

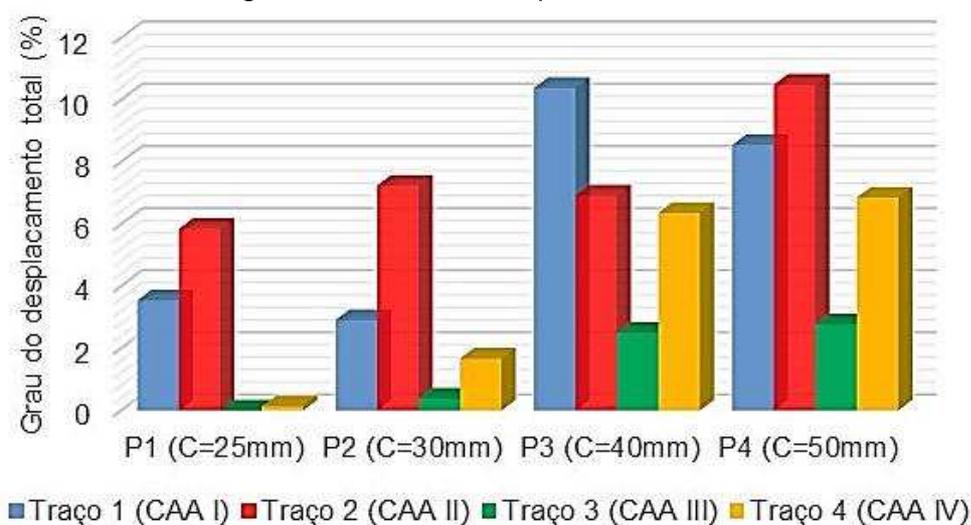
A perda de seção dos pilares é apresentada na Tabela 26 e na Figura 92.

Tabela 26 – Perda de seção dos pilares

Grau de deslocamento									
Pilar	T1P1		T1P2		T1P3		T1P4		
Quadrante	QE	QD	QE	QD	QE	QD	QE	QD	
Diâmetro barra (mm)	10	16	10	16	10	16	10	16	
Perda parcial de seção (%)	0,13	0,0	0,86	0,81	2,33	4,03	2,94	3,91	
Perda total de seção (%)	0,13		1,67		6,36		6,85		
Pilar	T2P1		T2P2		T2P3		T2P4		
Quadrante	QE	QD	QE	QD	QE	QD	QE	QD	
Diâmetro barra (mm)	10	16	10	16	10	16	10	16	
Perda parcial de seção (%)	3,0	2,85	3,04	4,2	4,24	2,68	6,42	4,07	
Perda total de seção (%)	5,85		7,24		6,92		10,49		
Pilar	T3P1		T3P2		T3P3		T3P4		
Quadrante	QE	QD	QE	QD	QE	QD	QE	QD	
Diâmetro barra (mm)	10	16	10	16	10	16	10	16	
Perda parcial de seção (%)	0,0	0,0	0	0,38	0,52	1,98	0,74	2,03	
Perda total de seção (%)	0,0		0,38		2,5		2,77		
Pilar	T4P1		T4P2		T4P3		T4P4		
Quadrante	QE	QD	QE	QD	QE	QD	QE	QD	
Diâmetro barra (mm)	10	16	10	16	10	16	10	16	
Perda parcial de seção (%)	0,13	0,0	0,86	0,81	2,33	4,03	2,94	3,91	
Perda total de seção (%)	0,13		1,67		6,36		6,85		

Elaborada pelo autor

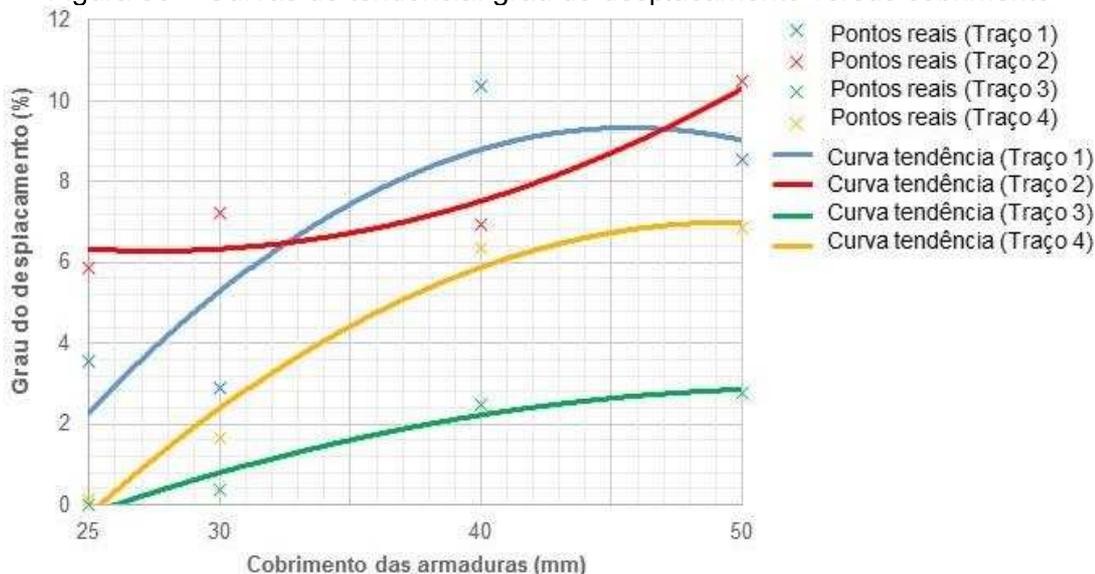
Figura 92 – Grau de deslocamento total



Fonte: elaborada pelo autor

Foi possível identificar a maior tendência de deslocamento com o incremento das espessuras de cobrimento, tal como Morita *et al.* (2000) e Majorana *et al.* (2010) observaram. Normas como a BS 8110-2 (BSI, 1985) e IS 456 (IS, 2000) recomendam o emprego de medidas especiais para reduzir o dano, como barras de sacrifício e uso de microfibras, fundamentalmente nos casos em que a espessura de cobrimento exceder 40mm. A Figura 93 ratifica, através de curvas “grau do deslocamento versus cobrimento das armaduras”, a tendência do aumento de perda de seção para maiores espessuras de cobrimento, independente do traço. O traço, por sua vez, influencia na magnitude destas perdas.

Figura 93 – Curvas de tendência: grau do deslocamento versus cobrimento



Fonte: elaborada pelo autor

A equação de tendência do comportamento de cada família e o coeficiente de correlação são apresentados na Tabela 27, válidos para espessuras de cobrimento das armaduras entre 25 e 50mm.

Tabela 27 – Equações de comportamento e coeficientes de correlação por traço

Traço (Classe Agressividade Ambiental)	Equação de comportamento	R ²
1	$D(\%) = -0,016.C^2 + 1,50.C - 25,10$	0,76
2	$D(\%) = 0,008.C^2 - 0,44.C + 12,31$	0,87
3	$D(\%) = -0,012.C^2 + 1,18.C - 22,39$	0,97
4	$D(\%) = -0,004.C^2 + 0,42.C - 8,30$	0,95

Fonte: elaborada pelo autor

Sendo D o deslocamento da seção, em percentual, e C o cobrimento das armaduras, em milímetros.

Analisando as curvas dos traços 1, 3 e 4 da Figura 93 e destacando que a curva do traço 2 destoou das demais, nota-se que, para espessuras de cobrimento de até 40mm, a taxa da perda de seção dos pilares aumenta, diminuindo na espessura de cobrimento superior a esta. O deslocamento preponderante foi o de aresta, junto às armaduras longitudinais, sendo mais intenso quanto maior o diâmetro destas. As armaduras funcionaram como um bloqueio para a percolação do vapor de água às camadas mais internas do concreto, criando uma barreira ou cortina de menor permeabilidade que propiciou o acúmulo de pressões de vapor no seu perímetro, potencializando o deslocamento na região dos cantos. As fissuras formadas nas arestas, oriundas da dilatação térmica diferencial, também contribuíram.

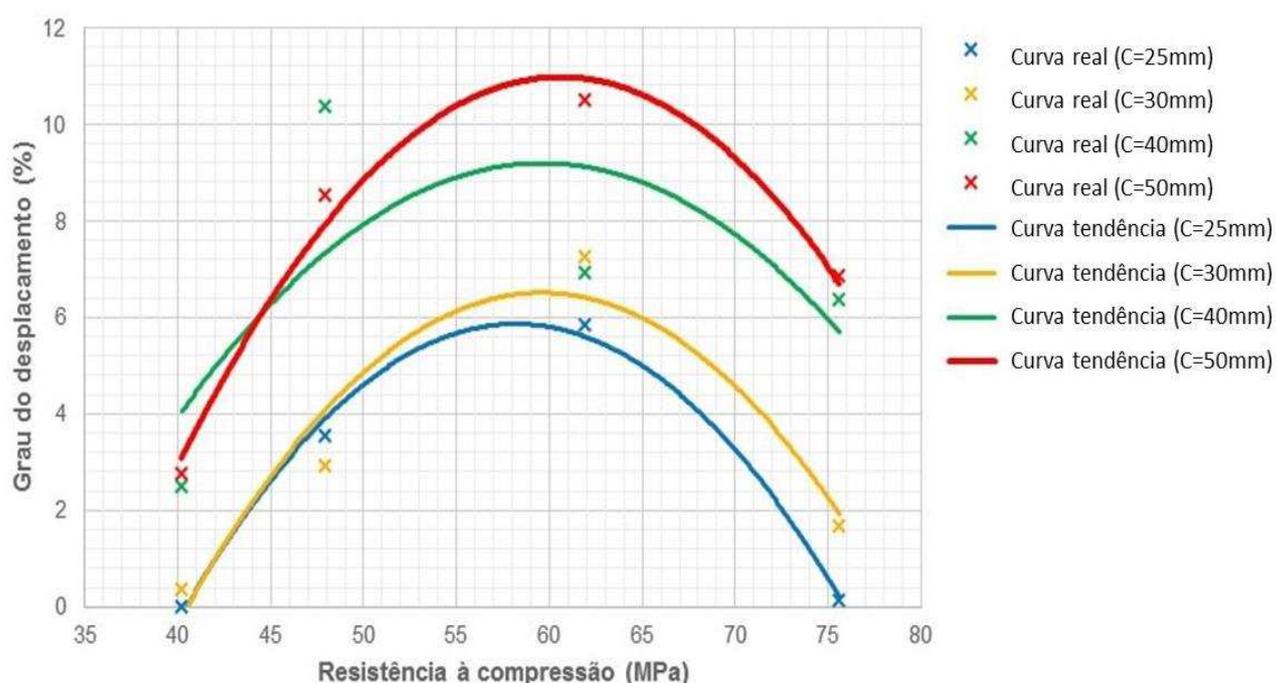
Os deslocamentos observados não foram maiores do que a espessura do cobrimento das barras, semelhante ao constatado por Kalifa, Menneteau e Quenard (2000). Quanto maior o cobrimento, maior é a massa a ser mobilizada pelas pressões internas para o deslocamento, mas também maior a quantidade de água livre capaz de percolar e se acumular na superfície das armaduras. Quanto mais próximas as armaduras estiverem da superfície, mais breve ocorrerá o bloqueio da percolação de vapor, que se acumulará mais rapidamente na superfície das barras e, então, mais cedo se dará a formação das tensões internas capazes de degradar o pilar.

Portanto, quanto mais tempo for dispendido para a formação de tensões internas capazes de promover o deslocamento, maior será a potencialidade do mecanismo termomecânico ser crítico antes do termo-hidráulico, que, por dilatação

térmica diferencial, formará fissuras nas arestas dos pilares, criando um ponto de alívio das poro-pressões, se desenvolvendo numa intensidade e magnitude menor, indo de encontro com os resultados de Zhang e Davie (2013). Além disso, as fissuras oriundas das dilatações térmicas diferenciais não possuem um ponto preferencial para se formarem, podendo ocorrer em uma região aonde a poro-pressão não é maior no dado instante, fazendo com que o deslocamento ocorra em uma região que não necessariamente passe pela superfície da armadura ou pelo ponto crítico de poro-pressão. No entanto, esta poro-pressão é fundamental para que o deslocamento ocorra, expelindo a região fragilizada devido as fissuras formadas.

Na Figura 94 é apresentada a influência dos cobrimentos e da resistência à compressão do concreto na interpretação do grau de deslocamento.

Figura 94 – Influência da resistência à compressão no grau do deslocamento



Fonte: elaborada pelo autor

As curvas de comportamento indicam a diminuição do grau de deslocamento a partir de determinada resistência à compressão do concreto, da ordem de 63MPa, independente da espessura de cobertura, diferentemente dos resultados de Kodur e Phan (2007), que enaltecem que o deslocamento aumenta a partir de 70MPa. A Figura 94 demonstra que, para elevadas resistências, a perda de seção tende a ser menor, tal como descrevem Ali *et al.* (2004).

Estes resultados contrariam autores como Kodur (2005), que enaltecem a susceptibilidade da ocorrência do fenômeno em concretos de alta resistência, dada a menor permeabilidade destes. A baixa permeabilidade do concreto do traço 4, de maior resistência entre todos, pode ter dificultado a percolação de água ao interior da seção, acumulando poro-pressão nas camadas próximas à superfície dos elementos, tal como nos resultados de Felicetti e Lo Monte (2013). Este fato pode ter justificado o menor grau de deslocamento dos pilares de maior resistência. Ademais, a maior resistência do concreto ameniza a formação de fissuras formadas por mecanismo termomecânico, gerando, então, maior probabilidade de ocorrência do deslocamento explosivo, com preponderância do mecanismo termo-hidráulico sobre termomecânico.

Este fato se apoia no menor número de estalos de baixa e média intensidade nos pilares do traço 4, de maior resistência, remetendo a menor susceptibilidade de fissuração do concreto por estes mecanismos. Logo, quanto maior a resistência do pilar, menor é a incidência de fissuras providas da movimentação térmica diferencial entre camadas, ou mais tardiamente elas ocorrem, pela maior resistência do concreto, tornando-se, neste caso, mais influente o mecanismo termo-hidráulico na justificativa do deslocamento do concreto, o que não ocorre com os pilares de menor resistência e, portanto, permeabilidade, onde há uma maior percolação de água pelos poros.

Com o acúmulo de poro-pressões próximas a superfície do elemento e dada a limitação da formação de fissuras no elemento estrutural, pela sua maior resistência, as peças constituídas por concretos com uma alta resistência tenderam a um menor deslocamento final.

As equações de comportamento de cada curva, seguidas dos coeficientes de correlação, estão detalhadas na Tabela 28.

Tabela 28 – Grau de deslocamento segundo a resistência e o cobrimento

Cobrimento	Equação de tendência	R ²
25mm	$D(\%) = -0,02.f_c^2 + 2,2.f_c - 52,3$	0,99
30mm	$D(\%) = -0,02.f_c^2 + 2,1.f_c - 56,9$	0,91
40mm	$D(\%) = -0,01.f_c^2 + 1,6.f_c - 39,3$	0,45
50mm	$D(\%) = -0,02.f_c^2 + 2,3.f_c - 58,6$	0,98

Fonte: elaborada pelo autor

Sendo f_c a resistência à compressão do concreto, em MPa, e D (%) o grau do deslocamento, em percentagem.

Com base nas medições feitas ao término do ensaio, constatou-se um maior deslocamento nas armaduras de maior diâmetro, ratificando os resultados teóricos obtidos por Chung e Consolazio (2004) e Franssen (2000). A propósito, cabe destacar que o uso de barras de maiores diâmetros nos cantos dos elementos estruturais é uma recomendação da NBR 15200 (ABNT, 2012) (nos casos onde C_{1L} é maior que C_1) para aumento do TRF da estrutura. No apêndice C foi apresentado uma renderização deste pilares.

4.7 DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURA NA SEÇÃO DOS PILARES

A distribuição de temperaturas ao interior da seção transversal dos pilares está apresentada na Figura 95 e na Tabela 29.

