

**Universidade Federal do Rio Grande Do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e
Infraestrutura**

Marcelo Mazzuco

**Avaliação das mudanças micro e macroestruturais do concreto de
estrutura submetido a incêndio**

Porto Alegre
Dezembro de 2021

MARCELO MAZZUCO

**AVALIAÇÃO DAS MUDANÇAS MICRO E
MACROESTRUTURAIS DE CONCRETO ESTRUTURAL
SUBMETIDO A INCÊNDIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia

Profa. Angela Borges Masuero

Dra. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Brasil
Orientadora

Profa. Denise Carpena Coitinho Dal Molin

Dra. pela Universidade de São Paulo, Brasil
Orientadora

Porto Alegre
Dezembro de 2021

MARCELO MAZZUCO

**AVALIAÇÃO DAS MUDANÇAS MICRO E
MACROESTRUTURAIS DE CONCRETO ESTRUTURAL
SUBMETIDO A INCÊNDIO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL, área de pesquisa Desempenho e Patologia das Construções, e aprovada em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2021.

Profa. Angela Borges Masuero
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil
Orientadora

Profa. Denise Carpena Coitinho Dal Molin
Dra. pela Universidade de São Paulo, Brasil
Orientadora

Profa. Ana Carolina Badalotti Passuello
Coordenadora do PPGCI/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Profa. Ângela Gaio Graeff (RS)
Doutora pela University of Sheffield, Reino Unido

Prof. White José dos Santos (MG)
Doutor pela Universidade Federal de Viçosa, Brasil

Prof. Uziel Cavalcanti de Medeiros Quinino (RS)
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Antonio e Neiva, por terem moldado o que sou, fornecendo plenas condições para o meu desenvolvimento acadêmico, assim como amor, suporte e inspiração para sempre atingir meus objetivos.

Agradeço às minhas Orientadoras Ângela e Denise, pelo conhecimento e dedicação proporcionados para o desenvolvimento deste trabalho, desde as disciplinas ministradas até as reuniões virtuais em virtude da pandemia.

Agradeço ao colega e amigo do PPGCI, José da Silva Andrade Neto, pelo inestimável e imprescindível trabalho de ter processado (termogravimetria) as amostras de pó de concreto no Laboratório de Inovação em Cimentos Ecológicos (LINCE) da UFRGS.

Agradeço também aos meus colegas e amigos peritos criminais da Divisão de Engenharia Legal do Departamento de Criminalística, do Instituto-Geral de Perícias/RS, pelo apoio em infindáveis conversas a respeito do tema deste trabalho, além da paciência quando precisei de alterações na escala de plantões de trabalho em virtude deste mestrado acadêmico.

Agradeço aos laboratoristas do Laboratório de Materiais e Tecnologia do Ambiente Construído (LAMTAC) da UFRGS, Airton Freitas e Ari Furquim, pelo apoio em diversas etapas deste trabalho.

Agradeço à minha amada companheira, Tainá Nodari, por ser uma referência de tranquilidade e leveza em minha vida, fornecendo uma base sólida de estímulo, amor e confiança, tão necessários para a realização deste trabalho.

E, por último, agradeço a todos os meus amigos que contribuíram também, direta ou indiretamente, para essa etapa de minha vida.

“Tudo o que temos que decidir é o que fazer com o tempo
que nos é dado.”
Gandalf

RESUMO

MAZZUCO, M. **Avaliação das mudanças micro e macroestruturais do concreto de estrutura submetido a incêndio.** 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021.

A análise microestrutural de concreto submetido às altas temperaturas geralmente é executada por meio de ensaios concebidos e realizados em laboratório, onde pode-se controlar diversas variáveis intervenientes, diferentemente de uma perícia/análise de engenharia em um sinistro de incêndio real. Sendo assim, o presente trabalho tem como objetivo avaliar as mudanças micro e macroestruturais em concretos expostos às altas temperaturas em um caso de incêndio real, bem como avaliar a eficácia das técnicas para sua avaliação. Para tanto, foi feita a análise por diferentes técnicas em concreto de pilares estruturais de um galpão intensamente incendiado na região metropolitana de Porto Alegre em 2020. As técnicas de análise foram velocidade de propagação de ondas ultrassônicas, análise colorimétrica, difração de raios-X e análise termogravimétrica, além da inspeção visual. Amostras de pó de concreto foram extraídas de três profundidades diferentes dos pilares a partir da superfície exposta ao próprio fogo e de acordo com os resultados obtidos em alguns pilares, os danos estão limitados a apenas alguns centímetros da superfície exposta ao próprio fogo, apesar de sua prolongada exposição às altas temperaturas. Para tanto, foi elaborado um programa experimental de laboratório, a fim de se estudar as influências da recura, tentando simular a situação do uso de água para extinguir o fogo no incêndio e da ação do intemperismo, em um concreto confeccionado com características similares ao concreto do sinistro real. Por fim, concluiu-se que há uma convergência das técnicas utilizadas, ressaltando alguns pontos importantes a serem observados quando da execução dos procedimentos de análise, amostragem, extração, preparo e armazenagem das amostras. Quanto à análise de difração de raio X, em relação a esse sinistro real, a sua utilização não foi totalmente eficaz para a estimativa das temperaturas as quais os elementos estruturais foram submetidos, uma vez que não foi possível detectar os picos cristalinos da portlandita e calcita.

Palavras-chave: Concreto. Microestrutura. Incêndio. Altas temperaturas.

ABSTRACT

MAZZUCO, M. **Evaluation of micro and macrostructural changes in fired structural concrete**. 2021. Dissertation (Master of Science in Civil Engineering) - Postgraduate Program in Civil Engineering: Construction and Infrastructure, Engineering School, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021.

The microstructural analysis of concrete subjected to high temperatures is usually carried out through tests designed and carried out in the laboratory, where several intervening variables can be controlled, unlike an engineering investigation/analysis in a real fire accident. Therefore, the present work aims to evaluate the micro and macrostructural changes in concrete exposed to high temperatures in a real fire case, as well as to evaluate the effectiveness of the techniques for its evaluation. For this purpose, the analysis by different techniques in concrete of structural pillars of a shed intensely burned in the metropolitan region of Porto Alegre in 2020 was carried out. The analysis techniques were ultrasonic wave propagation velocity, colorimetric analysis, X-ray diffraction and thermogravimetric analysis, in addition to visual inspection. Concrete powder samples were extracted from three different depths of the pillars from the surface exposed to the fire itself and according to the results obtained in some pillars, the damage is limited to just a few centimeters from the surface exposed to the fire itself, despite its prolonged exposure to high temperatures. In addition, an experimental laboratory program was developed in order to study the influences of the recurring, trying to simulate the situation of using water to extinguish the fire and the action of weathering, in a concrete made with similar characteristics to the concrete of the real accident. Finally, it was concluded that there is a convergence of the techniques used, highlighting some important points to be observed when carrying out the procedures of analysis, sampling, extraction, preparation and storage of samples. As for the X-ray diffraction analysis, in relation to this real accident, its use was not fully effective in estimating the temperatures to which the structural elements were subjected, since it was not possible to detect the crystalline peaks of portlandite and calcite.

Keywords: Concrete. Microstructure. Fire. High temperature.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Principais estágios de um incêndio real.....	28
Figura 2 - Porosimetria total de uma pasta de cimento	40
Figura 3 - Mudança de cor em função da temperatura	41
Figura 4 - Mudanças em concreto submetidos a 800 e 1200 °C (micrografia eletrônica de varredura - elétrons secundários).....	42
Figura 5 – Micrografias eletrônicas de varredura – elétrons secundários de um concreto submetido até 550 °C (ampliação 2000x).....	42
Figura 6 – Micrografias eletrônicas de varredura – elétrons secundários de pastas cimentícias até 900 °C (ampliação 3000x)	43
Figura 7 – Difrátogramas de raios X do comportamento da portlandita com o aumento da temperatura.....	45
Figura 8 – Difrátogramas de raio X de uma pasta de cimento aquecida até 800 °C	46
Figura 9 - Difrátogramas de raios X uma pasta de cimento aquecida a diversas temperaturas	47
Figura 10 - Difrátogramas de raios X uma pasta de cimento aquecida até 800 °C	48
Figura 11 – Difrátogramas de raios X de uma pasta de cimento após aquecimento.....	49
Figura 12 – Difrátogramas de raios X para as regiões “superfície” e “interna” de elementos estruturais de concreto submetidos a um incêndio	50
Figura 13 - Composição das TGAs para várias temperaturas testadas.....	52
Figura 14 - DTA de um concreto de referência (sem aquecimento	53
Figura 15 - DTA de um concreto previamente submetido a 300 °C	53
Figura 16 - DTA de um concreto previamente submetido a 450 °C	53
Figura 17 - DTA de um concreto previamente submetido a 600 °C	53
Figura 18 - TG (desidroxilação da portlandita até a profundidade de 5cm).....	55
Figura 19 - DTA (desidroxilação da portlandita até a profundidade de 5cm).....	55
Figura 20 - TG (desidratação da portlandita até a profundidade de 2,5cm).....	55
Figura 21 - DTA (desidroxilação da portlandita até a profundidade de 2,5cm).....	55
Figura 22 - Sólido de cor do espaço $L^*a^*b^*$	57
Figura 23 - Fachada frontal	64

Figura 24 - Lateral direita.....	64
Figura 25 - Coluna de fumaça do incêndio.....	64
Figura 26 - <i>Flashover</i> do incêndio	64
Figura 27: Disposição interna do galpão	65
Figura 28 - Vista panorâmica da estrutura remanescente.....	67
Figura 29 - Posicionamento dos pilares com seus respectivos aspectos visuais ao longo da altura	68
Figura 30 - Pilar 24.....	69
Figura 31 – Pilar 8	69
Figura 32 – Pilar 10, face Norte	69
Figura 33 - Mapa de cores de temperaturas do incêndio em função do aspecto visual das superfícies dos concretos da estrutura considerando os 24 pilares.....	71
Figura 34 - Corredores sob a viga central	71
Figura 35 - Foco inicial do incêndio.....	72
Figura 36 - Vista aérea da cobertura da edificação em análise	72
Figura 37 - Telhado desabado na região frontal.....	72
Figura 38 - Deslocamento de blocos cerâmicos entre P7 e P12	73
Figura 39 - Deslocamento de blocos cerâmicos entre P3 e P4	73
Figura 40 - Mapa de cores considerando os 14 pilares selecionados para extração.....	75
Figura 41 - Fluxograma de atividades e programa experimental (amostras submetidas a incêndio real).....	76
Figura 42: Demarcação da área a ser medida	77
Figura 43: Demarcação das armaduras.....	77
Figura 44 - Região para medições (P15 face Oeste)	78
Figura 45 - Uso do espectrofotômetro	78
Figura 46 - P9 antes da lavagem superficial.....	79
Figura 47 - Utilização de lava-jato... ..	79
Figura 48 - Região para medições após a lavagem superficial.....	79
Figura 49 - Uso do pacômetro P10	80

Figura 50 - Fixação da extratora P10	81
Figura 51 - Posição das armaduras	81
Figura 52 - Testemunho.....	81
Figura 53 - P22 Grauteamento	82
Figura 54 - Alteração de coloração superficial dos concretos de diferentes pilares.....	83
Figura 55 - Alteração visível da estrutura do concreto entre pilares	83
Figura 56 - Faixas de profundidades de extração de pó (F1, F2 e F3 são as faixas analisadas. FD é a espessura descartada).....	84
Figura 57 - Extração do pó P24.....	87
Figura 58 - Pó de concreto já extraído P22	87
Figura 59 - Fechamento dos furos com silicone.....	88
Figura 60 - Paralização da hidratação.....	88
Figura 61 – Armazenamento das amostras em recipientes vedados	89
Figura 62 – Amostras no interior da estufa para secagem a vácuo	89
Figura 63 - Selagem a vácuo das amostras para TG.....	90
Figura 64 - Selagem a vácuo das amostras para DRX	90
Figura 65: testemunho do P10 (descartado)	91
Figura 66: testemunho doP18.....	91
Figura 67: ensaio de resistência à compressão (P18)	91
Figura 68: CP retirado do P18 após ruptura à compressão.....	94
Figura 69: Cominuição do CP retirado do P18	94
Figura 70: Pesagem do material cominuído do P18	94
Figura 71: Imersão do material cominuído do P18 em ácido clorídico.....	94
Figura 72: Separação do agregado graúdo	94
Figura 73: Separação do agregado miúdo	94
Figura 74: Agregado graúdo basáltico.....	94
Figura 75: Agregado miúdo de areia natural	94
Figura 76 - Fluxograma de atividades e programa experimental (concreto de laboratório)	98