Figura 95 – Isotermas representativas dos pilares

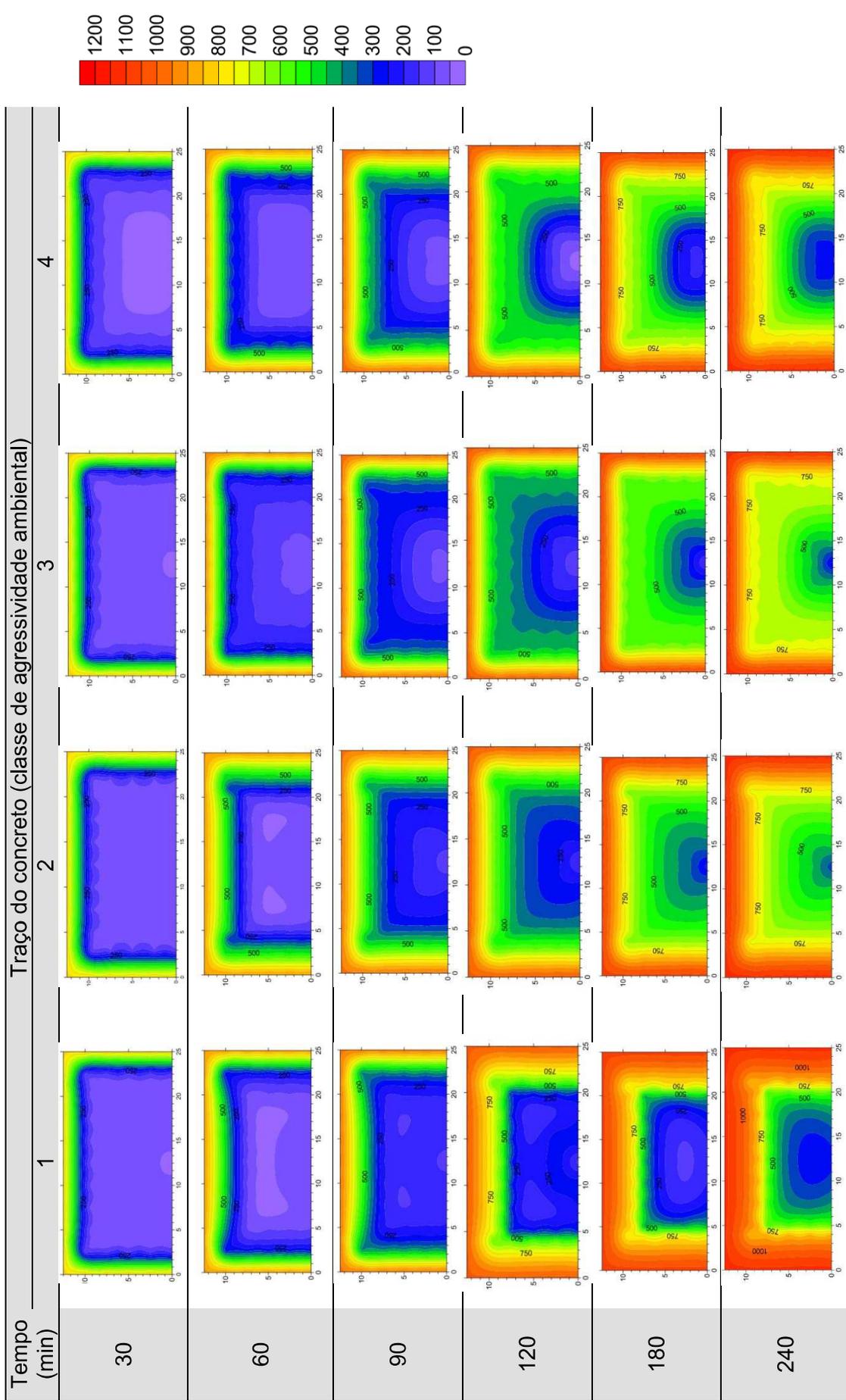


Tabela 29 – Distribuição de temperaturas no concreto

Camada (mm)	Tempo (minutos)						
	30	60	90	120	150	180	240
Traço 1 (classe de agressividade ambiental 1)							
Superfície	819,9	912,5	969,8	1012,2	1043,5	1073,3	1116,7
25	135,0	269,0	393	-	-	-	-
30	101,0	463,4	-	712,7	780,1	843,7	937,9
40	90,0	321,0	-	589,7	678,7	749,5	857,6
50	83,8	98,3	210,4	291,8	366,9	434,3	565,6
100	67,5	91,8	199,9	286,2	364,0	432,3	550,8
125	28,6	68,0	96,5	133,4	165,4	190,5	281,2
Traço 2 (classe de agressividade ambiental 2)							
Superfície	815,1	909,1	969,8	1015,4	1041,6	1073,3	1124,9
25	238,1	483,4	601,4	692,6	754,3	806,6	892,4
30	102,2	450,8	522,8	592,2	658,4	718,9	832,3
40	100,6	295,5	423,5	512,5	586,0	636,4	733,2
50	97,1	139,6	318,5	417,7	495,7	562,2	672,4
100	95,0	97,1	194,4	266,1	328,6	383,1	466,7
125	93,5	97,0	102,3	146,9	189,3	232,0	317,1
Traço 3 (classe de agressividade ambiental 3)							
Superfície	829,7	939,5	991,2	1020,5	1050,8	1077,8	1123,6
25	133,3	292,3	422,6	518,8	597,0	667,1	777,6
30	115,0	255,0	361,8	450,4	526,1	594,4	711,7
40	97,7	178,6	299,8	-	-	-	-
50	98,5	174,2	298,3	411,8	498,0	573,0	701,2
100	64,7	100,1	112,4	194,6	268,3	337,4	455,5
125	29,8	70,9	95,5	107,0	122,2	145,2	233,3
Traço 4 (classe de agressividade ambiental 4)							
Superfície	825,1	925,1	985,6	1021,8	1051,1	1081,0	1125,3
25	219,6	422,1	542,2	644,9	721,8	786,2	884,2
30	159,3	285,1	441,4	536,2	615,7	684,1	794,8
40	118,9	287,2	395,0	498,8	583,4	650,3	768,3
50	96,8	153,0	295,8	495,7	554,7	595,0	667,6
100	35,0	92,5	100,7	122,8	170,7	219,8	309,0
125	23,5	67,0	99,0	100,8	158,1	207,5	302,3

Fonte: elaborada pelo autor

Na Tabela 29, nos pilares do traço 1, durante o ensaio, o termopar instalado na espessura de 25mm se despreendeu e, por motivos de segurança do operador, não foi recolocado, justificando a ausência das anotações após 120 minutos. Os termopares das camadas de 30mm e 40mm apresentaram inconsistência de leitura aos 90min de ensaio, devido ao deslocamento do concreto, sendo desconsiderados. No traço 3, o termopar da camada de 40mm teve uma falha na leitura após 120 minutos de ensaio, apresentando valores incoerentes, sendo igualmente descartado.

A distribuição de temperatura nas seções mostra a baixa condutividade térmica do concreto e reforça a seu potencial de isolamento térmico das armaduras. Após 30 minutos de ensaio, foi possível identificar o núcleo dos pilares a temperatura ambiente. O gradiente de temperatura entre a superfície do pilar e a camada de 25mm da seção, que chegou a ser da ordem de 700°C, pode justificar o deslocamento do concreto por movimentações térmicas diferenciais das camadas. O mecanismo termomecânico pode formar fissuras que induzem, em conjunto com as poro-pressões de vapor, o deslocamento superficial do concreto. Na análise das manifestações patológicas feitas após o ensaio, notaram-se fissuras superficiais nos elementos, principalmente nas arestas, ratificando esta interpretação.

Com o aumento do tempo de exposição às altas temperaturas, o gradiente de temperatura entre sucessivas camadas diminuiu. Nos pilares do traço 2, de maior grau de deslocamento, o gradiente térmico entre a superfície e a camada de 25mm, que com 30 minutos de ensaio foi 577°C, chegou a 232,5°C ao final do ensaio. A temperatura no núcleo dos pilares deste traço, ao término do ensaio, foi de 93,5°C, a maior dentre todos os traços estudados. As temperaturas internas dos pilares do traço 3, com menor grau de deslocamento, foram as menores, fato que reforça a influência deste mecanismo na análise das temperaturas internas. A amplitude entre a temperatura da superfície e da camada de 25mm chegou, nos pilares do traço 3, a quase 700°C, ou seja, 150°C a menos do que de uma seção deslocada (traço 2).

A NBR 15200 (ABNT, 2012) destaca que em 550°C o concreto perde 40% da resistência à temperatura ambiente. Após esta temperatura, as camadas de concreto trabalham sem segurança estrutural, uma vez que a NBR 6118 (ABNT, 2014) define o coeficiente de 1,4 no dimensionamento dos elementos. Logo, quanto maior o tempo de exposição às altas temperaturas, menos seguro se tornava o elemento estrutural. Por outro lado, isto foi verificado apenas em algumas camadas e não na totalidade da

seção do pilar. Como o concreto de cobrimento é desprezado no cálculo estrutural dos elementos fletidos, é possível observar que nos pilares dos traços 1, 2 e 4 esta temperatura crítica foi atingida na camada de 30mm, aos 90 minutos de ensaio. Na ótica do método não-linear de verificação da “isoterma de referência” da *fib* Bulletin nº46 (FIB, 2008), parte-se do pressuposto que estes pilares perderiam a segurança estrutural após 1h30min de exposição às altas temperaturas. Nos pilares do terceiro traço, de menor grau de deslocamento, este tempo é de 2 horas, reforçando a influência do deslocamento no TRF das peças de concreto armado, fenômeno que não é admitido pela NBR 15200 (ABNT, 2012). A distribuição das temperaturas nestes pilares justifica a prioridade das normas técnicas em limitar a temperatura das armaduras para análise da segurança dos elementos em situação de incêndio.

O aquecimento térmico diferencial entre sucessivas camadas da seção e a não linearidade de distribuição das temperaturas contribuem com o arqueamento térmico dos pilares, fenômeno que promove uma deformação dos elementos na direção da superfície aquecida. Admitindo os pilares como elementos de um sistema estrutural, o fenômeno poderia submetê-los a efeitos de segunda ordem quando carregados, o que, dependendo do método empregado para a verificação e/ou dimensionamento do sistema numa situação de incêndio, principalmente os tabelados, não estariam sendo consentidos. Este conjunto de fatores poderia afetar a estabilidade global do sistema, comprometendo a segurança dos usuários e o trabalho das equipes de resgate. O aquecimento térmico diferencial pode contribuir no desenvolvimento de mecanismos termomecânicos indutores do deslocamento do concreto, o que pode reduzir a seção resistente do material e expor camadas mais internas do pilar às altas temperaturas, principalmente as armaduras principais.

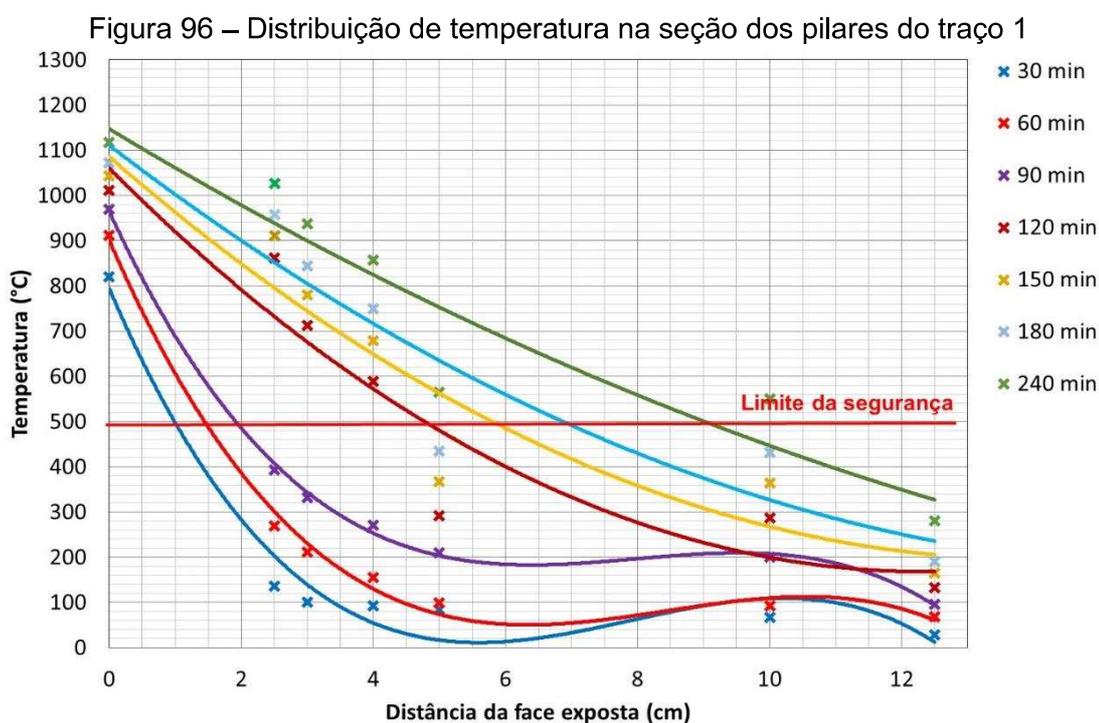
Na sequência, são apresentadas as famílias de curvas de temperatura *versus* espessura do concreto. Nota-se que, de modo geral, a evolução das temperaturas ao interior da seção são semelhantes às da *fib* Bulltein nº46 (FIB, 2008), com sensíveis diferenças justificadas na natureza dos materiais.

A distribuição não linear de temperaturas nos primeiros instantes pode estar atribuída à energia térmica consumida na transformação química dos compostos hidratados (calor latente). O trecho com aspecto linear da distribuição de temperatura caracterizou a troca de calor sem transformação química dos compostos hidratados

(calor sensível), não havendo consumo de energia térmica, notando-se a passagem mais direta de calor ao interior da seção.

4.7.1 Classe de agressividade ambiental I: traço 1

A Figura 96 detalha as curvas de temperatura *versus* profundidade do concreto para os pilares do traço 1, em diferentes tempos de exposição à curva padrão da ISO 834 (ISO, 2014). A linha vermelha representa o limite da segurança estrutural da seção transversal que, segundo a *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007a), se dá em 500°C.



Fonte: elaborada pelo autor

Nos tempos de 120 a 240 minutos, as curvas das camadas mais superficiais da seção (25mm) foram estimados devido ao descolamento dos termopares. Observa-se na Figura 96 que as temperaturas para os tempos de ensaio acima de 120min são diretamente proporcionais à distância da superfície do elemento, ou seja, o concreto não foi uma barreira eficaz. Porém, em tempos menores de ensaio, até 90min, o concreto se mostra um excelente isolante, pois a queda de temperatura da superfície até o interior dos elementos foi elevada.

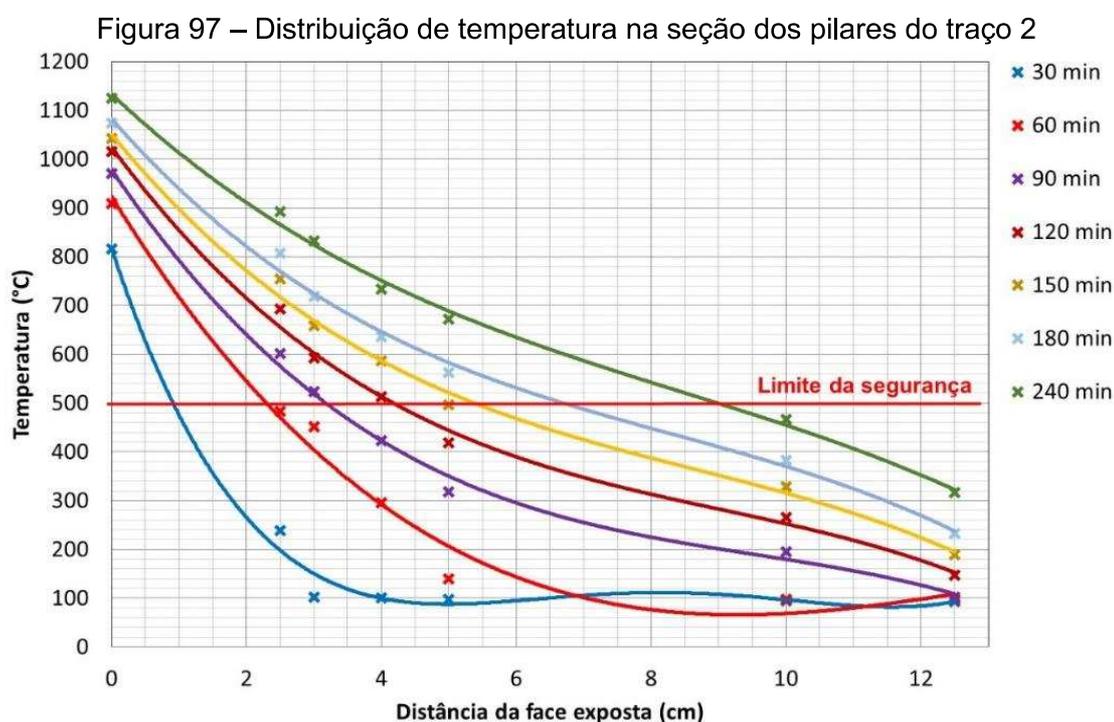
A distribuição não linear de temperaturas nos instantes de 30, 60 e 90 minutos pode estar atribuído a quantidade de energia consumida pelo calor latente produzido, na transformação dos compostos hidratados da pasta, até a evaporação completa da

água contida no interior do concreto. O aspecto linear da distribuição de temperatura na seção caracterizou a troca de calor sem transformação dos compostos hidratados.

Com o tempo de exposição, a temperatura das camadas internas aumenta, reduzindo a capacidade estrutural do elemento, comprometendo a resistência ao fogo da peça.

4.7.2 Classe de agressividade ambiental II: traço 2

A Figura 97 detalha as curvas de temperatura versus profundidade do concreto para o traço 2 em diferentes tempos de exposição à curva padrão da ISO 834 (ISO, 2014). A linha vermelha representa o limite da segurança da seção transversal destes elementos que, segundo a *fib* Bulletin n°38 (FIB, 2007a), se dá em 500°C.



Fonte: elaborada pelo autor

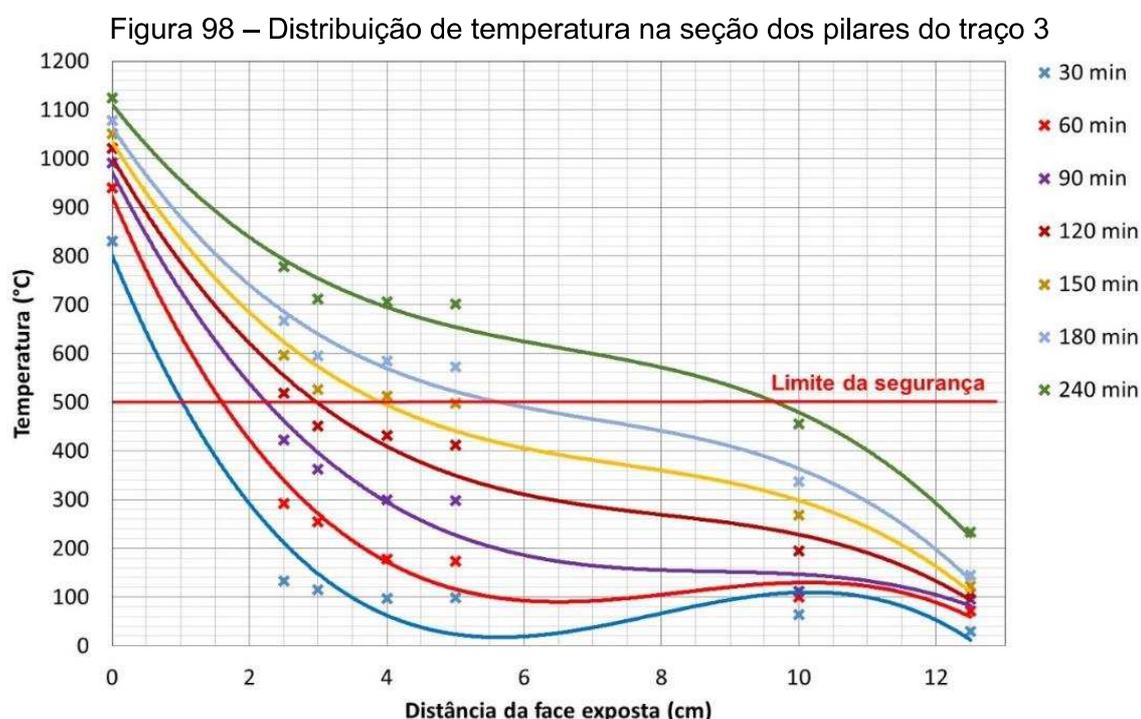
Os pilares deste traço apresentaram boa capacidade de isolamento térmico até os 30 minutos de ensaio, dada a redução brusca das temperaturas ao interior das camadas, diminuindo esta característica com o aumento do tempo de exposição. A condução de calor ao interior do concreto foi mais intensa após 30 minutos de ensaio, notando-se uma redução quase linear das temperaturas, destacando a influência do deslocamento nesta análise.

O patamar quase constante de temperaturas nas espessuras da seção maiores do que 3cm, no tempo de 30 minutos, remete que, mesmo deslocando, a elevação

das temperaturas ao interior da seção dos elementos se dá de forma lenta. A influência do deslocamento se torna mais evidente nos tempos superiores a 30 minutos. Aos 60 minutos, ainda há uma constância de temperaturas nas camadas superiores a 5cm. Nos tempos superiores a este, a baixa condutividade térmica do concreto proporciona um baixo gradiente de temperaturas entre todas as camadas do elemento.

4.7.3 Classe de agressividade ambiental III: traço 3

A Figura 98 destaca a distribuição das temperaturas ao interior da seção dos pilares. A linha vermelha representa o limite da segurança estrutural da seção destes elementos que, segundo a *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007a), se dá nas camadas em que o concreto atinge a temperatura de 500°C.



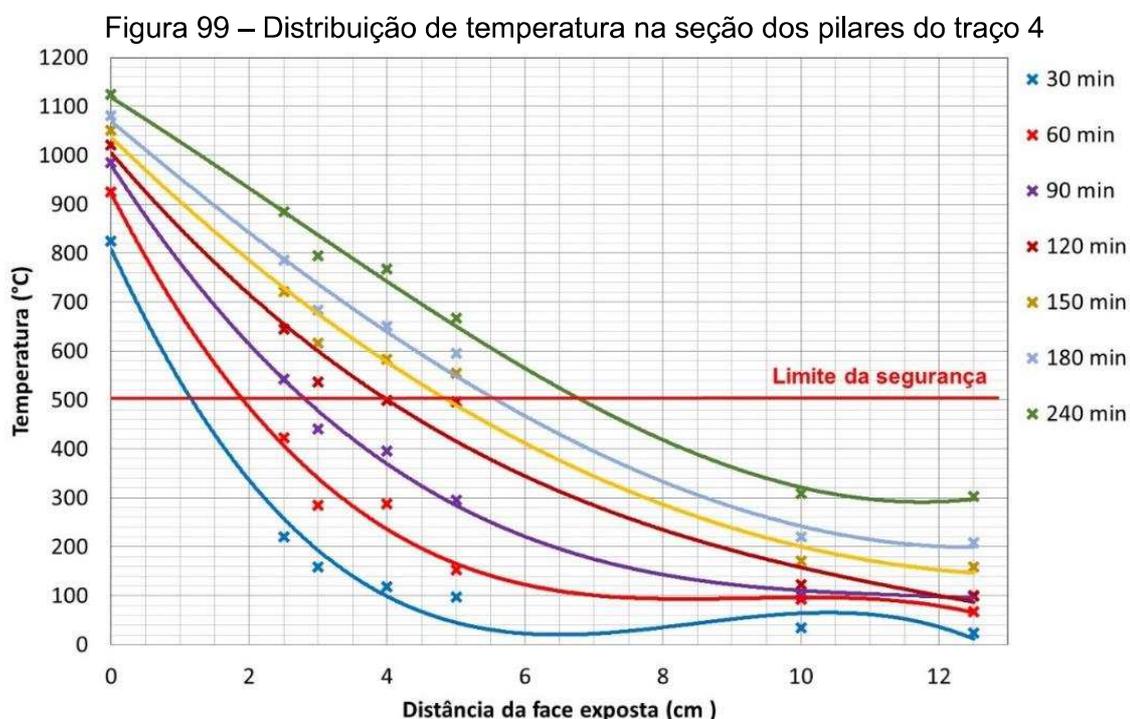
Fonte: elaborada pelo autor

Em comparação com os demais traços, as curvas representativas da evolução das temperaturas ao interior das camadas da seção dos pilares do traço 3 remeteram ao bom comportamento isolante do concreto, ressaltado pela redução não linear das temperaturas ao interior da seção, evidenciando o baixo coeficiente de condutividade térmica do concreto. Notou-se que nos pilares com pequeno grau de deslocamento, como neste caso, o concreto atua como um bom isolante térmico, preservando as camadas mais internas da seção e aumentando, de forma não linear, as temperaturas ao interior dos elementos de concreto.

Até 30 minutos de ensaio, observou-se um patamar constante de temperaturas nas camadas superiores a 2,5cm. Nos demais tempos, os gradientes térmicos entre sucessivas camadas aumentou em paralelo com o aumento do tempo de exposição, mas de forma menos intensa em relação aos demais traços, que tiveram maiores graus de deslocamento em relação a este. Desta comparação, evidencia-se que o deslocamento, e as fissuras formadas pelos mecanismos indutores deste fenômeno, como o termomecânico, propiciam a entrada de gases quentes para as camadas mais internas, criando um caminho para elevar, de forma mais intensa, as temperaturas ao interior da seção, o que já não foi percebido nos elementos com menores graus de deslocamento, como os do traço 3.

4.7.4 Classe de agressividade ambiental IV: traço 4

A Figura 99 destaca a distribuição das temperaturas na seção dos pilares para os traços da classe de agressividade ambiental IV. A linha vermelha representa o limite da segurança estrutural da seção destes elementos que, segundo a *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007a), se dá nas camadas em que o concreto atinge a temperatura de 500°C.



Fonte: elaborada pelo autor

Notou-se que, após 90 minutos de ensaio, as temperaturas foram diretamente proporcionais à distância da superfície aquecida, evidenciando que o concreto, neste

caso, não atuou como uma barreira eficaz, provavelmente devido ao deslocamento da seção. Até 30 minutos de exposição, o gradiente térmico entre camadas ressalta a baixa condutividade de calor do concreto, mas não se percebendo, como nos pilares do traço 3, um patamar constante de temperatura nas camadas mais profundas da seção, ressaltando a influência do deslocamento nesta leitura.

As fissuras observadas nestes pilares, principalmente aquelas com origem nas movimentações térmicas diferenciais entre sucessivas camadas, podem justificar esta taxa de evolução mais acentuada das temperaturas ao interior da seção, não sendo notada a influência do concreto, que possui um bom poder de isolamento térmico. As curvas foram semelhantes às da *fib* Bulltein nº46 (FIB, 2008), tendo, contudo, valores distintos, devido à natureza dos materiais.

A distribuição não linear de temperaturas nos instantes de 30, 60 e 90 minutos pode estar atribuído a quantidade de energia consumida na transformação dos compostos hidratados da pasta, até a evaporação completa da água contida no interior do concreto, sendo semelhante aos resultados de Ko, Ryu e Noguchi (2011).

4.7.5 Correlação dos resultados

Na Tabela 30 está detalhado, para cada intervalo de tempo de TRRF da NBR 14432 (ABNT, 2001a), a espessura de concreto que atua com temperatura de 500°C, definida pela *fib* Bulletin nº38 (FIB, 2007a) como sendo a crítica do concreto.

Tabela 30 – Espessura de cobrimento de concreto na temperatura crítica de 500°C

Tempo (min)	Espessura do concreto (mm)			
	Traço número			
	1	2	3	4
30	08	09	10	11
60	14	23	16	19
90	19	31	22	28
120	48	42	30	40
150	58	54	39	49
180	67	67	56	56
240	90	90	96	68

Fonte: elaborada pelo autor

Até 30 minutos de ensaio, o grau de deslocamento da seção dos pilares e o traço do concreto pareceu não influenciar na formação de camadas com temperaturas superiores a 500°C, reforçando a baixa condutividade térmica do concreto. Após este tempo, a participação do traço se tornou nítida, devido ao grau do deslocamento. Os

pilares do traço 2, mais afetados pelo fenômeno, tiveram uma maior espessura com temperaturas acima dos 500°C, até 120 minutos. Para elevados tempos de exposição, os pilares do traço 3, menos afetados pelo fenômeno, tiveram menores espessuras da seção atuando na faixa crítica de temperatura, exceto no tempo de 240 minutos. A menor resistência e maior porosidade do traço 3 pode ter contribuído para a redução da condutividade térmica do concreto, tal como destaca a *fib* Bulletin nº38 (2007).

Dadas as espessuras de cobrimento praticadas em norma, e sendo a mínima de 25mm, nota-se que, até 60 minutos de exposição, nenhum dos pilares apresentou, uma temperatura maior que 500°C nas camadas superiores a 25mm. Aos 90 minutos, a camada de 25mm dos pilares do traço 2 e 4 atingiram esta temperatura, devido ao maior grau de deslocamento destes. Para tempos superiores a 90 minutos, portanto, uma análise mais detalhada destes elementos deve ser feita, visto que, aos 120 minutos, espessuras superiores a 30mm atingiram a temperatura crítica de 500°C.

A Tabela 30 pode auxiliar, inclusive, na interpretação dos resultados de temperatura média das armaduras obtidas durante o ensaio de resistência ao fogo, devendo ser analisado em conjunto com os resultados do grau de deslocamento dos pilares, conforme recomendam Kalifa, Menneteau e Quenard (2000). Estes resultados estão apresentados na sequência.

4.8 TEMPERATURA MÉDIA DAS ARMADURAS

As temperaturas das barras longitudinais e da superfície das amostras estão apresentadas na Tabela 31.

Tabela 31 – Temperatura, em °C, nas armaduras longitudinais

Cobrimento/ diâmetro (mm)	Tempo (minutos)							
	30	60	90	120	150	180	240	
Traço 1 (classe de agressividade ambiental 1)								
Superfície	819,9	912,5	969,8	1012,2	1043,5	1073,3	1116,7	
25	Ø10	326,9	549,0	680,8	779,5	847,8	903,75	987,3
	Ø16	280,4	508,1	636,1	730,5	802,5	861,75	954,4
30	Ø10	293,6	487,4	613,1	703,3	773,6	832,3	924,4
	Ø16	196,3	432,2	564,9	661,2	733,0	798,0	900,4
40	Ø10	161,6	344,1	478,7	604,7	669,9	731,7	848,5
	Ø16	140,9	352,8	494,1	593,6	656,3	720,3	836,7
50	Ø10	144,1	350,4	478,8	576,2	642,0	694,6	796,8
	Ø16	110,6	250,8	379,4	477,6	553,3	617,2	728,3
Traço 2 (classe de agressividade ambiental 2)								
Superfície	815,1	909,1	969,8	1015,4	1041,6	1073,3	1124,9	
25	Ø10	104,8	590,4	715,5	796,5	850,0	900,6	980,4
	Ø16	177,6	469,0	597,7	682,9	750,0	809,2	902,8
30	Ø10	247,6	488,0	610,2	707,4	774,1	828,9	918,2
	Ø16	220,6	458,9	585,1	684,1	753,5	809,3	899,6
40	Ø10	107,2	303,9	431,9	526,2	601,5	664,1	772,0
	Ø16	111,8	286,1	401,5	493,3	567,6	627,6	740,4
50	Ø10	122,5	347,7	469,2	545,7	606,3	659,3	761,3
	Ø16	100,5	269,9	392,7	478,2	538,4	585,5	677,4
Traço 3 (classe de agressividade ambiental 3)								
Superfície	829,7	939,5	991,2	1020,5	1050,8	1077,8	1123,6	
25	Ø10	215,3	442,3	549,3	583,4	676,9	825,2	934,2
	Ø16	251,8	469,2	559,5	589,9	679,3	792,5	894,0
30	Ø10	97,9	462,2	600,9	695,4	766,8	826,2	834,8
	Ø16	191,15	455,0	554,6	621,4	682,3	737,8	924,4
40	Ø10	111,4	291,8	441,1	536,6	617,4	680,9	799,8
	Ø16	100,9	160,7	361,5	458,7	536,4	605,8	725,6
50	Ø10	225,3	361,6	499,7	588,0	655,6	718,3	649,7
	Ø16	166,6	375,8	429,6	478,8	529,9	570,9	828,8
Traço 4 (classe de agressividade ambiental 4)								
Superfície	825,1	925,1	985,6	1021,8	1051,1	1081,0	1125,3	
25	Ø10	177,0	475,1	605,5	703,3	778,3	842,1	944,7
	Ø16	221,4	475,5	608,0	710,8	787,9	849,5	943,0
30	Ø10	333,4	518,9	635,7	727,9	796,9	856,3	945,9
	Ø16	290,7	490,4	608,6	694,6	766,4	828,4	924,9
40	Ø10	213,3	395,3	513,9	605,5	672,4	737,2	839,8
	Ø16	98,9	303,9	443,8	542,8	624,0	677,7	782,55
50	Ø10	117,85	295,9	427,9	524,6	599,1	661,7	757,1
	Ø16	110,9	240,2	358,6	453,8	525,0	584,7	689,3

Fonte: elaborada pelo autor

A diferença entre a temperatura da superfície do pilar e das armaduras constituintes ressalta a capacidade de isolamento térmico do concreto de cobrimento. Esta diferença de temperatura chegou a ser de 710,3°C aos 30 minutos de ensaio, diminuindo com o aumento do tempo de exposição às altas temperaturas, remetendo

à baixa condutividade térmica do concreto. O diâmetro mostrou exercer influência na temperatura média. As armaduras de menor diâmetro tiveram temperaturas médias superiores às armaduras de maior diâmetro, semelhante aos resultados de Kodur, Yu e Dwaikat (2013).

O deslocamento do concreto aparentou não influenciar nas temperaturas das armaduras, ao menos nos instantes iniciais. Ao término do ensaio, a influência deste fenômeno nas temperaturas das barras foi mais perceptível. Nos pilares do traço 3, menos afetados pelo mecanismo, as temperaturas medidas se mostraram inferiores às dos pilares dos demais traços, principalmente nos casos de menor espessura de cobrimento.

Apenas em dois pilares se verificou uma exposição direta das barras às altas temperaturas. Após o ensaio se notou que, no instante do deslocamento do concreto nos instantes iniciais da exposição ao calor, uma camada residual de cobrimento ainda restava sobre as barras. Pela baixa condutividade térmica do concreto, este fato pode justificar as temperaturas médias das armaduras, inseridas em pilares de diferentes traços, serem semelhantes nos instantes iniciais. Destaca-se que estas camadas residuais de cobrimento das barras foram menores nos traços de maior grau de deslocamento. Logo, com a redução da espessura, mas tendo ainda uma camada residual que protegia as barras, a condutividade térmica do concreto fez com que a diferença de temperatura entre as armaduras dos diferentes pilares se tornasse mais evidente após 120 minutos. Neste instante, a influência do grau do deslocamento se tornou mais perceptível e influente.

Analisando a Tabela 31 e comparando-a com a Tabela 29, as temperaturas do concreto da camada de cobrimento mostraram-se menores do que as medidas nas armaduras. Duas justificativas podem explicar estes resultados. A primeira remete à probabilidade de o deslocamento do concreto ter exposto, em apenas dois pilares, as armaduras diretamente ao calor, fazendo sua temperatura média aumentar, tornando-se, assim, superior à do concreto do entorno, devido a maior condutividade térmica destas. A segunda justificativa pode ser interpretada sob a perspectiva dos mecanismos termomecânicos incidentes no concreto durante a exposição ao calor, os quais podem ter formado fissuras que ofereceram um caminho para a entrada de calor ao interior do elemento estrutural, expondo as barras às altas temperaturas.

A maior temperatura média das armaduras pode, inclusive, ter influenciado no fenômeno do deslocamento superficial do concreto, principalmente na formação do mecanismo termo-hidráulico, influenciando a magnitude e profundidade de ocorrência do pico da tensão de vapor de água. As armaduras aqueceram o concreto do seu entorno, forçando a migração de vapor de água para a superfície externa do pilar. Por outro lado, esta superfície do pilar, que também estava sendo aquecida, conduziu à uma percolação de vapor de água ao interior da seção do pilar. Os dois processos influenciaram no instante, na magnitude e no local da formação deste pico de pressão de vapor. Esta interpretação pode ser uma das justificativas dos deslocamentos não necessariamente ocorrerem na interface entre o concreto e a armadura longitudinal.

Quanto maior a espessura de cobrimento, menor foi a temperatura das barras e mais tardiamente se atingiu a temperatura de 500°C, definida pelas normas como a crítica das armaduras principais de pilares. Nota-se que a temperatura das armaduras, para o mesmo tempo de exposição ao fogo, geralmente, foi superior a temperatura da espessura da camada de cobrimento. Este fato evidencia que alguma fissura pode ter criado um caminho para ingresso de gases quentes ao interior da seção, submetendo um trecho das armaduras em contato com o calor. Pela maior condutividade térmica destas, notou-se, portanto, temperaturas maiores nas barras do que no concreto que as entornava.

Analisando as temperaturas nas armaduras e enfatizando que estes são os elementos mais sensíveis ao calor destas estruturas, avaliou-se o desempenho dos pilares às altas temperaturas e determinou-se o TRF destes, admitindo como temperatura crítica 500°C, tal como praticado pela AS 3600 (AS, 2009), BS 8110 (BSI, 1985) e JIS 1304 (JIS, 1994) nos métodos tabelados de verificação estrutural. O acompanhamento da evolução da temperatura nas barras dos pilares, e o respectivo TRF, foi determinado em função do (a) traço do concreto e da (b) espessura de cobrimento, sendo apresentado na sequência.

Analisando as temperaturas das armaduras da Tabela 31 de mesmo traço, mas cobrimentos distintos, a Tabela 32 apresenta o TRF de cada elemento.

Tabela 32 – TRF dos pilares ensaiados segundo o traço, diâmetro e cobrimento

Traço	Diâmetro armadura (mm)	TRF atendido (min)			
		Cobrimento das armaduras (mm)			
		25	30	40	50
1	10	52	63	95	95
	16	60	75	90	127
2	10	47	61	105	105
	16	67	67	120	127
3	10	67	73	90	107
	16	68	73	135	135
4	10	57	65	90	112
	16	62	68	105	135

Fonte: elaborada pelo autor

O diâmetro das armaduras longitudinais influenciou no TRF da estrutura, assim como a espessura de cobrimento.