Figura 77: curvas médias de correlação entre resistências à compressão e relação água/cimento para cimento Portland pozolânico CP32	100
Figura 78: Confeção dos CPs cilíndricos (10x20 cm)	103
Figura 79: Confeção da proteção térmica às laterais dos CPs	103
Figura 80: Alças metálicas para facilitar o manuseio.....	103
Figura 81: Curvas de aquecimento	104
Figura 82: Posicionamento do CP dentro da mufla.....	105
Figura 83: CP após término do ciclo de aquecimento	105
Figura 84: Esquema do CP dentro da mufla e a “proteção térmica”	106
Figura 85: Resfriamento com água corrente (amostras de pó “molhadas”).....	107
Figura 86: Resfriamento à temperatura ambiente e sem água (amostras secas)	107
Figura 117 – Pilar 1	120
Figura 118 – Pilar 2	120
Figura 119 – Pilar 3	120
Figura 120 – Pilar 4	120
Figura 121 – Pilar 5	120
Figura 122 – Pilar 6	120
Figura 123 – Pilar 7	120
Figura 124 – Pilar 8	120
Figura 125 – Pilar 9	120
Figura 126 – Pilar 10 face Leste.....	120
Figura 127 – Pilar 10 face Oeste	120
Figura 128 – Pilar 10 face Sul	120
Figura 129 – Pilar 10 face Norte	120
Figura 130 – Pilar 11	120
Figura 131 – Pilar 12	120
Figura 132 – Pilar 13	121
Figura 133 – Pilar 14	121
Figura 134 – Pilar 15 face Leste.....	121

Figura 135 – Pilar 15 face Oeste	121
Figura 136 – Pilar 15 face Sul	121
Figura 137 – Pilar 15 face Norte	121
Figura 138 – Pilar 16	121
Figura 139 – Pilar 17	121
Figura 140 – Pilar 18	121
Figura 141 – Pilar 19	121
Figura 142 – Pilar 20	121
Figura 143 – Pilar 21	121
Figura 144 – Pilar 22	121
Figura 145 – Pilar 23	121
Figura 146 – Pilar 24	121

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo das pesquisas que envolvem ensaios microestruturais em estruturas submetidas às altas temperaturas	23
Tabela 2: ASTM E119 X ISO 834 (temperatura x tempo).....	30
Tabela 3: Levantamento bibliográfico dos experimentos envolvendo altas temperaturas	31
Tabela 4 - Resumo dos efeitos de altas temperaturas no concreto	34
Tabela 5 - Resumo das técnicas não-destrutivas aplicáveis a concretos danificados por incêndios	38
Tabela 6 - Comparação de valores de diferenças de cor de acordo com a percepção do olho humano	57
Tabela 7 - Valores médios de velocidade de propagação de pulso ultrassônico	58
Tabela 8: Cargas de incêndio em função do uso, conforme Lei Complementar n.º 14.376	66
Tabela 9: Carga de incêndio em função da altura de armazenamento, conforme Lei Complementar n.º 14.376	66
Tabela 10 - Faixas de profundidades das amostras de pó e suas nomenclaturas.....	84
Tabela 11 - Resumo dos pilares extraídos e suas nomenclaturas	85
Tabela 12: Caracterização do agregado miúdo natural (areia natural)	101
Tabela 13: Caracterização física do agregado graúdo natural (basalto)	101
Tabela 20: Análise de variância das VPOU (ANOVA) quanto à influência da temperatura de aquecimento o tratamento dado (seco x molhado recurado)	131
Tabela 21: Análise de variância (ANOVA) do teor de portlandita para F1 (0-25mm).....	133
Tabela 22: Análise de variância (ANOVA) do teor de calcita para F1 (0-25mm).....	134
Tabela 23: Análise de variância (ANOVA) da perda de massa para F1 (0-25mm).....	135
Tabela 24: Análise da variância (ANOVA) no teor de portlandita para 600 °C	137
Tabela 25: Análise da variância (ANOVA) no teor de calcita para 600 °C	138
Tabela 26: Análise da variância (ANOVA) na perda de massa para 600 °C	139
Tabela 27: Análise da variância (ANOVA) no teor de portlandita para 900 °C	141
Tabela 28: Análise da variância (ANOVA) no teor de calcita para 900 °C	142
Tabela 29: Análise da variância (ANOVA) na perda de massa para 900 °C	143

Tabela 30: Análise de variância das alterações de cor (ANOVA)	145
Tabela 31: Análise da variância no teor de portlandita (ANOVA)	147
Tabela 32: Análise da variância no teor de calcita (ANOVA)	148
Tabela 33: Análise da variância na perda de massa (ANOVA)	149

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira De Normas Técnicas

ASTM: American Society for Testing and Materials

Ca(OH)₂: hidróxido de cálcio ou “portlandita”

CaCO₃: carbonato de cálcio ou “calcita”

CaMg(CO₃)₂: dolomita

CaO: Óxido de cálcio

CIE: Commision Internationale L’Eclairage

CIENTEC/RS: Fundação de Ciência e Tecnologia do Estado do Rio Grande do Sul

CNAE: Classificação Nacional De Atividades Econômicas

CO₂: dióxido de carbono

CP: corpo de prova

CPs: corpos de prova

C-S-H: silicato de cálcio hidratado

DRX: difração de raios X

DTA: análise térmica diferencial

Fe₂O₃: óxido de ferro (hematita)

IGP: Instituto-Geral de Perícias

INMET: Instituto Nacional de Metereologia

ISO: International Organization for Standardization

LAMTAC: Laboratório de Materiais e Tecnologia do Ambiente Construído

LINCE: Laboratório de Inovação em Cimentos Ecológicos

MEV: microscopia eletrônica de varredura

MPa: megapascal

NBR: Norma brasileira

NORIE - Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação

PIM: porosimetria de intrusão de mercúrio

SiO₂: dióxido de silício

TGA: análise termogravimétrica

TRRF: Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

VPOU: Velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

β -C₂S: belita

β CS: “wollastonita”

LISTA DE SÍMBOLOS

ΔE^* - variação de cor (adimensional)

L^* - eixo cromático que varia de branco a preto (luminosidade)

a^* - eixo cromático que varia de verde a vermelho

b^* - eixo cromático que varia de azul a amarelo

m_{aglo} - massa de aglomerante da amostra (g)

m_i - massa inicial da amostra (g)

m_f - massa final da amostra (g) ou massa de agregado (g)

1:m - proporção de 1 unidade de aglomerante para "m " de agregado, em massa

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	JUSTIFICATIVA	22
1.2	OBJETIVOS	25
1.3	DELIMITAÇÃO DO ESTUDO	26
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1	O INCÊNDIO	27
2.2	O CONCRETO SUBMETIDO ÀS ALTAS TEMPERATURAS.....	32
2.2.1	Efeitos microestruturais de concretos acometidos por altas temperaturas ..	33
2.2.2	Efeitos de altas temperaturas nas pastas cimentícias hidratadas	34
2.2.3	Efeitos de altas temperaturas nas áreas de transição.....	36
2.2.4	Efeitos de altas temperaturas nos agregados	37
2.3	AVALIAÇÃO DE CONCRETOS EXPOSTOS ÀS ALTAS TEMPERATURAS .	37
2.3.1	Porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP).....	39
2.3.2	Colorimetria	40
2.3.3	Microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	41
2.3.4	Difração de Raio X (DRX)	44
2.3.5	Análises térmicas	50
2.3.6	Análise colorimétrica.....	56
2.3.7	Propagação de Ondas Ultrassônicas	58
2.4	RECURA DO CONCRETO SUBMETIDO ÀS ALTAS TEMPERATURAS	59
3	METODOLOGIA.....	63
3.1	DADOS DA EDIFICAÇÃO, HISTÓRICO DO INCÊNDIO E ANÁLISE PRELIMINAR.....	63
3.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	73
3.2.1	Avaliação do concreto submetido a incêndio real	74

3.2.1.1	Velocidade de propagação de ondas ultrassônicas (VPOU) - item “b” da figura 41	77
3.2.1.2	Análise colorimétrica - item “c” da figura 31.....	78
3.2.1.3	Extração de testemunhos cilíndricos - item “d” da figura 31.....	80
3.2.1.4	Extração de pó de concreto.....	84
3.2.1.5	Ensaio de resistência à compressão - item “g” da figura 41.....	90
3.2.1.6	Reconstituição de traço - item “h” da figura 41.	91
3.2.1.7	Análise termogravimétrica (TGA) - item “g” da figura 41.	95
3.2.1.8	Difração de Raios X (DRX) - item “k” da figura 71.....	95
3.2.2	Avaliação de amostras submetidas às altas temperaturas em ambiente de laboratório.....	97
3.2.2.1	Dosagem, confecção dos corpos de prova e caracterização dos materiais - itens “a, b” da figura 76.....	99
3.2.2.2	Proteção térmica – item “c” da figura 76.	102
3.2.2.3	Exposição dos corpos de prova de concreto às altas temperaturas - item “h” da figura 106.....	103
3.2.2.4	Recura dos corpos de prova - item “l” da figura 76.	107
3.2.2.5	Velocidade de propagação de ondas ultrassônicas - itens “e”, “k” e “n” da figura 76.	108
3.2.2.6	Análise termogravimétrica (TGA) - item “o” da figura 76.	108
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110
	APÊNDICE A – Fotografias detalhadas de cada pilar	119
	APÊNDICE B – Dados coletados pelo espectrofotômetro	122
	APÊNDICE C – Níveis de percepção de alteração de cores	126
	APÊNDICE D – Velocidades de pulso ultrassônico	128
	APÊNDICE E – Tabela ANOVA do ensaio de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas do subcapítulo 4.1.1	130
	APÊNDICE F – Tabelas ANOVA das análises termogravimétricas do subcapítulo 4.1.2.1	132

APÊNDICE G – Tabelas ANOVA das análises termogravimétricas do subcapítulo	
4.1.2.2	136
APÊNDICE H – Tabelas ANOVA das análises termogravimétricas do subcapítulo	
4.1.2.3	140
APÊNDICE I – Tabela ANOVA das análises colorimétricas do subcapítulo 4.2.1.....	144
APÊNDICE J – Tabelas ANOVA das análises termogravimétricas do subcapítulo 4.2.4	
.....	146

1 INTRODUÇÃO

Uma das vantagens da utilização do concreto é por ser um material incombustível e que não emite gases tóxicos quando submetido às altas temperaturas, como no caso de incêndios, diferentemente de outros materiais de construção, como a madeira. Adicionalmente, esse material tem a característica de manter a resistência mecânica suficiente por períodos relativamente longos quando exposto às altas temperaturas, dependendo de sua constituição, o que daria tempo hábil para operações de resgate em caso de sinistros causados por incêndios (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Além disso, Babalola *et al.* (2021) e Helene *et al.* (2019), em um estudo envolvendo mais de cem casos de estruturas de concreto acometidas por incêndios, concluíram que a maioria delas ainda apresentava bom desempenho estrutural e poderiam ser reparadas a fim de manter as suas características iniciais.

Entretanto, mesmo que seja um material relativamente resistente ao fogo, o concreto, durante o aquecimento, está suscetível a diversos fenômenos físico-químicos (redução da resistência à compressão, alteração do módulo de elasticidade, vulnerabilidade à fissuração e ao lascamento explosivo, entre outros), os quais podem ter efeitos destrutivos ao diminuir a capacidade resistente do concreto e alterar a estabilidade da estrutura como um todo (FERNANDES *et al.*, 2017).

Seguindo este raciocínio, Hager (2013) diz que a deterioração dessas propriedades está diretamente relacionada aos materiais constituintes (tipo de cimento e agregado, proporcionamento dos materiais, relação água/cimento, adições e fibras) e ao ambiente (tempo de exposição ao fogo, intensidade de aquecimento, carga aplicada e umidade).

Conseqüentemente, a análise do nível de degradação das propriedades da matriz cimentícia, bem como das propriedades residuais das armaduras das estruturas de concreto armado acometidas por incêndios fornecem subsídios para o correto diagnóstico do desempenho estrutural, bem como para as definições dos reparos, reforços ou, em últimos casos, demolição da estrutura (HAGER, 2013).

Sendo assim, a avaliação de uma estrutura danificada por incêndios usualmente inicia-se pelas observações visuais do concreto, incluindo sua mudança de cor, fissuração e deslocamento (SHORT; PURKISS; GUISE, 2001), prosseguindo com análises mecânicas e ensaios não destrutivos e, em casos mais aprofundados, com análises da microestrutura da pasta de cimento.

1.1 JUSTIFICATIVA

Apesar da grande quantidade de estudos envolvendo concretos submetidos às altas temperaturas, o comportamento microestrutural nessas situações ainda não foi completamente caracterizado e disseminado (LIM, MONDAL, 2014).

Ainda nesse sentido, Fernandes (2017) apresenta um levantamento dos trabalhos científicos dentro dessa temática (tabela 1), a qual mostra que no início da última década houve um aumento dos estudos envolvendo ensaios microestruturais em concretos submetidos às altas temperaturas, porém a maioria desses trabalhos trata de simulações laboratoriais e não em casos reais de incêndios (em negrito e hachurados) havendo, então, uma lacuna de pesquisa nesse sentido.