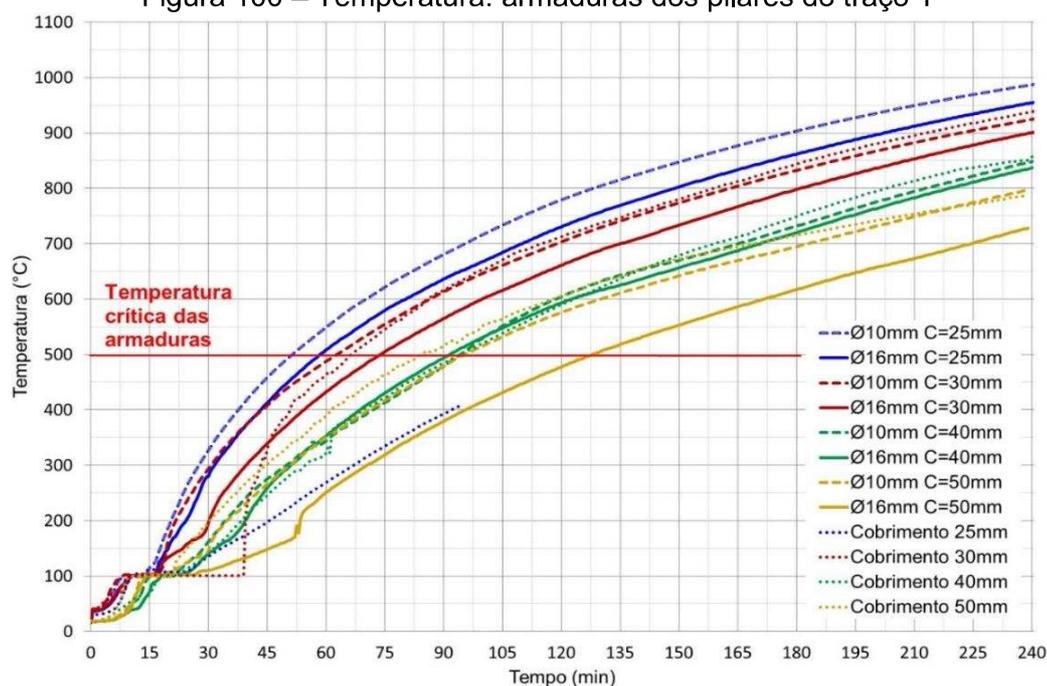
Admitindo que elementos sejam construídos com barras de 10mm, os pilares, independente do traço, poderiam atender a um TRRF de 45 minutos com o cobrimento de 25mm, 60 minutos com o cobrimento de 30mm e 90 minutos com os cobrimentos de 40mm e 50mm, apontando que a espessura de cobrimento prepondera em relação à resistência à compressão.

Na sequência serão apresentadas as famílias de curvas de temperatura das armaduras dos pilares de mesmo traço e espessuras de cobrimento diferentes. Nos primeiros minutos de exposição, as temperaturas médias das barras apresentam um patamar constante de valores, justificado no grau de saturação dos poros, semelhante aos resultados de Consolazio, McVay e Rish (1997). Segundo a bibliografia, a temperatura do concreto começa a aumentar após a evaporação de sua água livre capilar, que reduz a taxa na qual a temperatura no esqueleto sólido. A análise feita a seguir auxilia na interpretação do deslocamento nos pilares, com suporte à teoria do mecanismo termo-hidráulico.

4.8.1 Classe de agressividade ambiental I: traço 1

Na Figura 100 estão as curvas de “temperatura *versus* tempo de exposição à curva padrão” das armaduras de 10mm e 16mm de diâmetro, admitindo como variável a espessura de cobrimento.

Figura 100 – Temperatura: armaduras dos pilares do traço 1



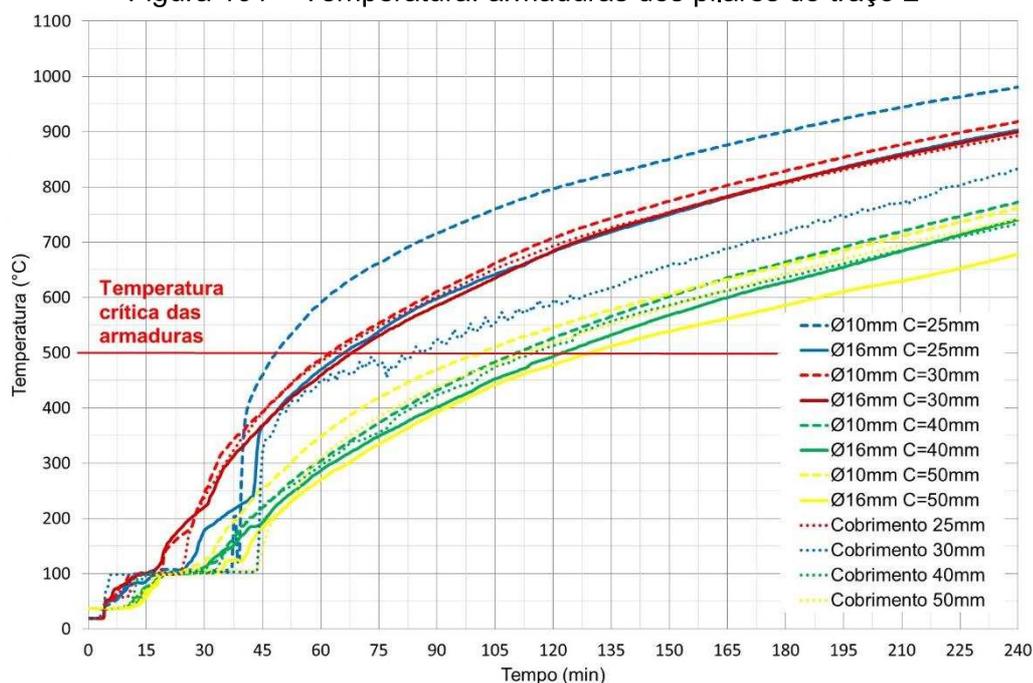
Fonte: elaborada pelo autor

As barras de menor diâmetro (10mm) tiveram uma temperatura média maior em relação às de maior diâmetro (16mm). Nota-se que a temperatura das armaduras aumenta após a evaporação da água livre dos poros, evidenciada pelo patamar de temperatura constante, tal como analisado por Klingsh (2014), representativo do ponto de ebulição da água, na faixa dos 100°C, conforme destacado por Mehta e Monteiro (2014). A temperatura média da camada de concreto que entornava as barras foi sempre menor, destacando que alguma fissura incidente nos pilares pode ter criado um caminho para o ingresso dos gases quentes ao interior da seção, aumentando a temperatura das armaduras. A espessura de cobrimento influenciou na temperatura média das barras, enaltecendo o bom comportamento isolante do concreto.

4.8.2 Classe de agressividade ambiental II: traço 2

Na Figura 101 estão as curvas de “temperatura *versus* tempo de exposição à curva padrão” das armaduras de 10mm e 16mm de diâmetro, admitindo como variável a espessura de cobrimento.

Figura 101 – Temperatura: armaduras dos pilares do traço 2



Fonte: elaborada pelo autor

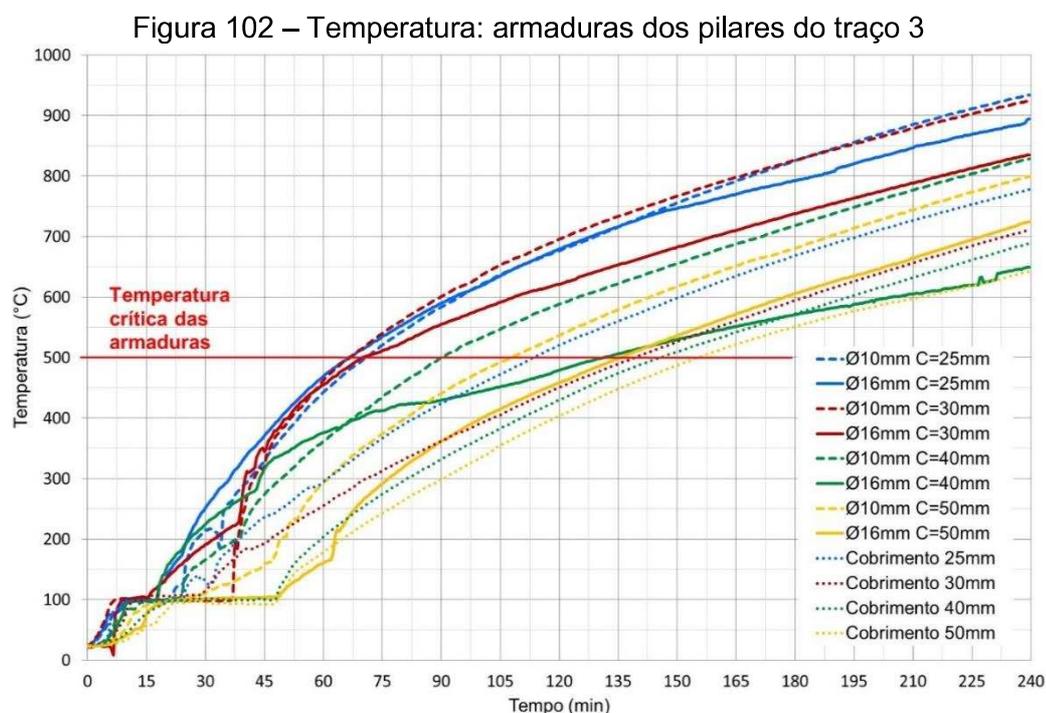
A barra de 10mm de diâmetro com cobrimento de 25mm destoou das demais, apresentando uma súbita taxa de crescimento da temperatura nos instantes iniciais, influenciando sua temperatura média durante o ensaio, provavelmente devido ao deslocamento do concreto nos primeiros instantes de exposição.

Neste traço, a influência do cobrimento se tornou mais evidente nas espessuras de 40mm e 50mm, as quais proporcionaram barras com temperaturas de quase 30°C menores do que as barras com cobrimentos de 25mm e 30mm. Os pilares deste traço foram os mais afetados pelo fenômeno do deslocamento, principalmente o pilar com 50mm de cobrimento, que apresentou uma perda de seção de quase 4% superior ao pilar com cobrimento 40mm. Apesar disto, a temperatura das armaduras de ambos foi semelhante, evidenciando a pequena influência que o deslocamento proporciona na resistência ao fogo dos elementos de concreto em termos de temperatura das barras.

Nota-se que a temperatura das armaduras aumenta após a evaporação da água livre dos poros do concreto, evidenciado pelo patamar de temperatura constante, semelhante ao obtido por Klingsch (2014), representativo do ponto de ebulição da água, na faixa dos 100°C, conforme destacado Mehta e Monteiro (2014).

4.8.3 Classe de agressividade ambiental III: traço 3

Na Figura 102 estão as curvas de “temperatura *versus* tempo de exposição à curva padrão” das armaduras de 10mm e 16mm de diâmetro, admitindo como variável a espessura de cobrimento.



Fonte: elaborada pelo autor

A semelhança das temperaturas nas armaduras com cobrimento de 25mm e 30mm condiz com a diferença destas espessuras. Destaca-se que estes dois pilares foram aqueles com o menor grau de deslocamento dentre todos. Nas espessuras de 40mm e 50mm a influência do cobrimento das armaduras foi mais perceptível. Em relação aos demais traços, as temperaturas das barras destes pilares foram menores, devido ao pequeno grau de deslocamento.

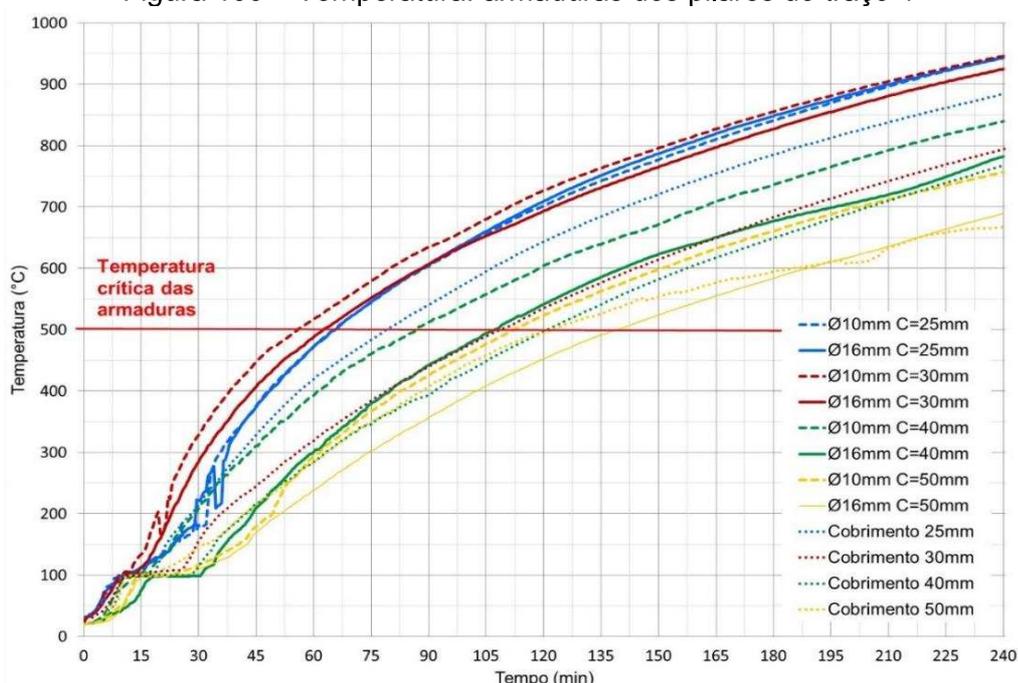
As armaduras de menor diâmetro produziram temperaturas médias maiores. O concreto circundante das barras apresentou uma temperatura sempre menor do que elas, destacando, pela maior condutibilidade térmica do aço em relação ao concreto, que alguma fissura, provinda da movimentação térmica diferencial entre as camadas da seção, criou um caminho para o ingresso de gases quentes ao interior do concreto, exposto um trecho das barras a temperaturas elevadas. As armaduras e o concreto aumentaram de temperatura após a evaporação da água livre dos poros do concreto,

evidenciado pelo patamar constante de temperaturas, representativo do ponto de ebulição da água, na faixa dos 100°C, convergindo com Mehta e Monteiro (2014).

4.8.4 Classe de agressividade ambiental IV: traço 4

Na Figura 103 estão as curvas de “temperatura *versus* tempo de exposição à curva padrão” das armaduras de 10mm e 16mm de diâmetro, admitindo como variável a espessura de cobrimento.

Figura 103 – Temperatura: armaduras dos pilares do traço 4



Fonte: elaborada pelo autor

As temperaturas médias das armaduras de menor diâmetro foram, a exemplo dos pilares dos demais traço, maiores do que as de maior diâmetro. A temperatura do concreto que as entornava foi menor, destacando a baixa condutividade térmica deste em relação ao aço. Alguma fissura gerada por mecanismos termomecânicos pode ter proporcionado o ingresso de gases quentes ao interior dos pilares, expondo alguns trechos das barras a temperaturas mais elevadas. O aumento de temperatura do aço e do concreto, no entanto, se deu somente após a evaporação da água livre dos poros, destacada pelo patamar constante de temperatura na faixa dos 100°C, que é o ponto aproximado de ebulição da água, convergindo com as análises de Mehta e Moneiro (2014). A semelhança das temperaturas das armaduras com cobrimento de concreto de 25mm e 30mm, se justifica nesta pequena diferença entre as espessuras, de 5mm.

O gradiente de temperatura entre as armaduras de mesmo cobrimento, mas de diferentes diâmetros, varia, no máximo, 15°C. Em alguns instantes estas temperaturas foram semelhantes, podendo atribuir ao deslocamento de aresta dos elementos. Os maiores diâmetros promoveram maiores graus de deslocamento dos pilares, mas, por outro lado, a temperatura destas barras de maior diâmetro foi menor, o que pode, em alguns casos, ter equilibrado os resultados finais.

4.8.5 Correlação dos resultados com os métodos normativos de verificação

O comparativo dos resultados experimentalmente obtidos de TRF dos pilares com os métodos normativos de verificação estrutural está apresentado na Tabela 33.

Tabela 33 – TRF versus cobrimento

Cobrimento (mm)	Diâmetro armadura (mm)	Traço	TRF atendido (minutos)	
			Experimental	Analítico
25	10	1	52	41
		2	47	
		3	67	
		4	57	
	16	1	60	47
		2	67	
		3	68	
		4	62	
30	10	1	63	51
		2	61	
		3	73	
		4	65	
	16	1	75	57
		2	67	
		3	73	
		4	68	
40	10	1	95	72
		2	105	
		3	90	
		4	90	
	16	1	90	79
		2	120	
		3	135	
		4	105	
50	10	1	95	96
		2	105	
		3	107	
		4	112	
	16	1	127	105
		2	127	
		3	135	
		4	135	

Fonte: elaborada pelo autor

Este comparativo foi realizado pelo método analítico da NBR 15200 (ABNT, 2012). O método tabular não foi empregado, uma vez que ele é válido para pilares com apenas uma face exposta às chamas. No apêndice B é apresentado o memorial de cálculo desta verificação.

Notou-se que o método analítico é mais conservador do que o experimental, mostrando a importância da realização de ensaios para determinação do TRF real, exceto nos casos em que o elemento estrutural for feito com espessura de cobrimento de 50mm, diâmetro da armadura longitudinal de 10mm e traço do concreto com os parâmetros da classe de agressividade ambiental 1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015), por 1 minuto.

O incremento das espessuras de cobrimento das armaduras foi mais eficiente do que o aumento do diâmetro, apesar desta última, em alguns casos, aumentar o TRF dos elementos. As características do concreto constituinte dos pilares – como resistência à compressão, relação a/c e consumo de cimento – não influenciou na temperatura das armaduras principais, semelhante ao obtido por Rodrigues, Santos e Pires (2012) e convergindo com os critérios do método analítico da NBR 15200 (ABNT, 2012), que não admite os parâmetros do concreto na análise.

Os maiores diâmetros das armaduras tiveram temperaturas médias menores, tal como o obtido por Kodur, Yu e Dwaikat (2013). No entanto, estudos experimentais, como o de Franssen (2000), indicaram que o uso de armaduras de grandes diâmetros (25mm) promoveram o incremento dos mecanismos indutores de deslocamento nas arestas dos pilares, não se observando, neste caso, um benefício direto, tal como obtido neste trabalho. Neste estudo se verificou que os maiores deslocamentos ocorreram nos cantos que continham as barras de maiores diâmetros, reforçando os resultados numérico-computacionais de Chung e Conzolazio (2004), onde se comprovou que armaduras de maior diâmetro funcionam como uma barreira impermeável, acumulando pressões pelo “efeito barreira” ou “efeito parede” (mecanismo termo-hidráulico).

Constatou-se que o método analítico de cálculo do TRF da NBR 15200 (ABNT, 2012) se mostrou seguro, uma vez que o TRF experimentalmente obtido foi superior ao deduzido pelos cálculos de verificação estrutural propostos no método. Tal como constatado nos resultados dos ensaios e comprovado na análise numérica da norma,

o aumento do diâmetro das armaduras promove uma melhora no seu desempenho dos pilares ao fogo, aumentando o seu TRF.

4.9 RESISTÊNCIA MECÂNICA RESIDUAL DOS MATERIAIS

4.9.1 Perda de resistência do concreto pós-ensaio

A Tabela 34 apresenta os resultados do ensaio de resistência à compressão realizado nas amostras extraídas dos pilares ensaiados, ou seja, após a exposição às altas temperaturas. Os resultados tiveram uma variação provinda da integridade dos testemunhos extraídos, muitos vindo a se desintegrar durante este processo, devido às transformações físicas e químicas. Das extrações realizadas nos pilares, no caso do traço um, dois corpos de prova por foram obtidos. Nos demais traços, apenas um testemunho foi obtido, devido a desintegração dos elementos no ato da extração.

Tabela 34 - Resistência à compressão após exposição às altas temperaturas

Traço	Altura de Extração (cm)	Profundidade*	h (mm)	d (mm)	h/d	fci, ext, inicial (MPa)	fci, ext corrigido (MPa)	fc referência (MPa)	Coefficiente Redução Resistência
1	115	F	86	48,3	1,78	39,2	41,6	47,9	0,86
	143	F	86,4	49,1	1,76	27,8	29,5		0,61
2	93	F	98,7	49,8	1,98	38,3	41,3	61,9	0,66
	128	F	97,6	49,8	1,96	52,1	56,1		0,90
	144	F	98,6	49,6	1,99	26,1	28,2		0,45
3	84	F	98,7	49,6	1,99	13	14,0	40,2	0,34
	209	F	97,3	49,8	1,95	13,3	14,3		0,35
4	132	F	99,6	50,5	1,97	37,3	40,2	75,6	0,53
	143,5	F	93,2	50,7	1,84	42,5	45,3		0,60

* Legenda: F = Parte final do testemunho, junto a superfície menos exposta;

Fonte: elaborada pelo autor

Esta grande variabilidade nos resultados também foi observada por Kodur (2014), que compilou os resultados experimentais de resistência à compressão de diversos programas experimentais.

4.9.2 Perda de resistência das armaduras pós-ensaio

A Tabela 35 e a Figura 104 apresentam os resultados do ensaio. As armaduras de referência são aquelas que não foram submetidas à ação das altas temperaturas.

Tabela 35 – Resistência residual das armaduras pós-incêndio

Pilar	Diâmetro Armadura (mm)	Temperatura média atingida (°C)	Tensão escoamento f_y (MPa)		Tensão de ruptura f_u (MPa)	
			Medida	Percentual Perdido (%)	Medida	Percentual Perdido (%)
Referência	10	Meio ambiente	468,2		524,8	
	16	Meio ambiente	472,1		563,4	
T4P1	10	944,7	271,2	42,1	396,1	24,5
	16	943,0	259,7	45,0	400,9	28,8
T4P2	10	945,9	288,2	38,4	411,0	21,7
	16	924,8	232,0	50,8	378,4	32,8
T4P3	10	839,8	332,3	29,0	468,8	10,7
	16	782,5	304,8	35,4	477,4	15,3
T4P4	10	757,1	261,2	44,2	446,1	15,0
	16	689,3	206,9	56,2	485,9	13,7

Fonte: elaborada pelo autor

Figura 104 – Resistência residual das armaduras pós-incêndio



Fonte: elaborada pelo autor

Verificou-se que as armaduras de 16mm de diâmetro apresentaram as maiores perdas de resistência, tanto tensão de escoamento quanto ruptura, mesmo as barras de 10mm possuindo uma temperatura máxima maior do que estas durante o ensaio. As perdas na tensão de escoamento do aço ficaram compreendidas entre 29,0% e 56,2%.

Para temperaturas na faixa dos 800-900°C, a NBR 15200 (ABNT, 2012) cita que a redução das propriedades mecânicas das barras é de aproximadamente 90%.

Logo, presume-se que as armaduras parte da resistência após o resfriamento, apesar de que, acima dos 500°C, as alterações na microestrutura do aço são, em parte, irreversíveis (FERNANDES, 2008).

4.10 DEFORMAÇÕES

A deformação dos pilares, observadas durante o ensaio, estão apresentadas na Figura 105.

Figura 105 – Efeito do arqueamento: pilares (a) traço 1 e (b) traço 4



(a)

(b)

Fonte: registrada pelo autor

A diagramação dos deslocamentos laterais sofridos pelos pilares ao longo dos ensaios estão apresentados no Apêndice A. Observou-se que os elementos tiveram um arqueamento na direção da superfície exposta às altas temperaturas, originado pelo aquecimento térmico diferencial da amostra. Em alguns casos, em determinado instante do ensaio, as deformações dos pilares começaram a reduzir.

Os pilares, com este aquecimento diferencial, comportam-se como elementos híbridos a partir do instante que o calor promoveu uma redução das características mecânicas do concreto. O aquecimento diferencial entre camadas induziu a formação de tensões térmicas diferenciais, principalmente entre a face aquecida e não aquecida das peças, fato que corroborou com a produção deste arqueamento, além da condição rotulada dos extremos destes pilares. A medida que as deformações e redução das propriedades mecânicas eram desenvolvidas, os gradientes térmicos induziam a um

deslocamento do centroide de massa dos pilares para a face não exposta ao fogo, excêntrico ao baricentro da peça.

O centroide de massa da seção, com a continuidade do aquecimento, se deslocou no sentido da face não exposta ao calor, induzido pelas dilatações térmicas da face aquecida. A partir do instante em que este centroide se afastou do baricentro do elemento, uma excentricidade foi produzida entre estes, originando um momento fletor contrário ao induzido pelas deformações térmicas, o que provocou uma redução das deformações finais.

Isto foi observado em alguns pilares, mas com intensidades moderadas. As deformações dos pilares em direção à face aquecida aumentaram até um determinado instante do ensaio, sendo notado uma sensível redução dos deslocamentos devido ao momento fletor contrário produzido pelo deslocamento do centroide.

Os deslocamentos médios dos pilares foram semelhantes. As deformações máximas observadas foram de 30mm. Em alguns pontos era possível perceber que havia uma tendência dos pilares de menor espessura de cobrimento apresentarem maiores deformações. Tal fato pode ser interpretado sobre a perspectiva de que, nos menores cobrimentos, as temperaturas médias das barras eram maiores, logo a redução de suas propriedades mecânicas era mais intensa.

5. CONCLUSÕES

5.1 CONCLUSÕES GERAIS

As novas exigências de desempenho dos sistemas estruturais propostos pela norma de desempenho, a NBR 15575 (ABNT, 2013a), evidenciam a necessidade de uma maior integração entre as normas regulamentadoras prescritivas. Por outro lado, certas recomendações destas regulamentações técnicas parecem discrepantes, com uma relação causa *versus* efeito ineficiente. As prescrições de durabilidade da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015) e as de resistência ao fogo da NBR 15200 (ABNT, 2012), aplicáveis às estruturas de concreto, são exemplos disso.

Avaliando protótipos de pilares pré-fabricados construídos com os materiais e nas condições definidas neste trabalho, é possível concluir que o aumento da classe de agressividade ambiental e, conseqüentemente, da necessidade de maior qualidade do concreto, promoveu, até determinada resistência à compressão deste material, um incremento do grau de deslocamento e perda de seção dos elementos. A magnitude da redução da seção dos elementos não influenciou na temperatura das armaduras principais, sendo estes os elementos mais sensíveis, em comparação com o concreto, às altas temperaturas, em termos de redução da resistência mecânica.

Notou-se haver uma tendência do deslocamento do concreto dos pilares não expor as armaduras principais diretamente às altas temperaturas, restando, após o deslocamento, uma espessura de cobrimento residual às barras que, pela baixa condutividade térmica do concreto, protegia-as por mais algum tempo. A influência do grau do deslocamento na temperatura das armaduras foi mais evidente após 120 minutos de ensaio, pois, nos instantes iniciais, até os 90 minutos, a diferença de temperatura entre armaduras dos pilares de diferentes traços, com diferentes graus de deslocamento, não foi significativa, dada a proteção térmica que esta espessura residual de cobrimento ainda proporcionava às barras.

Este instante, de até 90 minutos, convergiu com o tempo em que foi observado uma distribuição não linear de calor ao interior da seção, devido a quantidade de calor absorvido pelos compostos do cimento em processo de desidratação (calor latente). Com a interrupção de suas transformações químicas nos instantes mais elevados de exposição, o calor passou a não ser mais absorvido por estes produtos, havendo uma transferência de calor mais direta ao interior da seção (calor sensível), marcado pela

distribuição linear de temperatura nas camadas superficiais, aquecendo, portanto, intensamente as armaduras, que passaram, a partir destes instantes, a não mais contar com o baixo coeficiente de condutividade térmica do concreto, devido a elevada transformação química que já incidia sobre os seus compostos.

Nos elementos deslocados, em nenhum caso, se notou a exposição de todo o perímetro das armaduras principais. Por outro lado, foi notado que o deslocamento do agregado graúdo somente ocorreu nos casos em que o concreto não deslocou. Nestas situações, as camadas do concreto expostas ao fogo não eram renovadas, como ocorre quando há o deslocamento, submetendo os agregados graúdos, destes elementos sem perda de seção, a temperaturas mais elevadas do que as das seções deslocadas, promovendo as condições ideais, em termos de intensidade do calor de exposição, às transformações físico-químicas no basalto.

Os resultados demonstraram haver influência dos diâmetros das armaduras no deslocamento do concreto. Verificou-se que as barras de diâmetro 16mm produziram maiores perdas da seção dos pilares do que as de diâmetro 10mm. Se, por um lado, esta perda da seção transversal produzida divergiu dos critérios e recomendações da NBR 15200 (ABNT, 2012), que propõe aumentar o diâmetro das armaduras de canto para aumento do TRF, por outro, a adoção deste critério diminuiu a temperatura média destas..

O fato do deslocamento ser maior nas arestas contendo os maiores diâmetros das armaduras principais reforçou o indício de que estas funcionaram, nestes pilares, como uma barreira à percolação de vapor às camadas internas do concreto, formando uma espécie de cortina impermeável, adiabática, proporcionando o acúmulo de poropressão na superfície das armaduras longitudinais. Durante o ensaio, na formação de dilatações térmicas diferenciais entre camadas, entendeu-se que as fissuras criaram uma camada superficial de concreto fragilizada. Com o acúmulo de pressão de vapor interno nesta região, a camada fragilizada era repelida, provocando o deslocamento da seção do concreto, que não ocorria sobre as barras e, tampouco, no pico da poropressão incidente. As fissuras funcionaram como um gatilho para o deslocamento ocorrer. Este fato remete aos estudos de Kim, Yun e Park (2013) e Zhang e Davie (2013), autores que defendem que o mecanismo termomecânico atinge uma condição crítica antes do termo-hidráulico, determinando o local em que o deslocamento da seção irá ocorrer.

Reforçando esta análise, notou-se, após o término do ensaio, que, em alguns casos, a formação destas fissuras pareceu criar um ponto de alívio às poro-pressões internas. Foi notado que, em alguns pilares, uma camada do concreto de cobrimento estava repelida da seção, mas não necessariamente deslocada. Uma camada com alto grau de fissuração e facilmente removida da seção foi, nestes casos, observada, evidenciando que o mecanismo termomecânico teria ocorrido antes do mecanismo termo-hidráulico, produzindo, através da dilatação térmica diferencial entre sucessivas camadas, fissuras que funcionavam como uma válvula de escape para as poro-pressões internas, aliviando-as.

Estas camadas não desprendidas contrariam a concepção generalizada de que elementos de concreto explodem quando submetidos às elevadas temperaturas. Nas arestas se produziu o fenômeno do tipo não explosivo, tal como propõe a *fib* Bulltein nº 38 (FIB, 2007a). Os chanfros nos cantos dos pilares não eliminaram a ocorrência do deslocamento de aresta.

Certos resultados obtidos vão contra algumas teorias desenvolvidas em corpos de prova de menores dimensões e sem armaduras. Constatou-se que o acúmulo dos danos produzidos, principalmente aqueles do deslocamento, não necessariamente diminuíram com o aumento da densidade do concreto. Isto ocorreu somente após a resistência à compressão do concreto maior do que 63MPa. Notou-se que, nos pilares do traço 1 ao 3, houve um incremento dos deslocamentos que obedeceu a hierarquia de suas resistências. No entanto, nos pilares do traço 4, de maior resistência e menor relação a/c e permeabilidade, a intensidade do mecanismo foi menor, semelhante aos resultados de Felicetti e Lo Monte (2013), destacando a influência da resistência à tração do concreto para a interpretação do fenômeno nestas condições.

Neste caso, a menor relação a/c , porosidade e permeabilidade do concreto pareceu restringir a percolação de água e vapor de água às camadas internas da seção destes elementos, limitando e propiciando um acúmulo de poro-pressões nas regiões mais próximas à superfície, induzindo a menores graus de deslocamento na seção. A maior resistência do concreto pode ter limitado a formação de fissuras, fazendo que o mecanismo termo hidráulico tenha preponderado, justificando a grande frequência de manifestações sonoras nestas amostras durante o ensaio.

Ainda, constatou-se que o tempo de resistência ao fogo de pilares de diferentes traços e mesma seção transversal e disposição das armaduras, mudam. No entanto,

as temperaturas médias das armaduras tiveram maior variação com a alteração da espessura do cobrimento e com o diâmetro do que com o traço do concreto.

As manifestações sonoras representaram as transformações físicas e químicas incidentes na amostra, principalmente as indutoras do deslocamento da seção, com maior intensidade entre os 5 e 15 minutos de ensaio. As amostras que tiveram a maior frequência dos ruídos foram aquelas que mostraram as maiores magnitudes de perda de seção. Os estalos de alta intensidade, tipicamente explosivos, foram antecidos e sucedidos por estalos de menor intensidade. Os pilares do traço 2 apresentaram maior frequência de ruídos estridentes, de alta intensidade, acompanhados de ruídos que remetiam a pedaços de concreto sendo arremessadas ao interior do forno. Estes barulhos indicavam a provável incidência do deslocamento explosivo na seção das peças, o que posteriormente foi confirmado ao se analisar as amostras ao término dos ensaios. Os pilares do traço 3, menos afetados pelo fenômeno, foram os que tiveram, de fato, a menor resistência e maior permeabilidade entre os demais traços, *i.e.*, as condições menos susceptíveis ao deslocamento.

O TRF determinado pelo método analítico de cálculo proposto pela NBR 15200 (ABNT, 2012) convergiu com os resultados experimentais obtidos no trabalho. Apesar dos TRF experimentalmente definidos serem superiores aos numericamente atingidos no emprego do método, a diferença entre ambos remeteu ao grau de conservadorismo e segurança intrínseco às recomendações de norma, observado a níveis compatíveis com a aleatoriedade dos mecanismos físico-químicos possíveis de se desenvolverem no concreto durante a sua exposição às altas temperaturas.

Admitindo as classes de resistência ao fogo mínimas necessárias praticadas pela NBR 14432 (ABNT, 2001a), em projeto, os pilares de diferentes traços e mesma espessura de cobrimento recaíram, geralmente, na mesma classe de TRRF aplicável. O parâmetro de durabilidade das classes da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015) que se mostrou mais influente para o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio foi o cobrimento das armaduras e, em segundo plano, mas não atrelado a durabilidade, os diâmetros das armaduras.

Quanto ao cobrimento nominal das armaduras, atenção especial deve ser dada aos elementos construídos em regiões muito forte agressividade ambiental, como o da classe 4 da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 12655 (ABNT, 2015). O cobrimento desta classe, com espessura de 50mm, conduziu a magnitudes de deslocamentos

que expuseram mais intensamente as barras principais, mas sem necessariamente expô-las, não mostrando um efeito benéfico direto em termos de resistência ao fogo. Nestes casos, recomenda-se o uso de alternativas como barras de sacrifício ou fibras de polipropileno junto a camada de cobrimento, semelhante ao que algumas normas internacionais já praticam. A medida visa reduzir a magnitude do deslocamento e aumentar o TRF dos elementos de elevada espessura de cobrimento, ou seja, nos casos de construção da edificação em ambientes de alta agressividade do meio ambiente.

5.2 SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS

Recomenda-se que trabalhos futuros com outras seções transversais de pilares sejam produzidos para compreender a variação destas respostas com a alteração da geometria das peças. Avaliar a influência do estado de tensão – carregamento – nos elementos trará contribuições ao setor, assim como a realização de ensaios em concretos com diferentes idades, visando entender e projetar a idade ótima de cura do concreto para ensaios de resistência ao fogo.

De forma a comparar estes resultados experimentais, uma análise numérico-computacional pode ser realizada e, a partir da calibração do modelo, extrapolar estas análises para outros pilares de concreto armado.

Como ponto final, sugere-se o refinamento da compreensão das condições propícias para o efetivo desencadeamento dos mecanismos do deslocamento no concreto, o qual continua sendo desafiador e sem precedentes.