Tabela 1 - Resumo das pesquisas que envolvem ensaios microestruturais em estruturas submetidas às altas temperaturas

Autor	Ano	Tipo	T. máx. (°C)	MEV	DRX	MIP	DTA TGA	COL *	PET *	Outros
Rostásy, Wei e Wiedemann	1980	Lab.	900	-	-	X	-	-	-	-
Piasta, Sawicz e Rudzinski	1984	Lab.	800	-	X	X	X	-	-	Espectroscopia infravermelho
Chan, Peng e Chan	1996	Lab.	1200	-	-	X	-	-	-	-
Saad <i>et al.</i>	1996	Lab.	600	-	X	-	-	-	-	-
Lin, Lin e Powers Couche	1996	Lab.	900	X	-	-	-	-	-	-
Luo, Sun e Chan	1996	Lab.	800	-	-	X	-	-	-	-
Short, Purkiss e Guise	2000	Lab.	700	-	-	-	-	X	-	-
Poon <i>et al.</i>	2001	Lab.	800	-	-	X	-	-	-	-
Handoo e Agarwal	2001	Lab.	1000	X	X	-	X	-	-	-
Castellote <i>et al.</i>	2002	Lab.	620	-	-	X	X	-	-	Difração de neutrons
Alarcon-Ruiz <i>et al.</i>	2004	Lab.	800	-	-	-	X	-	-	-
Georgali e Tsakiridis	2005	Est.	-	-	-	-	-	-	X	-
Lima	2005	Lab.	900	X	X	-	X	-	-	Dilatometria
Wang, Wu e Wang	2005	Lab.	500	X	-	-	-	-	-	-
Wendt	2005	Lab.	900	-	-	-	-	X	-	-
Peng e Huang	2008	Lab.	800	X	X	X	-	-	-	-
Biolzi e Cattaneo Rosati	2008	Lab.	750	X	-	X	X	-	-	-
Annerel e Taerwe	2009	Lab.	550	X	-	-	-	X	-	Microscopia de fluorescência
Arioz	2009	Lab.	1200	X	-	-	-	-	-	-
Fall e Samb	2009	Lab.	600	X	-	X	X	-	-	Absorção capilar
Sousa	2009	Lab.	600	X	-	-	-	-	-	-
Menéndez e Vega	2009	Est.	-	X	X	-	X	-	-	-
Annerel e Taerwe	2011	Lab.	100	-	-	-	-	X	-	-
Britez	2011	Est.	-	-	X	-	X	-	-	-
Ruschel	2011	Est.	-	-	X	-	-	-	-	-
Ibrahim, Hamid and Taha	2012	Lab.	700	X	X	-	X	-	-	BET
Hager	2013	Lab.	800	-	-	-	X	X	-	-
Akca and Zihnioglu	2013	Lab.	900	X	-	X	X	-	-	-
Heap <i>et al.</i>	2013	Lab.	1000	X	X	-	X	-	-	-
Heikal <i>et al.</i>	2013	Lab.	800	X	X	-	-	-	-	-
Zhang, Ye e Koenders	2013	Lab.	1000	X	X	-	-	-	-	Adsorção de nitrogênio
Kim, Yun e Park	2013	Lab.	1000	X	X	-	-	-	-	Tomografia Raio-x
Carré, Hager e Perlot	2014	Lab.	1000	-	-	-	-	X	-	-

Lim e Mondal	2014	Lab.	1000	X	X	-	X	-	-	Microscopia de força atômica
Wang <i>et al.</i>	2014	Lab.	800	X	X	X	X	-	-	-
Li	2018	Lab.	900	X	X	-	-	-	-	-
Thanaraj <i>et al.</i>	2020	Lab.	1133	X	-	-	X	-	-	-
Amiri <i>et al.</i>	2022	Lab.	900	X	X	-	-	-	-	-
Anand <i>et al.</i>	2023	Lab.	1200	X	X	-	X	-	-	-

* Lab. = Amostra confeccionada em laboratório; Est. = Amostra retirada de elemento estrutural

** SEM = Microscopia eletrônica de varredura; XRD = Difração de Raio X; MIP = Porosimetria por intrusão de mercúrio; DTA = Análise Térmica Diferencial; TGA = Análise termogravimétrica; COL = Colorimetria e PET = Petrografia

(Fonte: compilada pelo autor, 2024)

Além disso, como o autor, além de engenheiro civil, é perito criminal oficial do Estado do Rio Grande do Sul, cuja atribuição em uma perícia de incêndio é determinar a causa e o foco inicial do fogo, o Código Penal (BRASIL, 1940), ao tipificar o crime de causar incêndio no Artigo 250 como “causar incêndio, expondo a perigo a vida, a integridade física ou o patrimônio de outrem” e o Código de Processo Penal (BRASIL, 1941) ao expor as atribuições do perito criminal em casos de incêndios no Artigo 173, “no caso de incêndio, os peritos verificarão a causa e o lugar em que houver começado, o perigo que dele tiver resultado para a vida ou para o patrimônio alheio, a extensão do dano e o seu valor e as demais circunstâncias que interessarem à elucidação do fato”, abrem prerrogativas para que o perito criminal verifique o perigo e a extensão do dano ao patrimônio alheio.

Ademais, no Estado do Rio Grande do Sul, o perito criminal tem como atribuição desenvolver estudos e pesquisas em sua área de atuação (RIO GRANDE DO SUL, 1996).

Dessa maneira, justifica-se esse trabalho através da aliança das lacunas científicas na área de mudanças microestruturais de concretos submetidos aos casos reais de incêndios com as atribuições profissionais do perito oficial de natureza criminal.

Por fim, como a maioria dos trabalhos experimentais revisados (expostos na tabela anterior) utiliza amostras em pequena escala, aquecidas em laboratório, os quais não incluem as diversas variáveis de uma estrutura real incendiada, além da ausência de procedimentos padronizados para coleta e preparação de amostras para essas análises, faz-se necessário o estabelecimento de procedimentos específicos para inspeção/perícias de estruturas danificadas, descrevendo por

exemplo quais são os locais ideais para a coleta de amostras, como coletá-las e prepará-las para os ensaios.

Essa padronização da técnica para inspeção da estrutura tem o potencial de aumentar a confiabilidade dos estudos, contribuindo para o diagnóstico de estruturas danificadas e definição de estratégias terapêuticas, além de que a experiência obtida com sua aplicação poderá contribuir para uma melhor compreensão dessas técnicas e seus aperfeiçoamentos.

1.2 OBJETIVOS

A proposta geral do presente estudo é identificar as mudanças macro e microestruturais em concreto exposto às altas temperaturas em um caso de incêndio real ocorrido em um galpão industrial, edificado em estrutura em concreto armado pré-fabricado, localizado no estado do Rio Grande do Sul, bem como examinar a eficácia das técnicas para sua avaliação, envolvendo a extração, preparo e armazenagem das amostras de concreto. Como objetivos específicos foram estabelecidos:

- a) comparar a microestrutura de amostras de concreto submetida às altas temperaturas em um sinistro real e em condições de laboratório;
- b) comparar a microestrutura de amostras de concreto submetida às altas temperaturas em condições de laboratório;
- c) investigar se os resultados das análises térmicas das amostras retiradas da estrutura em situação real de incêndio são compatíveis com o observado na literatura;
- d) elaborar um mapa de danos, baseado na alteração de cor no concreto e na velocidade de propagação de ondas ultrassônicas;
- e) analisar a efetividade das técnicas, tanto de extração, preparo e armazenagem das amostras quanto de análise, em relação a estruturas de concreto submetidas a incêndios reais;
- f) verificar se a generalização da mudança da coloração superficial dos elementos estruturais de concreto submetidos a incêndios é suficiente para a determinação do conjunto amostral para extração de pó de concreto para análises microestruturais;

g) averiguar a influência do tratamento de corpos de prova de concreto (recura) em situação de exposição às altas temperaturas;

1.3 DELIMITAÇÃO DO ESTUDO

A delimitação da parte referente à investigação do incêndio desta pesquisa está caracterizada pelo estudo de caso de um sinistro real, o qual atingiu uma edificação industrial, construída em estrutura pré-fabricada de concreto armado e, portanto, parte-se do pressuposto que envolve apenas um tipo/dosagem de concreto, assim como seus materiais constituintes. Além disso, no tocante às amostras de pó do concreto, a altura de 150 cm em relação ao piso para extração de amostras e análise nos pilares de concreto armado foi fixada, em função da facilidade em se trabalhar nessa altura, sendo desnecessário o uso de andaimes e/ou escadas.

Ademais, quanto à simulação do efeito da recura realizada em laboratório, a principal limitação deste trabalho foi a ausência de controle da temperatura ao longo da profundidade dos corpos de prova, ou seja, a opção de controle de temperatura de exposição da superfície externa dos corpos de prova foi motivada pela facilidade de ajuste da temperatura para vários patamares. Dessa maneira, reitera-se que a temperatura controlada e mantida constante ao longo desse ensaio é a da mufla e não a de cada profundidade (faixas F1, F2 e F3) dos corpos de prova (limitação deste trabalho), ou seja, não se coletaram dados a respeito da distribuição da transferência de calor (condução) ao interior do corpo de prova (ausência do uso de termômetros ao longo da profundidade) e, sendo assim, as temperaturas apresentadas nos diversos resultados no próximo capítulo são as da mufla e, conseqüentemente, da superfície dos corpos de prova.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esse capítulo explanará, brevemente, sobre incêndios e os principais efeitos de altas temperaturas em concretos, bem como em suas partes constituintes, como agregados, pastas cimentícias e na zona de transição. Além disso, serão discutidos alguns procedimentos de avaliação de concretos expostos a incêndios, reportando as técnicas para análise microestrutural desse material.

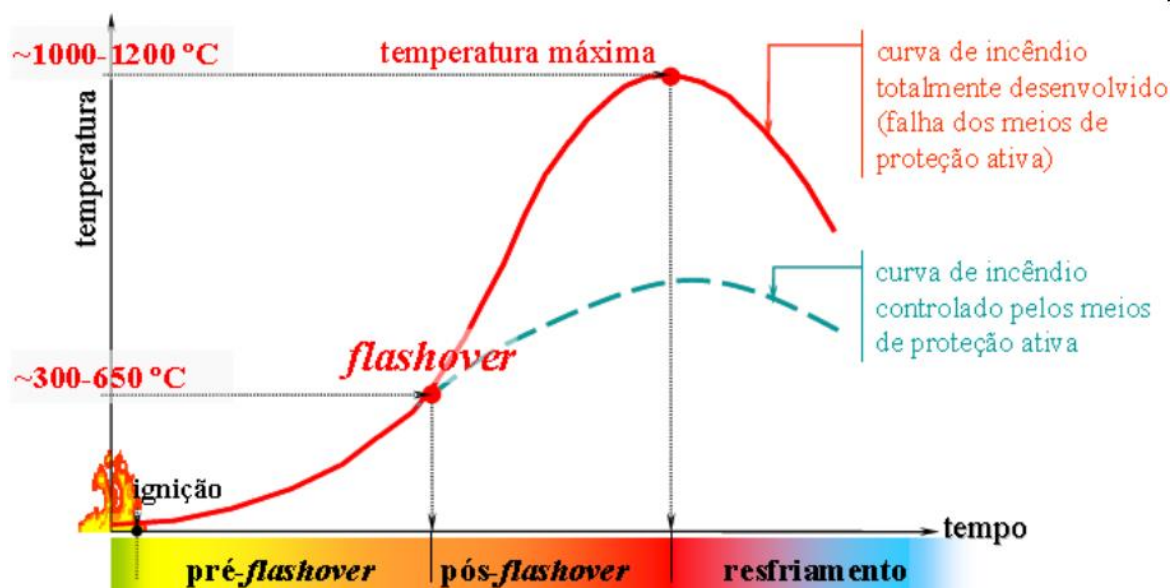
2.1 O INCÊNDIO

A NBR 13860 (ABNT, 2017) define como incêndio o fogo fora de controle e que pode ser extremamente perigoso para os seres vivos e para as estruturas em geral, seja de concreto, metálica ou de madeira.

Segundo Seito *et al.* (2008), incêndios, geralmente, iniciam-se em proporções pequenas e podem se expandir drasticamente, dependendo do primeiro item ignificado, das características do comportamento ao fogo dos materiais na proximidade desse item ignificado e da sua distribuição no ambiente.

Além disso, Costa (2008) diz que, generalizando, um incêndio caracteriza-se através de uma curva “temperatura x tempo” que determina dois segmentos: o ascendente e descendente, sendo que o primeiro representa a elevação de temperatura e o segundo representa o estágio de resfriamento, conforme representado na figura 1.