REFERÊNCIAS

- ALI, F. et al. Outcomes of a major research on fire resistance of concrete columns. **Fire Safety Journal**, v. 39, n. 6, p. 433–445, 2004.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI 216 R: Guide for determining the fire endurance of concrete elements**Concrete International. Farmington Hills, 1989.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete**American Concrete Institute. Farmington Hills, 2008.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI 365.1: Service life prediction**. Farmington Hills, 2000.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM E 119: Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials**. West Conshohocken, 2014.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM E 632-1: Standard practice for developing accelerated tests to a prediction of the service life of building components and materials**. Philadelphia, 1981.
- ANDERBERG, Y. Spalling phenomena of HPC and OC. **NIST Special Publication 919**, p. 10, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5628: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123: Força devido ao vento em edificações**Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6892-1: Materiais metálicos - Ensaio de tração. Parte 1: Método de ensaio a temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7212: Execução de concreto dosado em central — Procedimento**. Rio de Janeiro, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7680-1: Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência à compressão axial**. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12655: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA 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.** Rio de Janeiro, 2013.

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15575: Edificações Habitacionais – Desempenho.** Rio de Janeiro, 2013.

A SITUAÇÃO preocupante da proteção contra incêndio no RS. Correio do Povo, Porto Alegre, ano 120, n. 279. Disponível em: <http://www.sengers.org.br/site/images/20150706_LEI_INCENDIOS.pdf>. Acesso em: 6 jul. 2015.

BAROGHEL-BOUNY, V.; CUSSIGH, F.; ROUGEAU, P. Durabilidade dos concretos a partir da abordagem de desempenho. In: OLIVIER, J.-P.; VICHOT, A. (Eds.). **Durabilidade do concreto: bases científicas para formulação de concretos duráveis de acordo com o meio ambiente.** 1º. ed. São Paulo: IBRACON, 2014. p. 237–254.

BAZANT, Z. P.; KAPLAN, M. F. **Concrete at high temperatures - Material properties and mathematical.** London: Longman Group, 1996.

BERTO, A. F. Tragédias e avanços. **Revista Emergência**, p. 6–9, n.74, maio 2015.

BOLINA, F.; TUTIKIAN, B. Especificação de parâmetros da estrutura de concreto armado segundo os preceitos de desempenho, durabilidade e segurança contra incêndio. **Revista Concreto e Construções**, n. 76, p. 24–38, 2014.

BOLINA, F.; PERRONE, V.; TUTIKIAN, B. Discussão sobre as ações variáveis de projeto segundo os requisitos mínimo, intermediário e superior de desempenho da ABNT NBR 15575. **Revista Concreto e Construções**, v. 79, p. 65–78, 2015.

BORGES, C. A. D. M. **O conceito de desempenho de edificações e a sua importância para o setor da construção civil no Brasil.** [s.l.] Universidade de São Paulo, 2008.

BRANCO, F. A.; GARRIDO, M.; PAULO, P. O que é vida útil na construção civil? **Boletim Técnico - Alconpat Internacional**, v. nº4, p. 1–4, 2013.

BRITEZ, C. A. **Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas.** Tese de Doutorado. Escola Politécnica: Universidade de São Paulo, 2011.

BRITISH STANDARDS INTITUTION (BSI). **BS 476-1: Fire Tests on Building Materials and Structures.** London, 1953.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). **BS 7543: Guide to durability of buildings and buildings elements, products and componentes**. London, 2015.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). **BS 8110-2: Structural use of concrete - Code of practice for special circumstances**. London, 1985.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). **BS 8500-1: Concrete - Complementary British Standard to BS EN 206. Method of specifying and guidance for the specifier**. London, 2015.

BROOMFIELD, J. P. **Corrosion of steel in concrete: undestanding, investigation and repairs**. 2ª. ed. London: Francis & Taylor, 2007.

CADORIN, J.-F. **Compartment fire models for structural engineering**. Tese de doutorado. Faculdade de Engenharia: Universidade de Liège, 2003.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. 1ª. ed. São Paulo: PINI, 1988.

CHEN, B.; LI, C.; CHEN, L. Experimental study of mechanical properties of normal-strength concrete exposed to high temperatures at an early age. **Fire Safety Journal**, v. 44, n. 7, p. 997–1002, 2009.

CHVATAL, K. M. S. Avaliação do procedimento simplificado da NBR 15575 para determinação do nível de desempenho térmico de habitações. **Ambiente Construido**, v. 14, n. 4, p. 119–134, 2014.

CHUNG, J. H.; CONSOLAZIO, G. R. Numerical modeling of transport phenomena in reinforced concrete exposed to elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 35, n. 3, p. 597–608, 2005.

COELHO, A. L. **Incêndio em edifícios**. 1º. ed. Alfragide: Edições Orion, 2010.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). **CEB Bulletin d'Information nº 208: Fire design of Concrete Structures**. Lausanne, 1991.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). **CEB Bulletin d'Information nº 203-205: Design code**. Lausanne, 1990.

CONSOLAZIO, G. R.; MCVAY, M. C.; RISH, J. W. **Measurement and prediction of pore pressure in cement mortar subject to elevate temperature** (E. Phan, L. T.; Carino, N. J.; Duthinh, D.; Garboczi, Ed.). NIST Special Publication 919. **Anais...Gaithersburg: International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete**, 1997.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. Tese (doutorado em Engenharia Civil). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo: São Paulo, 2008.

COSTA, C. N.; RITA, I. D. A.; PIGNATTA, V. Princípios do “método dos 500 ° C ” aplicados no dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio , com base nas prescrições da NBR 6118 (2003) para projeto à temperatura ambiente. **IBRACON - Congresso Brasileiro do Concreto**, v. VI, 2004.

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

DEL CARLO, U. A segurança contra incêndio no mundo. In: SEITO, A. I. et al. (Eds.). **A segurança contra incêndio no Brasil**. 1ª. ed. São Paulo: Projeto Editora, 2008. p. 1–7.

DENOEL, J.-F. **Sécurité incendie et constructions en béton**. Bruxelas: Fédération de l'industrie cimentière belge, 2007.

DER HEIJDEN, G. H. A VAN; PEL, L.; ADAN, O. C. G. Fire spalling of concrete, as studied by NMR. **Cement and Concrete Research**, v. 42, n. 2, p. 265–271, 2012.

DWAIKAT, M. B.; KODUR, V. K. R. Fire Induced Spalling in High Strength Concrete Beams. **Fire Technology**, v. 46, n. 1, p. 251–274, 2010.

ERGÜN, A. et al. The effect of cement dosage on mechanical properties of concrete exposed to high temperatures. **Fire Safety Journal**, v. 55, p. 160–167, 2013.

ESCAIDELLAS, G.; HORNAIN, H. A durabilidade do concreto frente a ambientes quimicamente agressivos. In: OLLIVIER, J.-P.; VICHOT, A. (Eds.). **Durabilidade do concreto: bases científicas para formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente**. 1ª. ed. São Paulo: IBRACON, 2014. p. 433–507.

ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL. Lei complementar nº14.376, de 26 de dezembro 2013. Estabelece normas sobre Segurança, Prevenção e Proteção Contra Incêndios nas edificações e áreas de risco no Rio Grande do Sul e dá outras providências. Assembléia Legislativa: Porto Alegre, 2013.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (EN). **BS EN 206-1: Concrete - Specification, performance, production and conformity**. Bruxelas, 2000.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (EN). **EN 1991-1-2: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire: Eurocode 1**. Bruxelas, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (EN). **BS EN 1992: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design: Eurocode 2**. Bruxelas, British Standards Institution: 2004.

FANTÁSTICO lembra piores tragédias por incêndios no Brasil. 2013. Disponível em: <<http://g1.globo.com/fantastico/noticia/2013/01/fantastico-relembra-piores-tragedias-por-incendios-no-brasil.html>>. Acesso em 01 jul. 2015.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **FIB Bulletin nº 34: Model Code for Service Life Design** Lausanne, 2006.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **FIB Bulletin nº 38: Fire design of concrete structures - materials, structures and modelling. State-of-art report** Lausanne, 2007.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **FIB Bulletin nº 46: Fire design of concrete structures - structural behavior and assessment**. Lausanne CEB-FIP, 2008.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **FIB Bulletin no 48: Fire design of concrete structures - materials, structures and modelling**. Lausanne CEB-FIP, 2007.

- FELICETTI, R.; GAMBAROVA, P. G.; MEDA, A. Residual behavior of steel rebars and R/C sections after a fire. **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 12, p. 3546–3555, 2009.
- FELICETTI, R.; LO MONTE, F. **Concrete spalling: Interaction between tensile behaviour and pore pressure during heating**. Concrete Spalling due to Fire Expositure. **Anais...3º International Workshop**, 2013
- FERNANDES, M. C. V. **Verificação da resistência ao fogo de estruturas de betão com base nos métodos simplificados do EC2 - Parte 1-2**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2008.
- FRANSSSEN, J. M. **Design of concrete columns based on EC2 tabulated data - a critical review**. University of Liege/Danish Institute of Fire Technology. **Anais...Copenhagen: Structures in fire - proceedings of the first international workshop**, 2000
- FU, Y.; LI, L. Study on mechanism of thermal spalling in concrete exposed to elevated temperatures. **Materials and Structures**, v. 44, n. 1, p. 361–376, 2011.
- GAO, W. Y. et al. Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. v. 52, p. 488–501, 2013.
- GAWIN, D.; PESAVENTO, F.; SCHREFLER, B. A. Towards prediction of the thermal spalling risk through a multi-phase porous media model of concrete. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, v. 195, n. 41-43, p. 5707–5729, 2006.
- GJØRV, O. E. **Durability design of structures in severe environments**. 1ª. ed. New York: Taylor & Francis, 2009.
- GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P. E. Microstructure of fire-damaged concrete. A case study. **Cement and Concrete Composites**, v. 27, n. 2, p. 255–259, 2005.
- GAO, W. Y. et al. Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. **Engineering Structures**, v. 52, p. 488–501, 2013.
- GUO, Z.; SHI, X. **Experiment and Calculation of Reinforced Concrete at Elevated Temperatures**. 1º. ed. Waltham: Elsevier, 2011.
- HAN, L.; TAN, Q.; SONG, T. Fire performance of steel reinforced concrete (SRC) structures. **Procedia Engineering**, v. 62, p. 46–55, 2013.
- HELENE, P. **Vida Útil das Estruturas de Concreto Armado**. In: IV Congresso Íbero Americano de Patologia das Construções e IV Congresso de Controle da Qualidade CONPAT-97. **Anais...Porto Alegre: CONPAT 97**, 1997.
- HERTZ, K. D. Limits of spalling of fire-exposed concrete. **Fire Safety Journal**, v. 38, n. 2, p. 103–116, 2003.
- HUANG, Z. The behaviour of reinforced concrete slabs in fire. **Fire Safety Journal**, v. 45, p. 271–282, 2010.
- ICHIKAWA, Y.; ENGLAND, G. L. Prediction of moisture migration and pore pressure build-up in concrete at high temperatures. **Nuclear Engineering and Design**, v. 228, n. 1-3, p. 245–259, 2004.
- INDIAN STANDARD (IS). **IS 456: Plain and reinforced concrete**. New Delphi, 2000.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **ISO 834-1: Fire-resistance tests - Elements of building construction - Part 1: General requirements**. Genebra, 1999.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **ISO 13823: General principles on the design of structures for durability**. Genebra, 2006.

JAPANESE STANDARD ASSOCIATION (JIS). **JIS A 1304: Method of fire resistance test for structural parts of buildings**. Tóquio, 1994.

JANSSON, R. **Fire spalling of concrete : theoretical and experimental studies**. Tese de doutorado em Engenharia Civil. Estocolmo: KTH Vetenskap Och Konst, 2013.

JIANWEN, T. et al. Nonlinearity correction of the thermocouple based on neural network. **Proceedings of the 2009 WRI Global Congress on Intelligent Systems, GCIS 2009**, v. 3, p. 28–32, 2009.

KORKMAZ, H.; CAN, B. Fuzzy logic-based digital filtering for temperature measurement via K-type thermocouple. **The 3rd International Workshop on Scientific Use of Submarine Cables and Related Technologies**, 2003.

KHOURY, G. A. Effect of fire on concrete and concrete structures. In: **Progress in Structural Engineering and materials**. Vol. 2 ed.[s.l.] John Wiley & Sons, 2001. p. 429–447.

KHOURY, G. A. Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment. **Magazine of Concrete Research**, v. 44, n. 161, p. 291–309, 1992.

KIM, J. J.; YOUM, K.; TAHA, M. M. R. Extracting Concrete Thermal Characteristics from Temperature Time History of RC Column Exposed to Standard Fire. **The Scientific World Journal**, v. 2014, p. 22–24, 2014.

KIM, K. Y.; YUN, T. S.; PARK, K. P. Evaluation of pore structures and cracking in cement paste exposed to elevated temperatures by X-ray computed tomography. **Cement and Concrete Research**, v. 50, p. 34–40, 2013.

KLINGSCH, E. W. H. **Explosive spalling of concrete in fire**. Tese de doutorado, ETH ZURICH, 2014.

KIRCHHOF, L. D. **Estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de spalling explosivo em concretos expostos a elevadas temperaturas**. Tese de doutorado. Escola de Engenharia: UFRGS, 2010.

KO, J.; RYU, D.; NOGUCHI, T. The spalling mechanism of high-strength concrete under fire. **Magazine of Concrete Research**, v. 63, n. 5, p. 357–370, 2011.

KODUR, V. Properties of Concrete at Elevated Temperatures. **ISRN Civil Engineering**, v. 2014, p. 1–15, 2014.

KODUR, V. K. R.; YU, B.; DWAIKAT, M. M. S. A simplified approach for predicting temperature in reinforced concrete members exposed to standard fire. **Fire Safety Journal**, v. 56, p. 39–51, 2013.

KODUR, V. K. R.; GARLOCK, M.; IWANKIW, N. Structures in fire: state-of-the-art, research and training needs. **Fire Technology**, v. 48, n. 4, p. 825–839, 2012.

KODUR, V. K. R.; DWAIKAT, M. M. S. Effect of high temperature creep on the fire response of restrained steel beams. **Materials and Structures**, v. 43, n. 10, p. 1327–1341, 2010.

KODUR, V. K. R.; PHAN, L. Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems. **Fire Safety Journal**, v. 42, n. 6-7, p. 482–488, 2007.

KODUR, V. K. R. **Fire resistance design guidelines for high strength concrete columns**. Ottawa Institute for Research in Construction, National Research Council, Ottawa, 2005.

KUMAR, V. et al. Effect of temperature on mechanical properties of pre-damaged steel reinforcing bars. **Construction and Building Materials**, v. 46, p. 19–27, 2013.

KUMAR, R.; BHATTACHARJEE, B. Porosity, pore size distribution and in situ strength of concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 33, n. 1, p. 155–164, 2003.

LANDIM, P. M. B.; MONTEIRO, R.C.; CORSI, A. C. **Introdução à confecção de mapas pelo software Surfer**. Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/textodi.html>>. Acesso em: 18 jan. 2016.

LATAILLE, J. I. **Fire Protection Engineering in Building Design**. Burlington: Elsevier, 2003.

LORENZI, L. S. **Análise crítica e proposições de avanços nas metodologias de ensaios experimentais de desempenho à luz da ABNT NBR 15575 (2013) para edificações habitacionais de interesse social térreas**. Tese de doutorado. Escola de Engenharia: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2013.

LIMA, M. G. DE. Ações do meio ambiente sobre as estruturas de concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: ciência e tecnologia**. 1ª. ed. São Paulo: IBRACON, 2011. p. 733–772.

LIMA, R. C. A. DE. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. Tese de doutorado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

MAJORANA, C. E. et al. An approach for modelling concrete spalling in finite strains. **Mathematics and Computers in Simulation**, v. 80, n. 8, p. 1694–1712, 2010.

MAO, X.; KODUR, V. K. R. Fire resistance of concrete encased steel columns under 3- and 4-side standard heating. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 3, p. 270–280, 2011.

MARTINS, A. M. B.; RODRIGUES, J. P. C. Fire resistance of reinforced concrete columns with elastically restrained thermal elongation. **Engineering Structures**, v. 32, n. 10, p. 3330–3337, 2010.

MATOS, M. J. DA S. **Durabilidade como critério de projecto: o método factorial no contexto português**. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia Civil. Universidade do Porto, 2007.

MATTHEWS, S. **Design of durable concrete structures**. 1º. ed. Garston: IHS BRE Press, 2014.

MAZZUCCO, G. et al. Aggregate behaviour in concrete materials under high temperature conditions. **MATEC Web of Conferences**, v. 05008, n. 6, p. 3–4, 2013.

MEDEIROS, M. H. F.; ANDRADE, J. J. DE O.; HELENE, P. Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: ciência e tecnologia**. 1º. ed. São Paulo: 2011. v. 1. p. 773–808.

- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 4ª. ed. São Paulo: 2014, 2014.
- MESEGUER, Á. G.; CABRÉ, F. M.; PORTERO, J. C. A. **Jiménez Montoya: Hormigón Armado**. 15ª. ed. Barcelona: Gustavo Gili, 2009.
- MINDEGUIA, J. C. et al. Temperature, pore pressure and mass variation of concrete subjected to high temperature - Experimental and numerical discussion on spalling risk. **Cement and Concrete Research**, v. 40, n. 3, p. 477–487, 2010.
- MENDIS, P.; NGUYEN, Q. T.; NGO, T. Fire design of high strength concrete walls. **Concrete in Australia**, v. 40, n. 3, p. 38–43, 2014.
- MITIDIERI, M. L. O comportamento dos materiais e componentes construtivos diante do fogo - reação ao fogo. In: SEITO, A. I. et al. (Eds.). **A segurança contra incêndio no Brasil**. 1ª. ed. São Paulo: Projeto Editora, 2008.
- MORENO JUNIOR, A. L.; MOLINA, J. C. Considerações de interesse sobre a avaliação em laboratório de elementos estruturais em situação de incêndio: contribuições à revisão da NBR 5628:2001. **Ambiente Construído**, v. 12, n. 4, p. 37–53, 2012.
- MORITA, T. et al. An Experimental Study On Spalling Of High Strength Concrete Elements Under Fire Attack. **Fire Safety Science**, v. 6, p. 855–866, 2000.
- MORITZ, R. E. **On Mathematics and Mathematicians (Memorabilia Mathematica)**. 1ª. ed. Nova York: Dover, 1914.
- MOURA CORREIA, A. J. P.; RODRIGUES, J. P. C.; REAL, P. V. Thermal bowing on steel columns embedded on walls under fire conditions. **Fire Safety Journal**, v. 67, p. 53–69, 2014.
- MUKHERJEE, S. K.; BARHAI, P. K.; SRIKANTH, S. Comparative evaluation of corrosion behaviour of type K thin film thermocouple and its bulk counterpart. **Corrosion Science**, v. 53, n. 9, p. 2881–2893, 2011.
- NEW ZELAND STANDARD (NZS). **NZS 3101: Concrete Structures Standard, Part 1 - The design of concrete structures**. Wellington: Standard New Zeland, , 1995.
- NIST TECHNICAL NOTE 1681. **Best practice guidelines for structural fire resistance design of concrete and steel buildings**. Washington D. C.: National Institute of Standards and Technology (NIST), 2010.
- NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do Concreto**. 2ª. ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.
- NONAT, A. A hidratação dos cimentos. In: OLLIVIER, J.-P.; VICHOT, A. (Eds.). . **Durabilidade do concreto: bases científicas para formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente**. 1º. ed. São Paulo: IBRACON, 2014. p. 17–39.
- OKAMOTO, P. S.; MELHADO, S. B. **A norma brasileira de desempenho e o processo de projeto de empreendimentos residenciais**. Maceió: XV ENTAC, 2014
- OLIVEIRA, L. A.; FONTENELLE, J. H.; MITIDIERI FILHO, C. V. Durabilidade de fachadas: método de ensaio para verificação da resistência à ação de calor e choque térmico. **Ambiente Construído**, v. 14, n. 4, p. 53–67, 2014.
- OLIVIER, J.-P.; TORRENTI, J.-M. A estrutura porosa dos concretos e as propriedades de transporte. In: OLLIVIER, J.-P.; VICHOT, A. (Eds.). **Durabilidade do concreto:**

bases científicas para formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente. 1º. ed. São Paulo: IBRACON, 2014. p. 41–112.

OŽBOLT, J. et al. 3D numerical analysis of reinforced concrete beams exposed to elevated temperature. **Engineering Structures**, v. 58, p. 166–174, 2014.

PAN, Z.; SANJAYAN, J. G.; KONG, D. L. Y. Effect of aggregate size on spalling of geopolymer and Portland cement concretes subjected to elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, v. 36, p. 365–372, 2012.

PANNONI, F. D. Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio. **Perfis Gerdau Açominas**, p. 100, 2015.

PEREIRA, F.; HELENE, P. Guía para el diagnóstico y la intervención correctiva. In: PAULO HELENE & FERNANDA PACHECO (Ed.). **Rehabilitación y mantenimiento de estructuras de concreto.** 1ª. ed. São Paulo: [s.n.]. p. 94–142.

POON, C. S. et al. Comparison of the strength and durability performance of normal- and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 31, n. 9, p. 1291–1300, 2001.

PURKISS, J. A.; LI, L. Y. **Fire safety engineering design of structures.** 3ª. ed. Boca Raton: CRC Press, 2010.

QIANG, X.; BIJLAARD, F. S. K.; KOLSTEIN, H. Elevated-temperature mechanical properties of high strength structural steel S460N: Experimental study and recommendations for fire-resistance design. **Fire Safety Journal**, v. 55, p. 15–21, 2013.

RODRIGUES, J. P. C.; SANTOS, C. C.; PIRES, T. A. C. **Fire resistance tests on concrete columns.** 15º International Conference on Experimental Mechanics. **Anais...**Porto: 2012

ROBERT, F.; COLINA, H.; DEBICKI, G. A durabilidade do concreto mediante ao fogo. In: OLLIVIER, J.-P.; VICHOT, A. (Eds.). **Durabilidade do concreto.** 1ª. ed. São Paulo: IBRACON, 2014. p. 509–558.

SANTA MARIA muda lei após incêndio na boate Kiss. 2013. Disponível em <<http://gaucha.clicrbs.com.br/rs/noticia-aberta>>. Acesso em 03 jul. 2015.

SANTOS, S. B.; BITTENCOURT, R. M.; GRAÇA, N. G. Efeitos da temperatura sobre o concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: ciência e tecnologia.** São Paulo: Ipsis, 2011. p. 706–731.

SECRETARIA DO ESTADO DOS NEGÓCIOS DA SEGURANÇA PÚBLICA: POLÍCIA MILITAR - CORPO DE BOMBEIROS. **Instrução Técnica nº08 - Resistência ao fogo dos elementos de construção.** São Paulo: Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, 2011.

SEITO, A. I. Fundamentos de fogo e incêndio. In: SEITO, A. I. et al. (Eds.). **A segurança contra incêndio no Brasil.** 1ª. ed. São Paulo: Projeto Editora, 2008. p. 35–54.

SILVA, A. S. et al. Incerteza do método de simulação da NBR 15575-1 para a avaliação do desempenho térmico de habitações. **Ambiente Construído**, v. 14, n. 4, p. 103–117, 2014.

SILVA FILHO, L. C. P.; HELENE, P. Análise de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência e Fissuração. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: ciência e tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. São Paulo: Blucher, 2012.

SILVA, V. P. Fire design of reinforced concrete columns . An alternative to the tabular method presented by the Brazilian standard NBR 15200 : 2004 Dimensionamento de pilares de concreto armado em. **IBRACON - Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 1, n. 4, 2008.

SORGATTO, M. J. et al. Análise do procedimento de simulação da NBR 15575 para avaliação do desempenho térmico de edificações residenciais. **Ambiente Construído**, v. 14, n. 4, p. 83–101, 2014.

STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA (AS). **AS 1530.1: Methods for fire test to building materials, components and structures** Camberra, 1994.

STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA (AS). **AS 3600: Concrete Structures**. Camberra, 2009.

SURFER VERSION 8.0. **Contouring, Gridding and Surface Mapping Package for Scientists and Engineers**, 2002.

TAN, K. H.; NGUYEN, T. T. Structural responses of reinforced concrete columns subjected to uniaxial bending and restraint at elevated temperatures. **Fire Safety Journal**, v. 60, p. 1–13, 2013.

The Windsor Building Fire: Huge fire in steel-reinforced concrete building causes partial collapse. 2013. Disponível em: <<http://911research.wtc7.net/wtc/analysis/compare/windsor.html>>. Acesso em 24 abr. 2015.

TUTIKIAN, B. F.; HELENE, P. Dosagem dos Concretos de Cimento Portland. In: ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto. Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2011. v. 1p. 439–471.

UNDERWRITERS LABORATORIES OF CANADA (ULC). **CAN/ULC S101: Standard Methods of Fire Endurance Tests of Building Construction and Materials**. Ottawa, 2014.

XING, Z. et al. Influence of the nature of aggregates on the behaviour of concrete subjected to elevated temperature. **Cement and Concrete Research**, v. 41, n. 4, p. 392–402, 2011.

WANG, Y. et al. **Performance based fire engineering of structures**. New York: CRC Press, 2013.

WANG, G. et al. Fire safety provisions for aged concrete building structures. **Procedia Engineering**, v. 62, p. 629–638, 2013.

WANG, Y. C.; WONG, P. M. H.; KODUR, V. An experimental study of the mechanical properties of fibre reinforced polymer (FRP) and steel reinforcing bars at elevated temperatures. **Composite Structures**, v. 80, n. 1, p. 131–140, 2007.

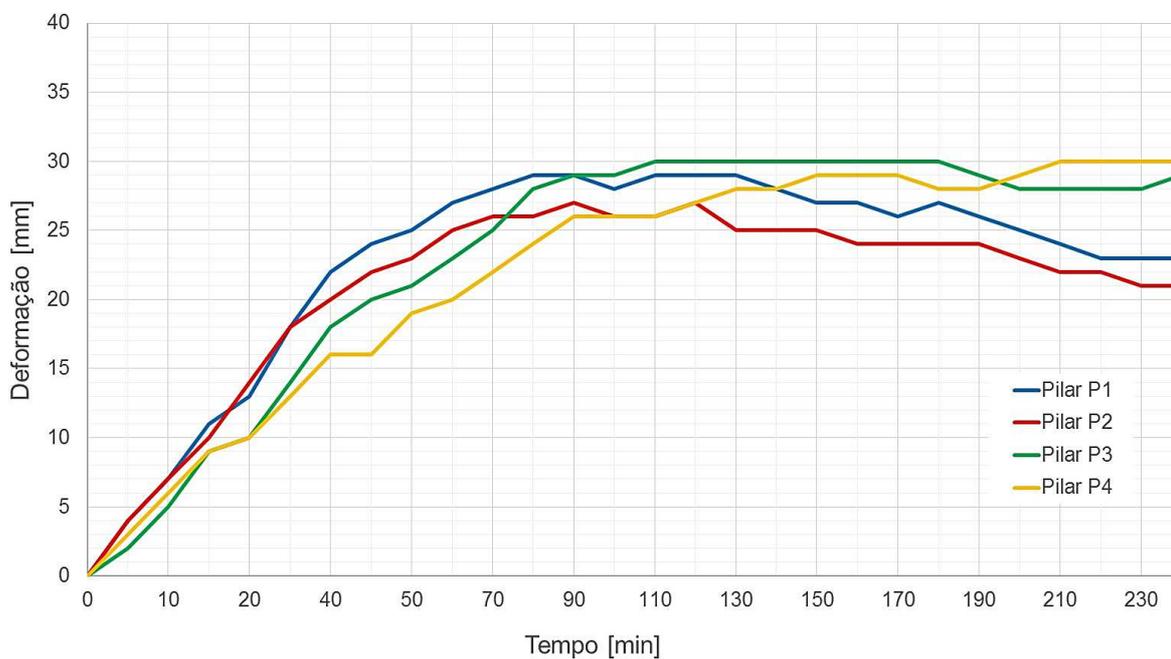
YANG, H.; LIU, F.; GARDNER, L. Performance of concrete-filled RHS columns exposed to fire on 3 sides. **Engineering Structures**, v. 56, p. 1986–2004, 2013.

ZEIML, M.; LACKNER, R.; MANG, H. A. Experimental insight into spalling behavior of concrete tunnel linings under fire loading. **Acta Geotechnica**, v. 3, n. 4, p. 295–308, 2008.

ZHANG, H. L.; DAVIE, C. T. A numerical investigation of the influence of pore pressures and thermally induced stresses for spalling of concrete exposed to elevated temperatures. **Fire Safety Journal**, v. 59, p. 102–110, 2013.

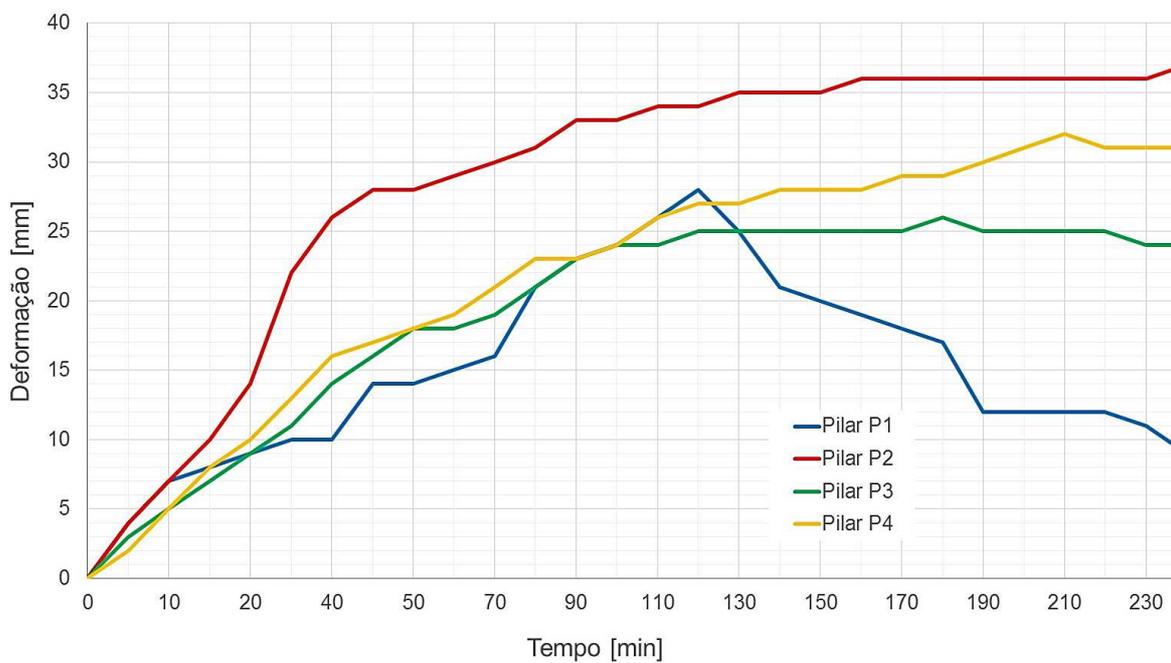
APÊNDICE A – DEFORMAÇÃO DOS PILARES

Figura A 1 – Deslocamento dos pilares do traço 1



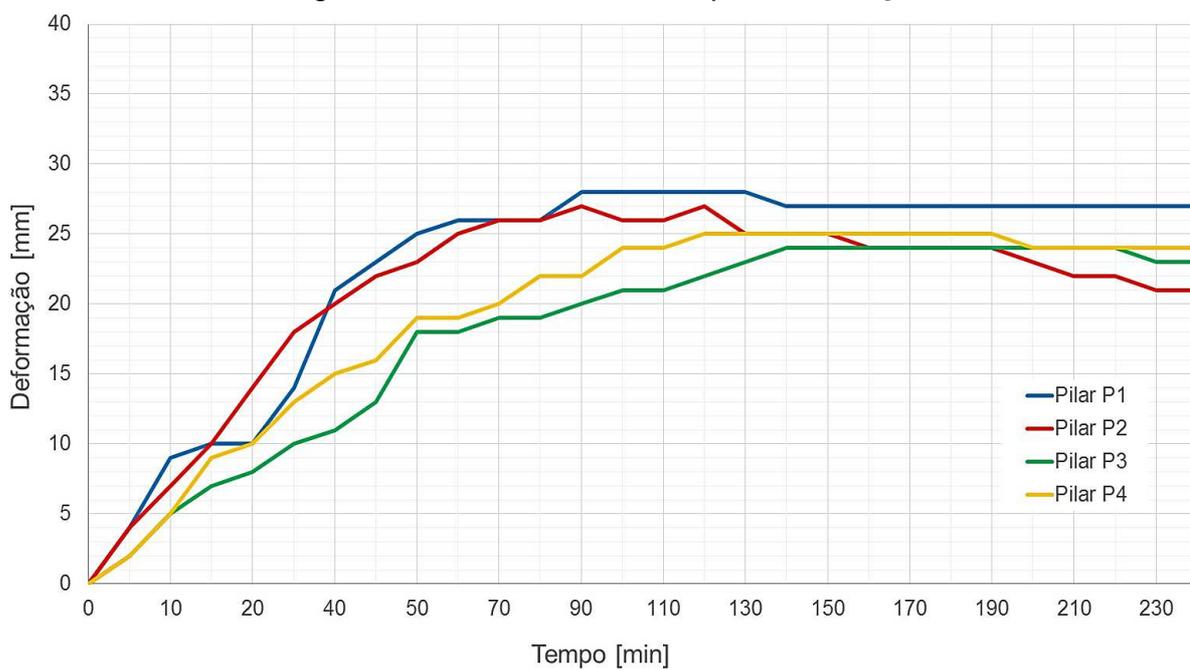
Fonte: elaborada pelo autor

Figura A 2 – Deslocamento dos pilares do traço 2



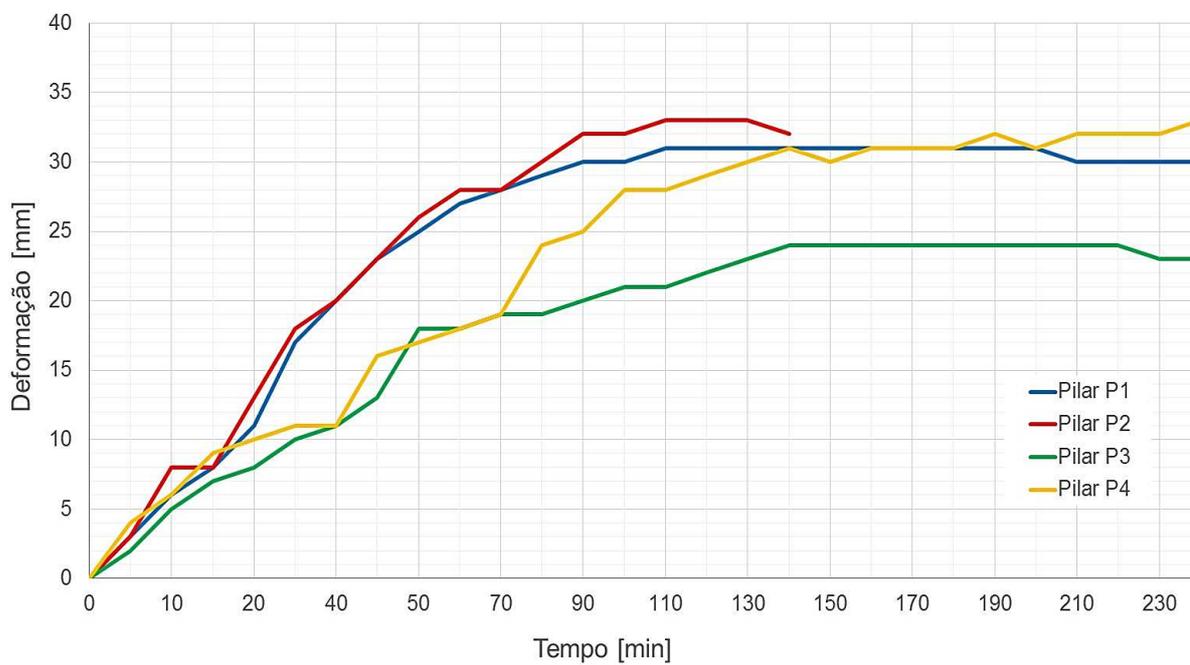
Fonte: elaborada pelo autor

Figura A 3 – Deslocamento dos pilares do traço 3



Fonte: elaborada pelo autor

Figura A 4 – Deslocamento dos pilares do traço 4



Fonte: elaborada pelo autor

APÊNDICE B – MEMORIAL DE CÁLCULO: TRF PELO MÉTODO ANALÍTICO

Tabela B 1 – Aplicação do método analítico para barras de Ø10mm e C=25mm

Método analítico para pilares			
Ø	10 mm	C ₁	30,0 mm
C	25 mm	R _μ	24,9
μ _{fi}	0,7	R _a	0,0
b	250 mm	R _L	19,2
h	250 mm	R _b	22,5
Ac	62500 mm ²	R _n	0,0
b'	250 mm		
L _{ef}	3 m	TRF	41,58 min