Figura 1 - Principais estágios de um incêndio real



Fonte: Costa, 2008.

Adicionalmente, o autor reitera que o comportamento dessa curva de incêndio pode ser subdividido nos seguintes estágios:

- ignição (ou Ignificação): é definido pelo aquecimento inicial do incêndio, onde há o aumento gradual de temperatura, dependendo minimamente das características do compartimento e sem risco à vida humana ou ao patrimônio, por colapso estrutural.
- “pré-flashover”: é definido pelo aquecimento acelerado do incêndio, porém, neste estágio, ainda é localizado e com duração dependente das características do compartimento (vãos e aberturas, material utilizado na compartimentação, entre outros).
- “flashover”: é definido pelo instante a partir do qual todo o compartimento é incendiado (inflamação generalizada) e as chamas tornam-se incontroláveis pelos meios de proteção ativa.
- “pós-flashover”: é definido quando há uma repentina alteração no crescimento da temperatura, uma vez que todo o material combustível entra em combustão. Neste estágio, a temperatura dos gases quentes pode ser superior ao patamar de 300 °C até atingir o pico da curva, geralmente com temperatura superior a 1000 °C, dependendo dos materiais combustíveis presentes no local.

- resfriamento: é definido pela diminuição gradativa da temperatura dos gases no ambiente incendiado, quando há a completa extinção do material combustível e, como não há mais carga de incêndio para retroalimentar as chamas, inicia-se a perda de calor, ou seja, o arrefecimento gradual do incêndio.

Por fim, Costa (2008) conclui que, em geral, simular incêndios reais ou naturais em uma estrutura pode ser uma tarefa muito complexa e bastante singular, dependendo das particularidades de cada incêndio, as quais são em função da taxa de aquecimento, da temperatura máxima atingida e da duração do evento.

Partindo desse raciocínio, Costa e Silva (2006) verificaram que para determinar mais facilmente a ação térmica nas estruturas, modelos matemáticos de incêndio deveriam ser formulados para descrever a variação da temperatura do compartimento em função do tempo do incêndio. Sendo assim, essas curvas foram padronizadas para os ensaios experimentais e laboratoriais de resistência ao fogo a fim de se fornecer subsídios suficientes para analisar e comparar os resultados obtidos. Além disso, os autores relatam que é comum que a resistência de elementos construtivos de edifícios urbanos seja estabelecida baseada na curva padrão tipo ISO 834 (ISO, 1994) ou ASTM E119 (ASTM, 2000) para fins de normalização.

A curva mais utilizada para simular incêndios e avaliar a resistência ao fogo de estruturas é definida pela ISO 834: *Fire resistance test - elements of building construction* (ISO, 1994) e segue a expressão $T - T_0 = 345 \log (8t+1)$, onde t é o tempo expresso em minutos, T_0 é a temperatura do ambiente, em graus Celsius, antes do início do aquecimento e T é a temperatura dos gases, em graus Celsius, no instante t . Esta curva prescreve a temperatura dos gases em função do tempo, caracterizando as curvas nominais de incêndio. A curva de incêndio-padrão adotada para realizar ensaios em fornos representa um incêndio típico que ocorre numa edificação, tendo por base os incêndios para materiais combustíveis celulósicos. O acréscimo de temperatura durante os primeiros 30 minutos é equivalente a uma taxa média de 27,4 °C/min. Esta curva representa somente uma possível condição de exposição durante o período de crescimento e alastramento do incêndio, não contemplando o período de redução da temperatura. Comparativamente, a taxa de crescimento em incêndios naturais pode ser menos acentuada, mas a temperatura máxima pode ser superior às alcançadas em fornos,

embora elas raramente sejam mantidas porque estão sujeitas a flutuações. A curva de incêndio-padrão corresponde a um incêndio severo, mas não o mais severo dos incêndios. A discrepância entre os incêndios naturais e os incêndios nominais que utilizam a curva de incêndio-padrão é maior para requerimentos de resistência superiores a 90 min, onde a margem de segurança é geralmente aumentada, embora a taxa de aquecimento na fase inicial do incêndio seja maior nos incêndios naturais do que nos simulados (ANDERBERG, 2003). Outra curva bastante utilizada é a prescrita pela *ASTM E119: Standard test methods for fire test of building construction and materials* (ASTM, 2000), a qual é definida por um número de pontos discretos, mostrados na tabela 2, onde também são apresentados os valores correspondentes de temperatura para a curva prescrita pela ISO 834 (ISO, 1994).

Tabela 2: ASTM E119 X ISO 834 (temperatura x tempo)

Tempo (min)	0	5	10	30	60	240	480
ASTM E119 (°C)	20	538	704	843	1010	1093	1260
ISO 834 (°C)	20	576	678	842	1049	1153	1257

Fonte: adaptado de LIMA (2005).

Na Europa, os ensaios são conduzidos de acordo com a curva de incêndio-padrão prescrita pela ISO 834 (ISO, 1994), mas na Alemanha utiliza-se a curva prescrita pela DIN 4102 (DIN, 1979), as quais são idênticas. Nos Estados Unidos e no Canadá, a curva de incêndio-padrão é normalizada pela ASTM E119 (ASTM, 2000), sendo a carga de incêndio semelhante à da ISO 834 (ISO, 1994), embora o acréscimo na temperatura segundo a ASTM E119 (ASTM, 2000) seja mais acentuado nos primeiros minutos do incêndio.

No Brasil, a curva de incêndio-padrão, prescrita pela NBR 5628: *componentes construtivos estruturais – determinação da resistência ao fogo* (ABNT, 2001), é a mesma da ISO 834 e, nesse aspecto, quando o tempo mínimo de resistência dos elementos estruturais é determinado por meio da exposição à curva-padrão de incêndio, ele é denominado como Tempo Requerido de Resistência ao Fogo ou simplesmente pela sigla TRRF (ABNT NBR 14432: 2001), ou seja, é o período mínimo normalizado que uma determinada estrutura deve manter suas funções de desempenho, durante um incêndio simulado por uma curva-padrão.

A partir disso, com o objetivo de balizar a escolha da curva de incêndio a ser utilizada posteriormente nos experimentos, fez-se um levantamento bibliográfico das curvas de incêndio utilizadas em diversos trabalhos científicos, nacionais e internacionais, envolvendo materiais cimentícios em diversos formatos, apresentados na tabela 3, onde percebeu-se que havia grande variação nas taxas de aquecimento utilizadas nesses trabalhos, assim como diferentes tempos de manutenção da temperatura final do ensaio.

Tabela 3: Levantamento bibliográfico dos experimentos envolvendo altas temperaturas

Fonte	Material	Taxa de aquecimento (°C/min)	Tempo de manutenção da temperatura final (min)
ZHANG <i>et al.</i> (2013)	Pasta de Cimento Portland	1	360
WENDT (2006)	Concreto (CP cil. 10 x 20 cm)	27,4	30
KO e RYU (2011)	Concreto (CP prism. 5 x 5 x 12 cm)	13,2	120
WANG <i>et al.</i> (2014)	Pasta de Cimento Portland	10	120
ANNEREL <i>et al.</i> (2009)	Cubos (lados de 1,5 cm) de concreto	40	120
ANNEREL <i>et al.</i> (2009)	Pó de concreto (DRX)	30	120
ARIOZ (2009)	Cubos (lados de 2,0 cm) de concreto	1	120
SADRMOMTAZI <i>et al.</i> (2020)	Cubos e cilindros de concreto	8	120
LUO <i>et al.</i> (2000)	Cubos (lados de 10cm) de concreto	7	60
HANDOO <i>et al.</i> (2002)	Cubos (lados de 10cm) de concreto	-	300
LIM e MONDAL (2014)	Pasta de cimento	1	300
KALIFA <i>et al.</i> (2001)	Concreto com fibras (5 x 5 x 10 cm)	-	300
MISSEMER <i>et al.</i> (2019)	Concreto com fibras (4 x 4 x 8 cm)	10	120
FERNANDES (2018)	Concreto (pilares de 25 x 25 x 300 cm)	5	30
HENRY <i>et al.</i> (2014)	Concreto (CP cil. 10x20 cm)	10	60
LIMA (2005)	Concreto (CPs 10 x 10 x 60 mm)	27,4	30
PENG e HUANG (2008)	Cubos (lados de 2,0 cm) de concreto	0,5	60

Fonte: Autor, 2021.

2.2 O CONCRETO SUBMETIDO ÀS ALTAS TEMPERATURAS

Segundo Neville (1997), a degradação de concretos submetidos às altas temperaturas depende de fatores materiais (composição da pasta e agregados) bem como ambientais (área superficial exposta, forma de resfriamento, tempo e temperatura de exposição ao fogo). Dessa maneira, as propriedades físicas dos materiais constituintes do concreto, como a condutividade térmica e calor específico aparentes, determinarão como se dará a transmissão de calor ao interior do elemento (WENDT, 2006).

Além disso, outras propriedades da matriz cimentícia, como a porosidade, área específica interna e permeabilidade, influenciam os efeitos da umidade no concreto (HARMATHY, 1973).

Entretanto, uma vez que há muitas variáveis que influenciam o comportamento do concreto exposto às altas temperaturas, os resultados dessa exposição apresentados nas pesquisas de diferentes autores apresentam grande variação.

Além disso, no caso da avaliação do nível de degradação de estruturas reais, em que os ensaios são realizados sob condições bastante distintas, não havendo um controle das principais variáveis intervenientes, também há grande variação nos resultados obtidos.

Complementarmente, Al-Ameri *et al.* (2021) estudaram o efeito de repetidos impactos de baixa velocidade de provável carga acidental em muitos tipos de estruturas. Para tanto, foi realizado um estudo experimental para avaliar o efeito de altas temperaturas na resistência ao impacto repetido de concretos de resistência normal, onde seis corpos de prova de concreto idênticos foram moldados e testados usando a configuração da ACI 544-2R de impactos repetidos em temperatura ambiente e após exposição a 100 °C, 200 °C, 300 °C, 400 °C, 500 °C e 600 °C. Da mesma forma, corpos de prova foram avaliados quanto às resistências à compressão e à flexão residual nas mesmas condições. Os resultados do teste mostraram que os números de impactos para causar rachaduras e falhas nos corpos de prova aquecidos a 100 °C diminuiram levemente em apenas 3,5%, enquanto o aquecimento a temperaturas mais altas deteriorou a resistência ao impacto muito mais rápido do que as resistências à compressão e à flexão, onde a redução na resistência ao impacto a 600 °C foi superior a 96%. Verificou-se também que a tendência de redução da resistência ao impacto com a temperatura está mais relacionada à resistência à flexão

do que à compressão. Os resultados dos testes também mostraram que, dentro dos limites do tipo de concreto adotado e dos testes realizados, a redução da resistência após a exposição às altas temperaturas está relacionada à perda de massa.

No trabalho de Maier *et al.* (2020), a influência das propriedades do concreto, como permeabilidade e condições ambientais (teor de água) foi investigada quanto ao comportamento de deslocamento do concreto submetido ao fogo. Para este propósito, uma configuração especial de aquecimento foi apresentada. Além disso, a configuração de teste desenvolvida permitiu um monitoramento contínuo do deslocamento, dando acesso ao histórico de deslocamento e ao nível final de dano dos corpos de prova de concreto. Os resultados obtidos, considerando diferentes relações água/cimento e graus de saturação, estão relacionados à resistência à tração inicial determinada por meio de uma ferramenta de avaliação numérica. Finalmente, correlações entre os parâmetros identificados que regem o deslocamento por fogo foram estabelecidas e permitiram uma avaliação do risco de deslocamentos das misturas de concreto, revelando que, em contraste com os requisitos dados em normas nacionais (da Áustria) e internacionais, a combinação de teor de água e permeabilidade pode servir como parâmetro chave de projetos adequados, definindo o risco de deslocamentos em situações de incêndios.

2.2.1 Efeitos microestruturais de concretos acometidos por altas temperaturas

A deterioração do concreto exposto às altas temperaturas (ou incêndios) é devido a três motivos: mudanças físico-químicas na matriz cimentícia, nos agregados e a incompatibilidade térmica entre eles. Além disso, outros fatores relacionados ao fogo, como temperatura e taxa de aquecimento, além de condições relacionadas ao elemento estrutural, como carga aplicada e umidade, também têm influência na deterioração do concreto (KHOURY, 2000).

Portanto, é importante que se discuta efeitos e mudanças microestruturais nos agregados, na matriz cimentícia e na zona de transição, uma vez que essas transformações ocorrem até uma temperatura de 1200 °C – quando o concreto começa a fundir – e vale ressaltar que incêndios reais podem atingir temperaturas acima de 900 °C, mesmo que essas altas temperaturas se limitem às superfícies dos elementos estruturais, enquanto a temperatura interna permanece relativamente baixa (SCHNEIDER, 1990).