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela B 2 – Aplicação do método analítico para barras de Ø16mm e C=25mm

Método analítico para pilares			
Ø	16 mm	C ₁	33,0 mm
C	25 mm	R _μ	24,9
μ _{fi}	0,7	R _a	4,8
b	250 mm	R _L	19,2
h	250 mm	R _b	22,5
Ac	62500 mm ²	R _n	0,0
b'	250 mm		
L _{ef}	3 m	TRF	47,13 min

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela B 3 – Aplicação do método analítico para barras de Ø10mm e C=30mm

Método analítico para pilares			
Ø	10 mm	C ₁	35,0 mm
C	30 mm	R _μ	24,9
μ _{fi}	0,7	R _a	8,0
b	250 mm	R _L	19,2
h	250 mm	R _b	22,5
Ac	62500 mm ²	R _n	0,0
b'	250 mm		
L _{ef}	3 m	TRF	51,00 min

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela B 4 – Aplicação do método analítico para barras de Ø16mm e C=30mm

Método analítico para pilares			
Ø	16 mm	C ₁	38,0 mm
C	30 mm	R _μ	24,9
μ _{fi}	0,7	R _a	12,8
b	250 mm	R _L	19,2
h	250 mm	R _b	22,5
Ac	62500 mm ²	R _n	0,0
b'	250 mm		
L _{ef}	3 m	TRF	57,06 min

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela B 5 – Aplicação do método analítico para barras de Ø10mm e C=40mm

Método analítico para pilares			
Ø	10 mm	C ₁	45,0 mm
C	40 mm	R _μ	24,9
μ _{fi}	0,7	R _a	24,0
b	250 mm	R _L	19,2
h	250 mm	R _b	22,5
Ac	62500 mm ²	R _n	0,0
b'	250 mm		
L _{ef}	3 m	TRF	72,36 min

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela B 6 – Aplicação do método analítico para barras de Ø16mm e C=40mm

Método analítico para pilares			
Ø	16 mm	C ₁	48,0 mm
C	40 mm	R _μ	24,9
μ _{fi}	0,7	R _a	28,8
b	250 mm	R _L	19,2
h	250 mm	R _b	22,5
Ac	62500 mm ²	R _n	0,0
b'	250 mm		
L _{ef}	3 m	TRF	79,40 min

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela B 7 – Aplicação do método analítico para barras de Ø10mm e C=50mm

Método analítico para pilares			
Ø	10 mm	C ₁	55,0 mm
C	50 mm	R _μ	24,9
μ _{fi}	0,7	R _a	40,0
b	250 mm	R _L	19,2
h	250 mm	R _b	22,5
A _c	62500 mm ²	R _n	0,0
b'	250 mm		
L _{ef}	3 m	TRF	97,00 min

Fonte: elaborada pelo autor

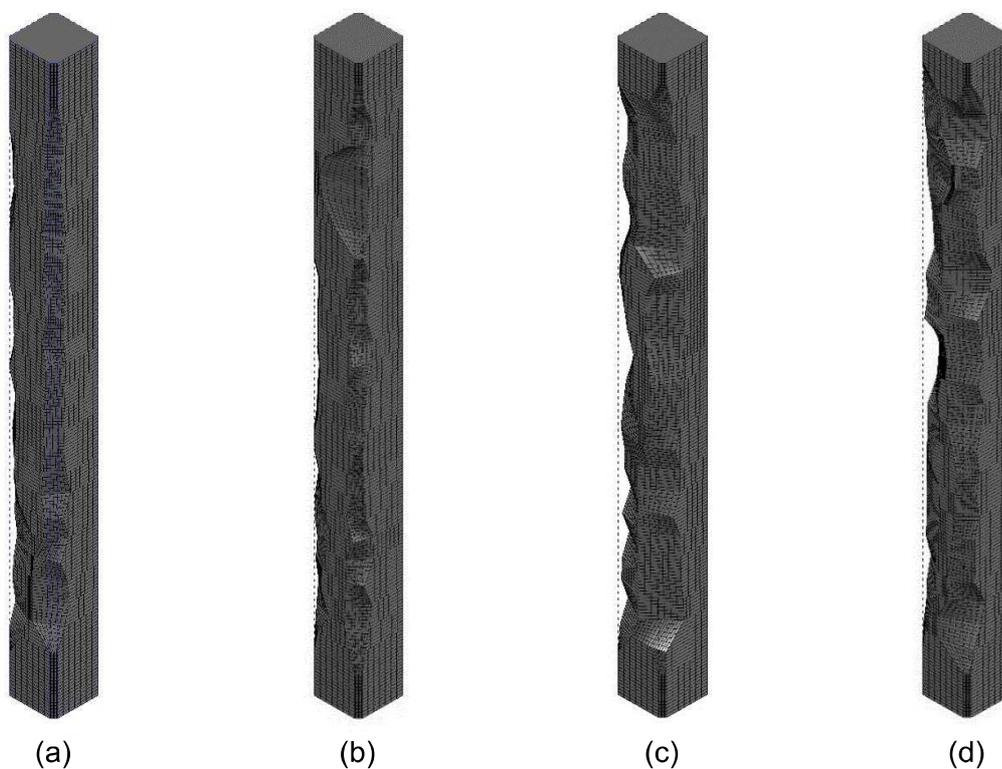
Tabela B 8 – Aplicação do método analítico para barras de Ø16mm e C=50mm

Método analítico para pilares			
Ø	16 mm	C ₁	58,0 mm
C	50 mm	R _μ	24,9
μ _{fi}	0,7	R _a	44,8
b	250 mm	R _L	19,2
h	250 mm	R _b	22,5
A _c	62500 mm ²	R _n	0,0
b'	250 mm		
L _{ef}	3 m	TRF	105,00 min

Fonte: elaborada pelo autor

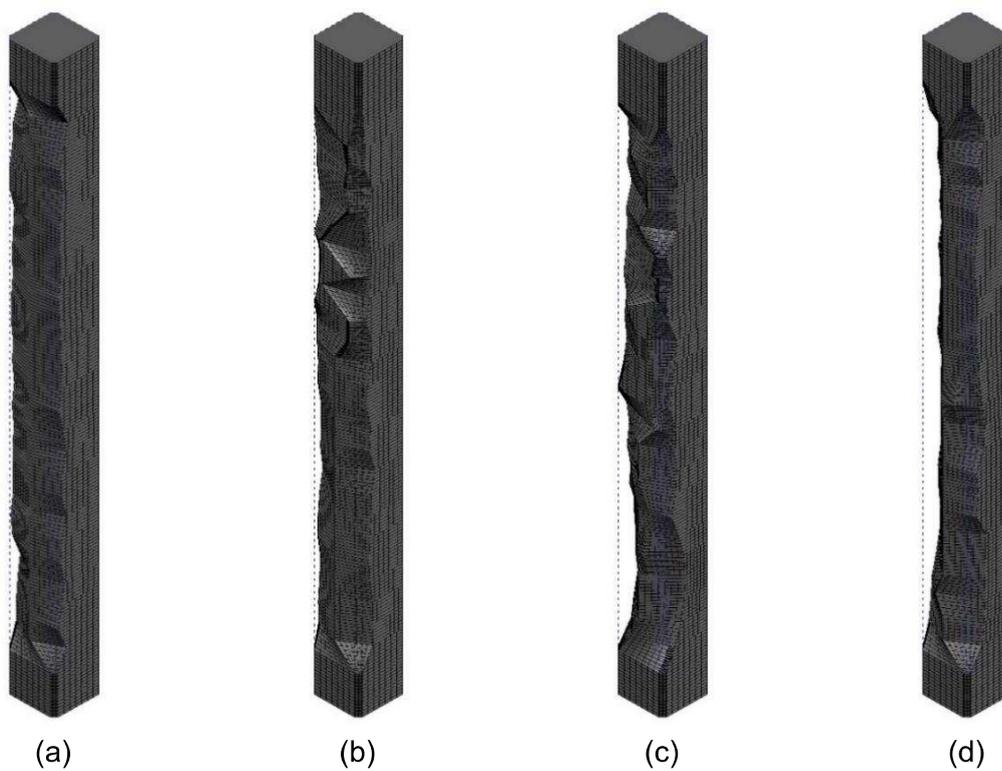
APÊNDICE C – RENDERIZAÇÃO DOS PILARES PÓS-ENSAIO

Figura C 1 – Renderização do (a)T1P1, (b)T1P2, (c)T1P3 e (d) T1P4 pós-incêndio



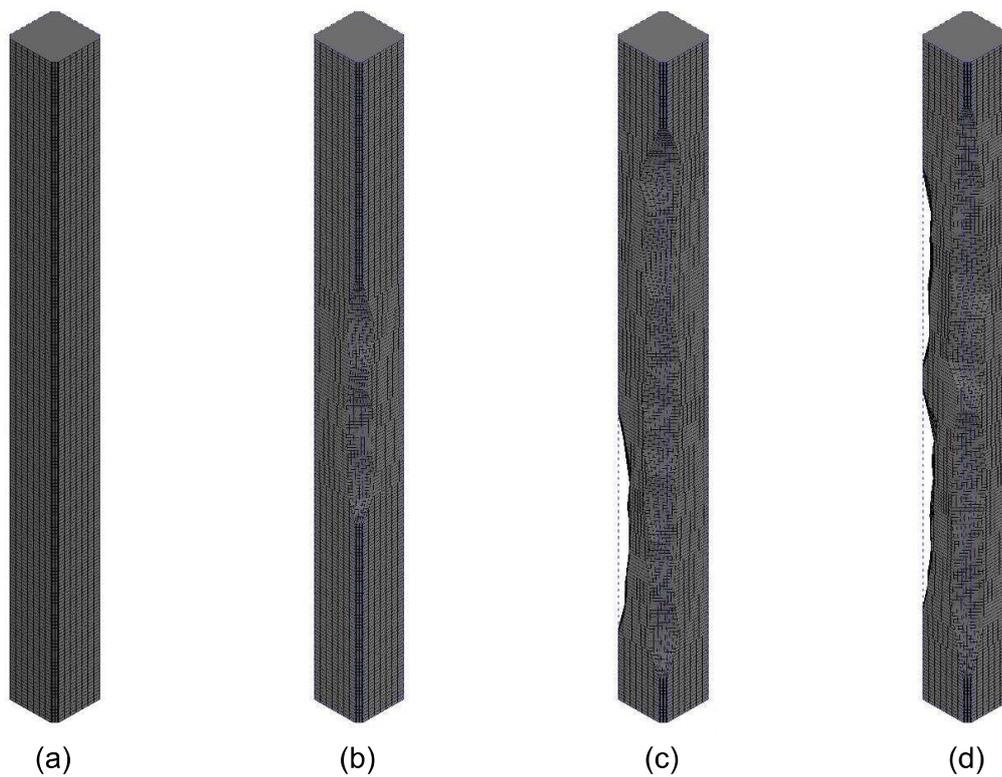
Fonte: elaborada pelo autor

Figura C 2 – Renderização do (a)T2P1, (b)T2P2, (c)T2P3 e (d) T2P4 pós-incêndio



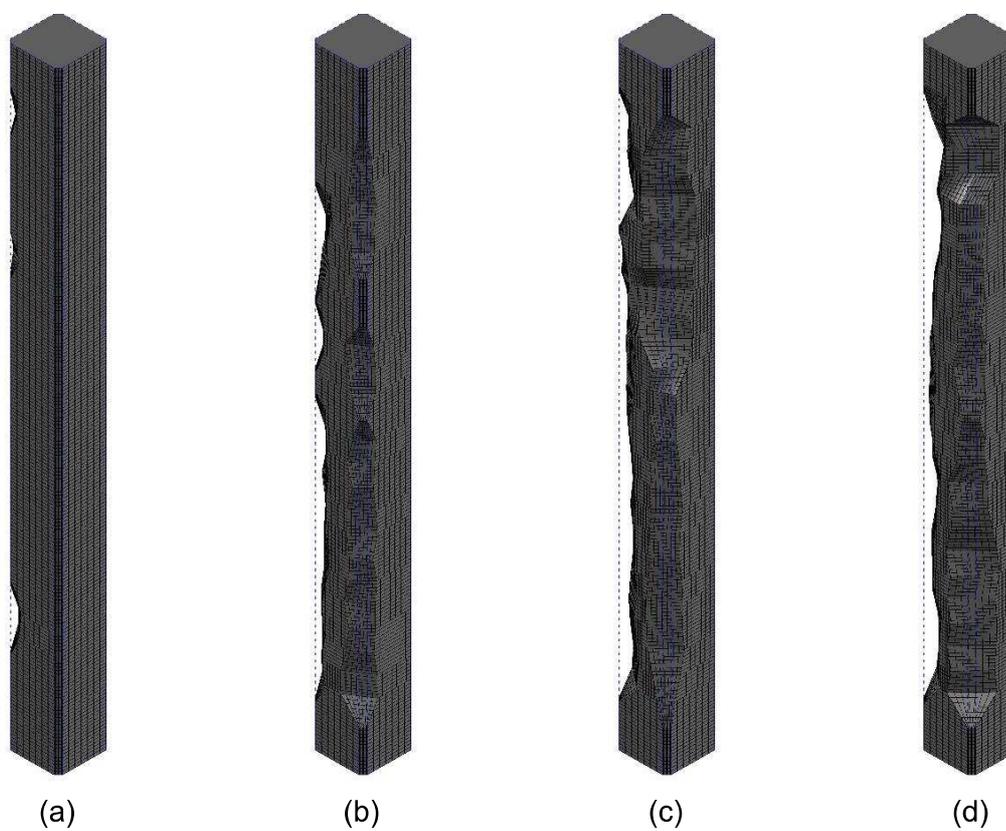
Fonte: elaborada pelo autor

Figura C 3 – Renderização do (a)T3P1, (b)T3P2, (c)T3P3 e (d) T3P4 pós-incêndio



Fonte: elaborada pelo autor

Figura C 4 – Renderização do (a)T2P1, (b)T2P2, (c)T2P3 e (d) T2P4 pós-incêndio

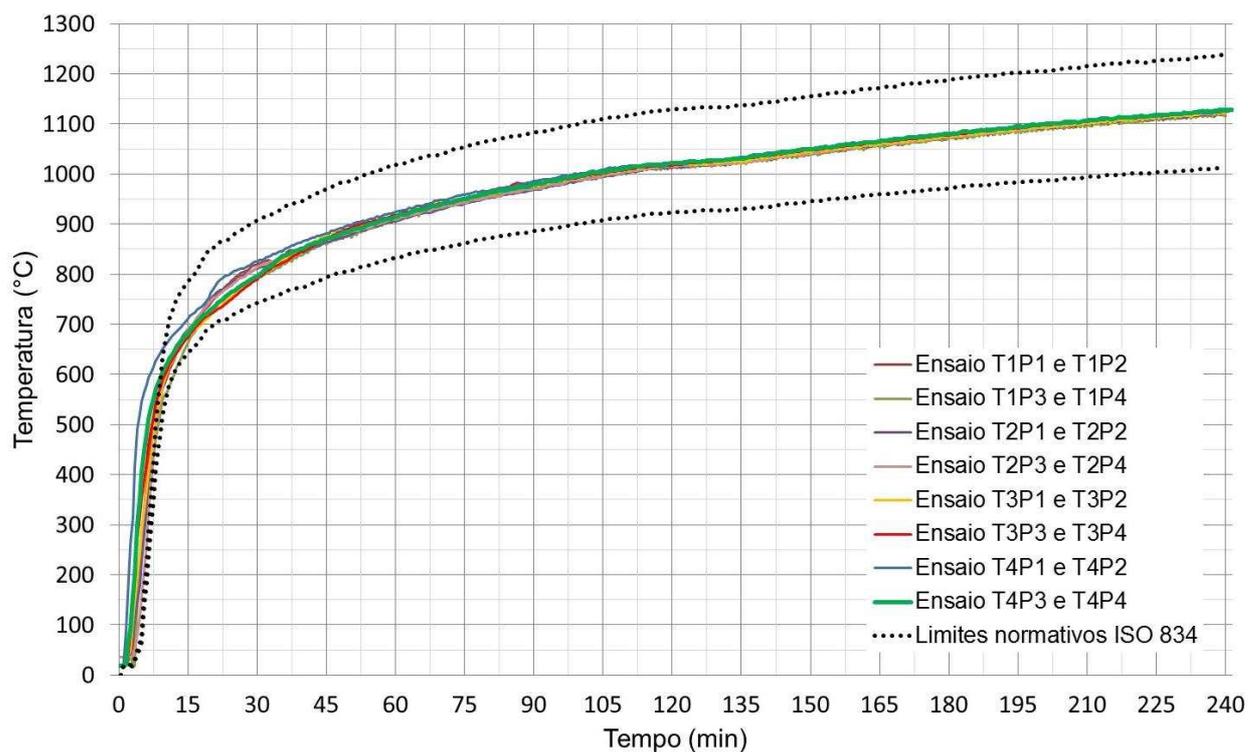


Fonte: elaborada pelo autor

APENDICE D – ACREDITAÇÃO DOS RESULTADOS

Na Figura D1 foram apresetadas as curvas das temperaturas desenvolvidas pelos queimadores do forno vertical durante o ensaio. Nota-se que a curva ISO 834 (ISO, 2014) foi obedecida irretritamente nos 8 ensaios realizados.

Figura D 1 – Curva das temperaturas médias internas do forno



Fonte: elaborada pelo autor