Apesar da grande variabilidade relatada, a tabela 4 foi exposta com o objetivo de se resumir os principais efeitos microestruturais causados nos concretos quando submetidos às altas temperaturas, facilitando o entendimento desse mecanismo de degradação.

Tabela 4 - Resumo dos efeitos de altas temperaturas no concreto

Temperatura	Principais mudanças causadas pelo calor
70-80°C	Dissociação da etringita
120-160°C	Desidratação da gipsita para hemidrato e anidrita
<250°C	Pequenas mudanças
200-500°C	Perda da água combinada na pasta cimentícia
250-300°C	Coloração avermelhada na pasta cimentícia
375°C	Hemidrato para anidrita
500-600°C	Coloração acinzentada na matriz cimentícia
500°C	Mudança da cor da pasta de cimento vista por luz polarizada
510-550°C	Desidroxilação da portlandita
500-650°C	Fratura dos cristais de quartzo
573°C	Quartzo muda de α para β
600-850°C	Descarbonatação dos minerais carbonatados
800-1200°C	Completa desintegração da estrutura, coloração esbranquiçada na pasta cimentícia

Fonte: Albrektsson, 2011.

2.2.2 Efeitos de altas temperaturas nas pastas cimentícias hidratadas

As pastas de cimento hidratadas quando submetidas às altas temperaturas apresentam comportamento que depende diretamente de algumas características como a relação água/cimento, o fator CaO/SiO_2 (óxido de cálcio / dióxido de silício), quantidade de Ca(OH)_2 (portlandita) formada, grau de hidratação e umidade (FIB, 2007 e MINDEGUIA *et al.*, 2012). Sob altas temperaturas, o processo de degradação do concreto inicia-se pela decomposição da etringita a aproximadamente 80 °C (HAGER, 2013), seguida pela desidratação da pasta de cimento, associada a mudanças microestruturais no material.

Inicialmente, a água capilar (água livre), que não é influenciada pelas forças de atração de Van der Waals, evapora-se, seguida pela evaporação da água lamelar e da água adsorvida devido aos processos físicos. Por fim, a água quimicamente combinada ao C-S-H (silicato de cálcio

hidratado) é perdida (HAGER, 2013 e FIB, 2017). A desidratação do C-S-H é um fenômeno físico-químico que causa o alívio de microtensões e é responsável pela fluência transiente, começando em 100 °C, resultando na perda da pasta de cimento, juntamente com fissuração e aumento da porosidade.

Além disso, o acúmulo de vapor de água nos poros contribui para o deslocamento e em 700 °C há a decomposição do C-S-H em belita (β -C₂S), “wollastonita” (β CS) e água, ocasionando retração na pasta cimentícia, perda de resistência e aumento da porosidade.

Segundo Hager (2013), os cristais de portlandita desidratam-se em temperaturas acima de 420 °C, contribuindo para os efeitos relatados no parágrafo anterior, em que a portlandita (Ca(OH)₂) decompõe-se em óxido de cálcio e água. Outra mudança significativa é a descarbonatação do carbonato de cálcio (CaCO₃), a qual inicia-se a partir de 650 °C.

Vale ressaltar que altas temperaturas também afetam grãos de clínquer não hidratados que estão presentes na matriz cimentícia, promovendo sua expansão, e este fenômeno combinado com a retração causada pelas mudanças no C-S-H e na portlandita promovem expansões térmicas diferenciais, causando microfissuração, aumentando a porosidade do concreto (ZHANG, 2013). Adicionalmente, a mudança de porosidade influenciada por altas temperaturas cresce de uma maneira não-linear, uma vez que entre 20 °C e 300 °C, devido à desidratação do C-S-H, o aumento na porosidade é reduzido, abaixo inclusive da perda de massa verificada, no entanto, a partir de 300 °C, há a reversão deste comportamento com um crescimento significativo da porosidade e intensificação das microfissuras (FIB, 2017).

Outro efeito importante, em situações em que a pasta cimentícia não perde umidade para o ambiente rapidamente, como no caso de elementos estruturais de seção transversal muito grande, é o aparecimento de novos cristais de C-S-H e outros cristais, dependendo da relação CaO/SiO₂ (HAGER, 2013 e KHOURY, 2000). Seguindo com o aumento de temperatura, quando a temperatura excede 1200 °C, a pasta de cimentícia começa a fundir (KHOURY, 2000).

Em um programa experimental para avaliar o efeito da cinza volante, fibras de aço e condições de cura nas propriedades mecânicas, energia de fratura e microestrutura do concreto autoadensável em altas temperaturas, Sadrmomtazi *et al.* (2020) avaliaram as propriedades

físico-mecânicas, incluindo resistência à compressão, resistência à tração, resistência à flexão, energia de fratura, ultrassom, perda de massa e MEV antes e após a exposição a 23°C, 110°C, 200°C, 400°C e 600°C. Os resultados experimentais mostraram que a perda de resistência à compressão dos corpos de prova até 200°C é quase insignificante, mas é de, respectivamente, 40% e 64% quando a temperatura aumentar para 400°C e 600°C. Além disso, as fibras de aço evitam a expansão das fissuras e contribuem na resistência mecânica residual. Por fim, a análise da microestrutura representou uma estreita relação entre as propriedades mecânicas, fissuras e estrutura dos poros da interface fibras-agregados-matriz cimentícia. Portanto, os dados obtidos a partir dos resultados deste estudo experimental foram utilizados para desenvolver modelos que preveem a resistência mecânica do concreto autoadensável reforçado com fibras e fornecem relações simplificadas em função da temperatura.

Por fim, segundo Lima *et al.* (2007), após a exposição às altas temperaturas, o resfriamento da estrutura também pode promover mudanças na pasta cimentícia, uma vez que os produtos cimentícios podem se reidratar, formando novos géis e compostos cristalinos, sendo muitas vezes produtos expansivos, criando fissuras, corroborado também por Li *et al.* (2013).

2.2.3 Efeitos de altas temperaturas nas áreas de transição

Segundo Paulon e Kirchheim (2011), a interface entre a pasta de cimento e os agregados têm cerca de 50 µm de espessura e é considerada como “ponto fraco” do concreto, devido ao grande volume de vazios e fissuras nessa região, além da presença de cristais fracos de C-S-H, portlandita e etringita secundária (MEHTA, MONTEIRO, 2014). O aquecimento do concreto gera expansões térmicas diferenciais entre o agregado e a matriz cimentícia, as quais geram tensões, fissurando a pasta, aparecendo inicialmente nas zonas de transição devido a sua maior fragilidade (HAGER, 2013 e ANNEREL *et al.*, 2009), resultando posteriormente no deslocamento, que segundo observações experimentais de Bolina (2016), esse fenômeno é induzido por pressão de vapores internos do material, ocasionando o lascamento explosivo da superfície de concreto, reduzindo a seção transversal dos elementos estruturais, diminuindo sua capacidade resistente e muitas vezes expondo as armaduras.

2.2.4 Efeitos de altas temperaturas nos agregados

A estabilidade e a condutividade térmica do concreto dependem da natureza e da microestrutura dos seus agregados, mudando a resistência mecânica residual e os mecanismos de transporte de fluídos (FIB, 2007). Quando submetidos às altas temperaturas ou aos incêndios, os agregados sofrem mudanças físico-térmicas, as quais promovem sua expansão, fraturas em sua estrutura cristalina e até mesmo sua fusão (em temperaturas acima de 1000 °C). Esses efeitos estão relacionados à estabilidade térmica dos agregados, sua suscetibilidade a mudanças físico-químicas e dependem também do tipo de agregado.

Agregados à base de rochas carbonáticas, como as dolomitas, tornam-se instáveis em temperaturas superiores a 700 °C devido à transformação de carbonato de cálcio (CaCO_3) em óxido de cálcio (CaO) e dióxido de carbono (CO_2), atingindo o pico de descarbonatação em torno de 800 °C e finalizando em 898 °C, sendo um processo endotérmico e que tende a retardar o aquecimento interno do concreto (HAGER, 2013 e FIB, 2007 e MINDEGUIA *et al.*, 2012). No caso de agregados de base calcária, o fenômeno da descarbonatação inicia-se em 600 °C, enquanto os agregados basálticos possuem grande estabilidade térmica, iniciando sua fusão em temperaturas acima de 1000 °C, sendo que há expansão e liberação de gases durante esse processo (FIB, 2007).

Agregados silicosos e areia, possuindo quartzo em sua composição, submetem-se a mudanças significativas, sendo a mais conhecida a expansão volumétrica de 5,7% a 573 °C, devido à transformação da forma cristalina de quartzo α para β (FIB, 2007).

2.3 AVALIAÇÃO DE CONCRETOS EXPOSTOS ÀS ALTAS TEMPERATURAS

Um dos grandes objetivos da engenharia de segurança contra incêndio, além de desenvolver técnicas para evitar que o incêndio aconteça, é avaliar a segurança de uma estrutura exposta ao fogo, visando a definição de uma estratégia de recuperação (FIB, 2008). Baseado nesse raciocínio, uma avaliação/inspeção/perícia meticulosa é de extrema importância para que haja um diagnóstico adequado e representativo da estrutura afetada/danificada. Quando se trata de

sistemas estruturais em concreto armado, a inspeção deve abranger aspectos relacionados ao concreto, foco desta pesquisa, e às armaduras.

Dessa maneira, diferentes técnicas, destrutivas e não-destrutivas, podem ser utilizadas nas perícias após o incêndio, sendo apresentado um resumo na tabela 5:

Tabela 5 - Resumo das técnicas não-destrutivas aplicáveis a concretos danificados por incêndios

Análise na superfície do concreto	Análise ponto-a-ponto ou em pequenas amostras	Técnicas especiais
Teste de percussão (martelo)	Ensaio mecânico em miniaturas	Velocidade de pulso ultrassônico (UPV)
Esclerometria (Schmidt hammer)	Análise térmica diferencial (DTA)	Eco de impacto
Teste de penetração (Windsor probe)	Análise termogravimétrica (TGA)	Tomografia sônica
Teste de arrancamento (CAPO test)	Dilatometria (TMA)	Análise modal nas ondas de superfície (MASW)
Teste de torção (BRE internal fracture)	Termoluminescência	Resistividade elétrica
	Porosimetria	
	Colorimetria	
	Análise petrográfica	
	Análise química	

Fonte: Colombo e Felicetti, 2017.

O gradiente de temperatura entre as camadas consecutivas da seção transversal do material é um fator importante durante a verificação da resistência residual do elemento estrutural danificado, devido à baixa condutividade térmica do concreto (COLOMBO *et al.*, 2007). Esse fator, somado à heterogeneidade do material, torna a avaliação da estrutura após exposição às altas temperaturas um processo complexo (HAGER, 2013).

Dessa maneira, a execução das possíveis técnicas a serem aplicadas à inspeção da estrutura conseqüentemente torna-se mais complexa. Como exemplo, o ensaio de resistência à compressão oferece poucas informações sobre a resistência residual do material, devido à variação do dano ao longo da profundidade da amostra (FIB, 2008, SCHNEIDER, 1990 e YOSHIDA *et al.*, 1994), assim como Annerel e Taerwe (2009) enfatizaram que esses ensaios, não são representativos nessas situações. Portanto, as técnicas remanescentes que permitem

quantificar as alterações físicas, químicas e mineralógicas, bem como a temperatura alcançada no elemento estrutural, são as mais eficientes (FIB, 2007 e ANNEREL *et al.*, 2009). Quanto mais técnicas forem usadas para caracterizar a integridade do concreto, mais preciso será o diagnóstico e mais eficiente e conveniente a recuperação da estrutura danificada.

A tabela 1 presente no item “Justificativa” desse trabalho apresenta um resumo da pesquisa feita por Fernandes (2017) utilizando técnicas microestruturais para caracterização do concreto exposto às altas temperaturas. Nessa lista pode-se observar a prevalência de ensaios utilizando amostras laboratoriais, ou seja, foram constatados poucos casos em que as técnicas foram aplicadas aos elementos e às estruturas danificadas por incêndios reais. Entre essas técnicas para avaliar mudanças microestruturais, cinco merecem destaque e serão explanadas a seguir: microscopia eletrônica de varredura (MEV), difração de raios X (DRX), porosimetria de intrusão de mercúrio (PIM) e análise térmica diferencial (DTA) e análise termogravimétrica (TGA). É importante enfatizar que a maioria dos trabalhos utilizou diversos métodos para análise experimental.

2.3.1 Porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP)

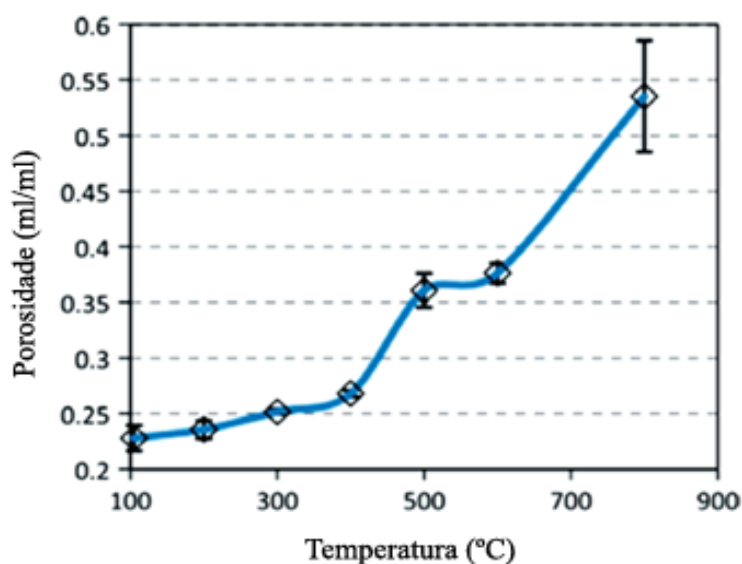
O princípio da porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) é a inserção de um fluido não-molhante (neste caso mercúrio) capaz de penetrar nos poros dos materiais, onde a pressão e o volume penetrado são utilizados para a quantificação da porosidade do material, cujas dimensões podem variar de 0,001 μm a 1000 μm , dependendo da pressão utilizada (ZHANG, 2013).

Peng and Huang (2008) verificaram a porosidade de três amostras de concreto submetidas a 600 °C com respectivamente, 40 MPa, 70 MPa e 110 MPa de resistência à compressão, cujos resultados corroboraram as micrografias. Zhang *et al.* (2013), cujo estudo envolvia pastas de cimento com relação água/cimento de 0,5, constataram que a porosidade obtida por MIP aumentou com o acréscimo da temperatura.

A figura 2 expõe a intensificação do aumento de porosidade após 400 °C (mesmo ponto em que a portlandita desidrata), fato que também foi observado por Wang *et al.* (2014), cujo estudo compreendeu pastas de cimento com resistência à compressão de 42 MPa, relação água/cimento de 0,4 e aquecidas a 400 °C e 800 °C. Vale ressaltar que, segundo os autores, a porosidade total

em temperatura ambiente era de 26,9% e, em 400 °C passou a 29,8% e a 800 °C passou para 45,5%.

Figura 2 - Porosimetria total de uma pasta de cimento



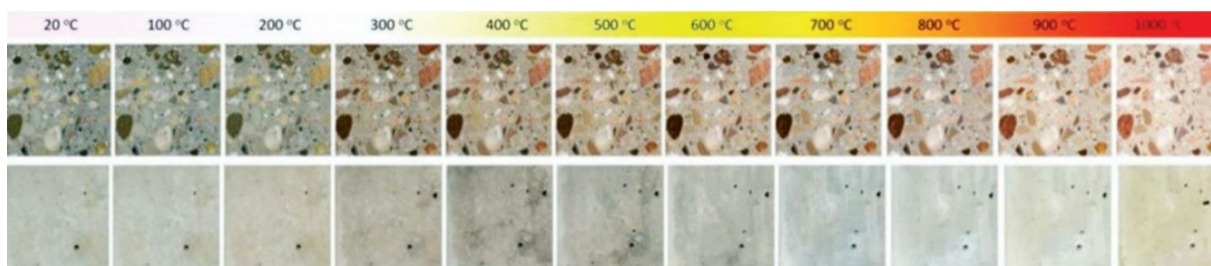
Fonte: adaptado de Wang *et al.*, 2014.

2.3.2 Colorimetria

O aquecimento provoca mudanças de cor no concreto e, sendo assim, pesquisas acerca desse tema também já foram realizadas. Annerel e Taerwe (2009) utilizaram a técnica chamada espectrofotometria para observar as mudanças de coloração na pasta de cimento, que vão de cinza para vermelho (300 °C – 600 °C), cinza esbranquiçado (600 °C – 900 °C) e marrom (900 °C – 1000 °C).

Adicionalmente, Hager (2013) utilizou ferramentas de escaneamento para analisar as mudanças de cor, resultando nas imagens retratadas na figura 3. O autor ressalta que essas mudanças estão diretamente relacionadas às alterações nos agregados e na pasta e têm natureza tanto física quanto química.

Figura 3 - Mudança de cor em função da temperatura



Fonte: Hager, 2013.

Por fim, Georgali e Tsakiridis (2005) avaliaram amostras de um elemento estrutural submetido a um incêndio real utilizando microscopia ótica, a qual permitiu que constatassem a ausência de cristais de portlandita na superfície das amostras, assim como a transformação dos agregados carbonáticos em CaO, sendo um indicativo de que a temperatura atingiu 900 °C na face do elemento exposta ao fogo.

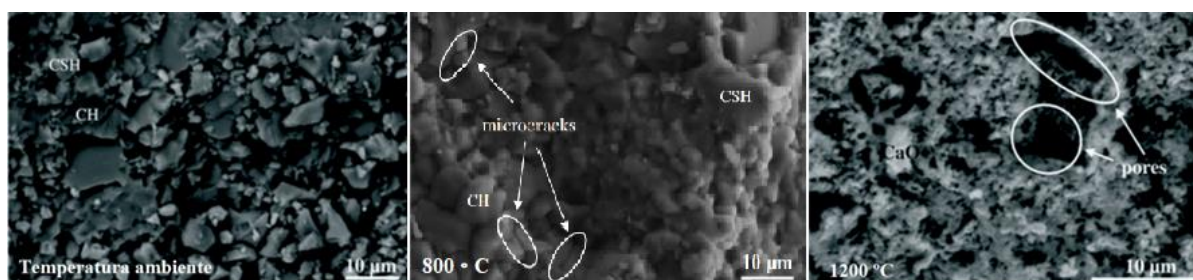
2.3.3 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Esse tipo de técnica permite que a morfologia do material seja analisada em resoluções muito altas (magnificação de até 10000 vezes), com capacidade de foco e noção de profundidade e possível combinação com análise química (DAL MOLIN, 2010). Handoo *et al.* (2002), em sua pesquisa experimental, utilizaram essa técnica para avaliar concretos com resistência à compressão de 47 MPa submetidos às temperaturas de até 1000 °C, sendo possível identificar mudanças morfológicas a partir de 300 °C, ficando mais intensas em 600 °C, mostrando grandes deformações nos cristais de portlandita e de C-S-H, além do aumento dos poros e fissuras.

Os comportamentos anteriores também foram observados por Peng e Huang (2008), sendo que em seu programa experimental avaliaram concretos com resistências à compressão de 40 MPa, 70 MPa e 110 MPa, aquecidos de 400 °C até 800 °C e em ciclos de até 8 horas.

As micrografias apresentadas na figura 4 foram obtidas no programa experimental desenvolvido por Arioiz (2009), as quais permitem a identificação de microfissuras, vazios e deterioração parcial da portlandita e C-S-H em concretos com agregados calcários e resistência à compressão de 76,6 MPa, submetidos a 1200 °C.

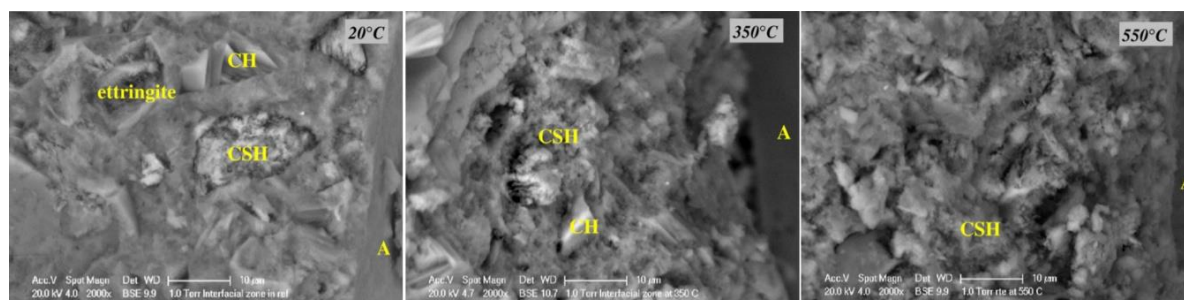
Figura 4 - Mudanças em concreto submetidos a 800 e 1200 °C (micrografia eletrônica de varredura - elétrons secundários)



Fonte: Arioiz, 2009.

Annerel e Taerwe (2009) investigaram a microestrutura da zona de transição em concretos convencionais utilizando agregados silicosos, relação água/cimento de 0,47 e resistência à compressão de 52,8 MPa, expostos a temperaturas de 350 °C e 550 °C, cujas micrografias estão apresentadas na figura 5.

Figura 5 – Micrografias eletrônicas de varredura – elétrons secundários de um concreto submetido até 550 °C (ampliação 2000x)

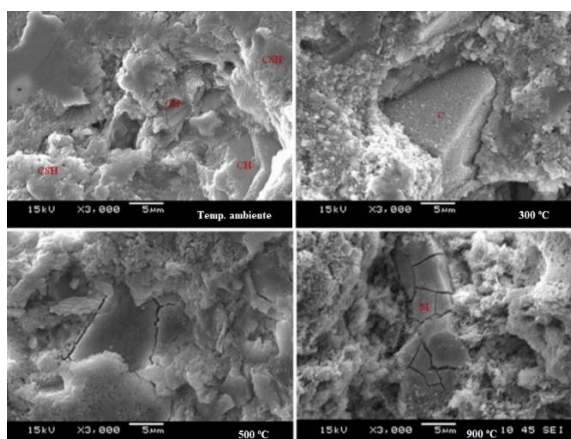


Fonte: Annerel e Taerwe, 2009.

É possível observar na figura 5 que, à temperatura ambiente, a zona de transição estava intacta, constituída por etringita, portlandita e C-S-H. Quando a temperatura atingiu 350 °C os cristais de portlandita começaram a desaparecer e em 550 °C desapareceram totalmente. Além disso, os autores apontam que o processo de desidratação da etringita inicia-se em 70 °C, porém não pôde ser visualizado porque as micrografias não foram feitas em temperaturas abaixo de 350 °C.

O estudo de Kim *et al.* (2013), a respeito de argamassas de relação água/cimento de 0,5 submetidas às altas temperaturas apontou que a 500 °C os cristais de portlandita começaram a se deformar, sendo que a 700 °C foram completamente decompostos, assim como o C-S-H. Já a pesquisa desenvolvida por Lim e Mondal (2014) acerca da microestrutura de pastas cimentícias com relação água/cimento de 0,35 submetidas até 1000 °C, cujas micrografias estão apresentadas na figura 6, mostra que, à temperatura ambiente, a portlandita e o C-S-H estão intactos, porém a partir de 300 °C iniciam-se as suas degradações e, depois de 500 °C, microfissuras ficam aparentes, ficando muito mais evidentes a 900 °C, intensificando a porosidade da pasta.

Figura 6 – Micrografias eletrônicas de varredura – elétrons secundários de pastas cimentícias até 900 °C (ampliação 3000x)



Lim e Mondal, 2014.

Outro estudo a respeito da degradação de compostos cimentícios foi feito por Wang *et al.* (2014), os quais estudaram pastas de cimento com resistência à compressão de 42 MPa e relação água/cimento de 0.4 submetidas a 400 °C, 600 °C e 800 °C, indicou que a 400 °C a portlandita e o C-S-H ainda se apresentavam em boas condições, porém após 800 °C haviam se decomposto completamente, ocasionando fissuras e vazios.

Adicionalmente, Zhang *et al.* (2013) pesquisaram o comportamento de pastas de cimento de relação água/cimento de 0,5 e observaram que até 400 °C as mudanças são mínimas e que de 500 °C a 1000 °C as fissuras desenvolvem-se, interconectando os poros.

No estudo de SHUMUYE *et al.* (2019), as propriedades microestruturais e mecânicas do concreto contendo escória de alto volume (escória de alto forno granulada moída) ativada por cimento Portland comum foram investigadas em uma faixa progressiva de altas temperaturas. A escória foi ativada pela portlandita formada durante a hidratação do cimento e, durante o processo de hidratação da escória e do cimento, a quantidade de portlandita aumentou com a contínua reação de hidratação do cimento comum. Ademais, foi revelado que a relação de substituição de escória teve efeitos significativos nas propriedades microestruturais e mecânicas, sendo que os concretos ensaiados foram preparados pela taxa de substituição de escória cimento de 0,3, 0,5 e 0,7 enquanto as temperaturas de aquecimento foram 200°C, 400°C, 600°C e 800°C, concluindo-se que a resistência à compressão do concreto diminuiu com o aumento do conteúdo de escória. Adicionalmente, as imagens do MEV (microscópio eletrônico de varredura) para o 7º e 56º dias de cura dos corpos de prova de concreto moldados com 30% e 50% de substituição de escória mostraram que o gel C-S-H se encontrava mais bem estruturado em comparação com o concreto de referência (70% de substituição de escória). Por fim, a investigação revelou que o concreto moldado com 30% de substituição possuía melhor resistência ao fogo em comparação aos demais grupos de concreto.

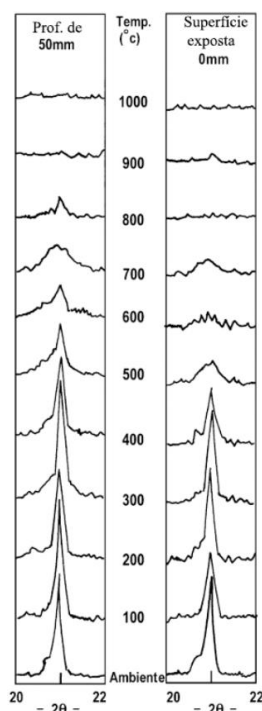
Por fim, no cenário brasileiro, a microscopia eletrônica de varredura foi utilizada por Lima (2005) e Sousa (2009), sendo que o primeiro estudou concretos de alta resistência, com agregados basálticos e graníticos e relação água/cimento de 0,3 aquecidos de 200 °C a 900 °C, cuja principal mudança observada foi a interconectividade das fissuras em temperaturas acima de 600 °C. Já o segundo estudo envolveu concretos convencionais, os quais utilizavam agregados calcáreos e gnáissicos, relação água/cimento de 0,5, resistência à compressão de 35 MPa e submetidos a 100 °C, 300 °C e 600 °C, cujos resultados mostraram um aumento dos poros e microfissuras a partir de 300 °C, enquanto acima de 600 °C foram observadas áreas sinterizadas, fissuras e pequenos cristais de etringita, provavelmente formados após o resfriamento das amostras.

2.3.4 Difração de Raio X (DRX)

Essa técnica permite a identificação das fases cristalinas de um material, fornecendo informações sobre sua estrutura, composição e estado da amostra.

Handoo *et al.* (2002) utilizaram essa técnica para avaliar o comportamento de concretos convencionais com agregados silicosos, resistência à compressão de 47 MPa e aquecido até 1000 °C, cujos difratogramas estão expostos na figura 7, em que se evidencia a redução gradual de portlandita a partir de 400 °C até sua total extinção em 800 °C.

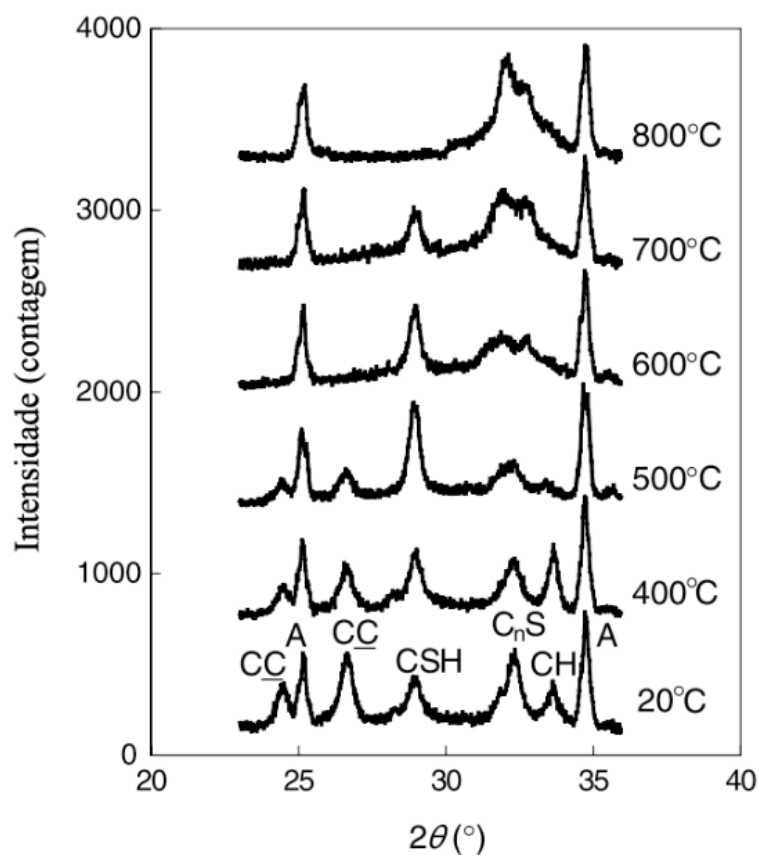
Figura 7 – Difratogramas de raios X do comportamento da portlandita com o aumento da temperatura



Fonte: Handoo *et al.*, 2002.

Entretanto, Peng e Huang (2008) obtiveram difratogramas em seus experimentos (figura 8) em que os picos relativos à portlandita e ao carbonato de cálcio começaram a reduzir a partir de 500 °C, indicando suas decomposições, enquanto o C-S-H começou a se decompor em 600 °C (no mesmo nível em que uma intensa presença de poros foi observada na microscopia eletrônica de varredura).

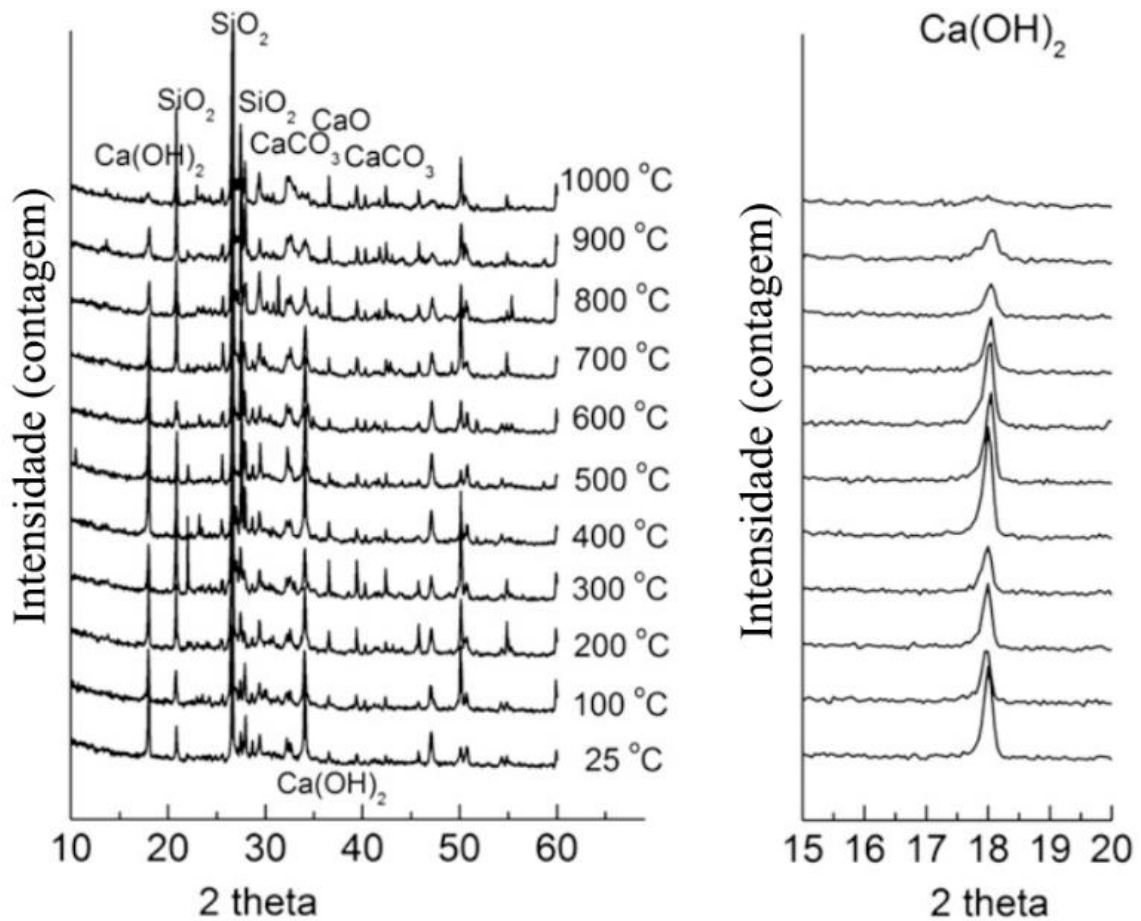
Figura 8 – Difratoformas de raio X de uma pasta de cimento aquecida até 800 °C



Fonte: Peng e Huang, 2008.

No caso dos difratogramas da figura 9, obtidos por Kim *et al.* (2013), a principal mudança é a redução do pico de portlandita em 400 °C e que desaparece em 1000 °C.

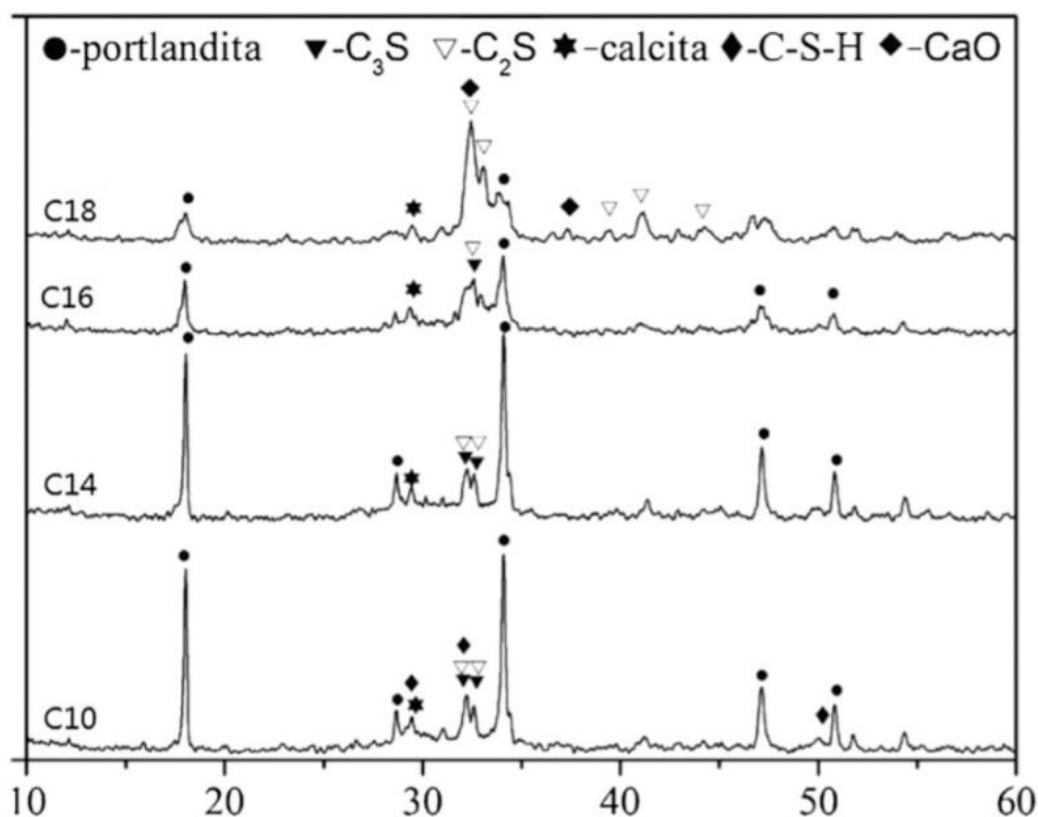
Figura 9 - Difratogramas de raios X uma pasta de cimento aquecida a diversas temperaturas



Fonte: Kim et al., 2013.

Já no estudo das amostras estudadas por Wang *et al.* (2014), cuja resistência à compressão era de 42 MPa e relação água/cimento de 0,4, a redução dos picos de portlandita e C-S-H deram-se após 600 °C (figura 10).

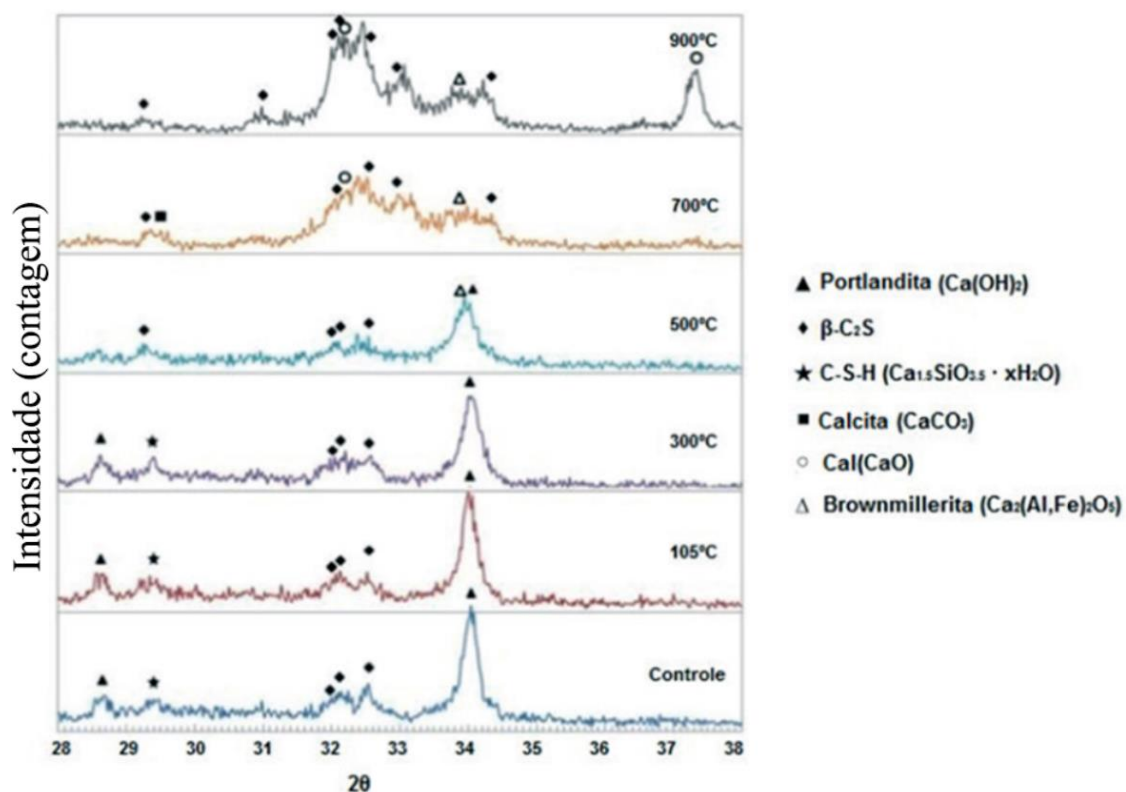
Figura 10 - Difratomogramas de raios X uma pasta de cimento aquecida até 800 °C



Fonte: Wang *et al.*, 2014.

Outro estudo que envolveu a técnica de DRX foi feita por Lim e Mondal (2014), cuja pasta cimentícia tinha relação água/cimento de 0,35 e que apresentou que não ocorreram mudanças significativas até a temperatura de 300 °C, porém, a partir de 500 °C, houve a diminuição do pico de C-S-H e portlandita, surgimento de um pico de β -C₂S e óxido de cálcio. Além disso, os autores relatam o aparecimento e desaparecimento do carbonato de cálcio, resultante da reação entre o CaO com o gás carbônico presentes no forno em 700 °C e 900 °C, respectivamente (figura 11).

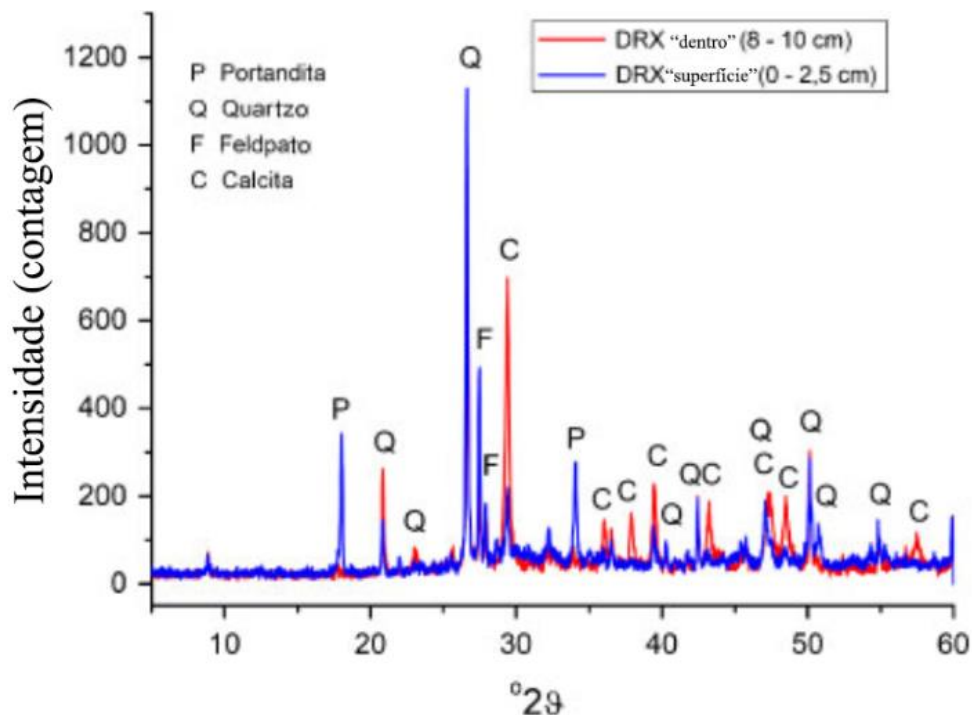
Figura 11 – Difratomogramas de raios X de uma pasta de cimento após aquecimento



Fonte: Lim e Mondal, 2014.

Menéndez e Vega (2009) estudaram os efeitos microestruturais de um grave incêndio em uma edificação de múltiplos pavimentos e estrutura em concreto armado, no ano de 2005, em Madrid. Nessa pesquisa, foram analisadas amostras de concreto, tanto da superfície quanto do interior dos elementos estruturais. Como se observa na figura 12, em todos os casos foi observada a ausência total de portlandita nas amostras da superfície, que está associada à exposição do concreto às altas temperaturas, enquanto nas amostras internas havia a presença de portlandita, o que corresponderia a um concreto inalterado pelos efeitos das altas temperaturas. Além disso, em um trabalho posterior, Menéndez, Vega e Andrade (2012) também identificaram a presença de quartzo e feldspato, os quais correspondem principalmente ao agregado presente no concreto.

Figura 12 – Difratogramas de raios X para as regiões “superfície” e “interna” de elementos estruturais de concreto submetidos a um incêndio



Fonte: Menéndez e Vega (2009)

Por fim, no cenário brasileiro, em um estudo realizado por Lima (2005), foi possível observar nos difratogramas que a etringita permaneceu estável até 200 °C e a portlandita até 400 °C, quando começou a se transformar em óxido de cálcio até seu total desaparecimento a 900 °C. A presença da etringita tem sido observada em outros experimentos uma vez que esse produto só começa a se desidratar em torno de 70 °C e outro autor, Ruschel (2011), afirma que sua presença está relacionada a um processo de reidratação da amostra coletada, sendo que em seu estudo a técnica de DRX foi utilizada para avaliação de uma estrutura real danificada pelo fogo, em que foram observadas reduções de picos de portlandita em alguns pilares, principalmente nos seus topos, onde há o acúmulo de gases quentes provenientes do incêndio e, conseqüentemente, maior degradação.

2.3.5 Análises térmicas

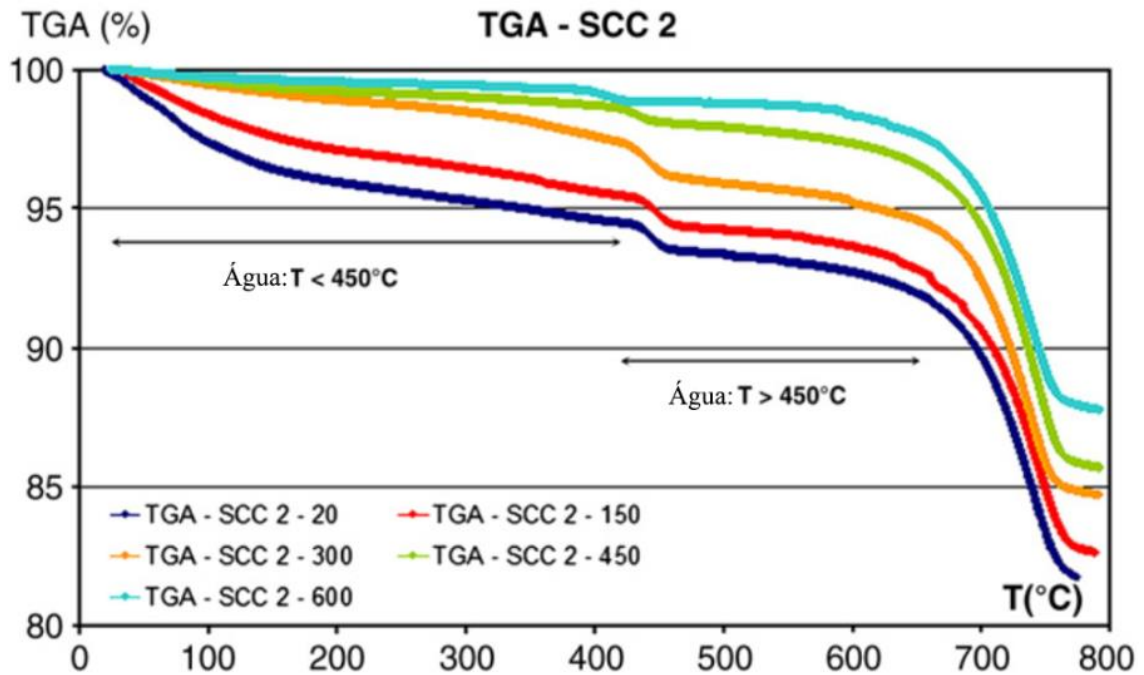
Apesar das técnicas apresentadas anteriormente serem as predominantes na caracterização da microestrutura de concretos submetidos às altas temperaturas, outras ferramentas podem ser

utilizadas para auxiliar na análise da degradação desse material, como a Análise Termogravimétrica (TGA) e Análise Térmica Diferencial (DTA).

Para as análises termogravimétricas, as amostras de concreto são aquecidas e mudanças na massa das amostras são monitoradas a fim de se identificar os componentes do material (FIB, 2008). Handoo *et al.* (2002) aplicaram esses tipos de análises térmicas em concretos convencionais de resistência à compressão de 47 MPa e submetidos a 1000 °C. Os autores relataram que houve redução de portlandita a partir de 300 °C até o seu desaparecimento a 800 °C. No caso de pesquisas no Brasil, Lima (2005) verificou para pastas de cimento a decomposição da etringita a 50 °C, desidroxilação da portlandita a 500 °C e redução do gás carbônico, resultante da decomposição do carbonato de cálcio a 800 °C.

A figura 13 mostra os resultados da análise termogravimétrica feita por Fares *et al.* (2010) e representa as variações de massa de amostras aquecidas (concreto autoadensável) de 20°C a 800°C, sendo que dois momentos são importantes, que são a 450°C e 700°C, que poderiam estar associados à desidroxilação da portlandita e do carbonato de cálcio. A saída da água pode ser decomposta em dois domínios, segundo Divet *et al.* (2005): a água que evapora em temperaturas abaixo de 450°C, a qual é considerada como pouco ligada aos produtos hidratados, principalmente com o C-S-H, e a água evaporada entre 450°C e 700°C, a qual é considerada fortemente ligada. Após 700°C, Divet *et al.* (2005) consideram que a perda de água é essencialmente devido à descarbonatação.

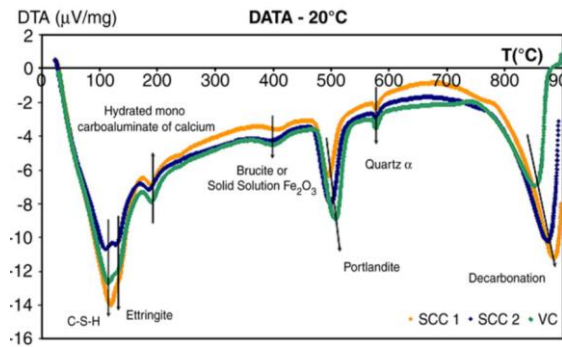
Figura 13 - Composição das TGAs para várias temperaturas testadas



Fonte: Fares, 2010.

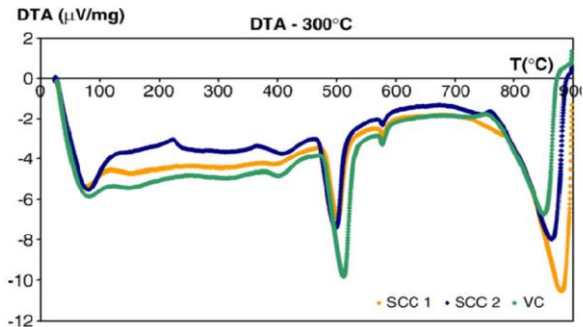
Fares (2010), além da análise termogravimétrica, realizou Análises Diferenciais Térmicas em 4 amostras de concretos, sendo uma de referência (sem pré-aquecimento) e outras previamente submetidas a 300°C, 450°C e 600°C, respectivamente. Os gráficos de DTA, apresentados nas figuras 14 a 17, mostram que vários picos gradualmente desapareceram ou reduziram ao longo do crescimento da temperatura de pré-aquecimento, os quais correspondem às decomposições parciais ou totais durante os tratamentos térmicos.

Figura 14 - DTA de um concreto de referência (sem aquecimento)



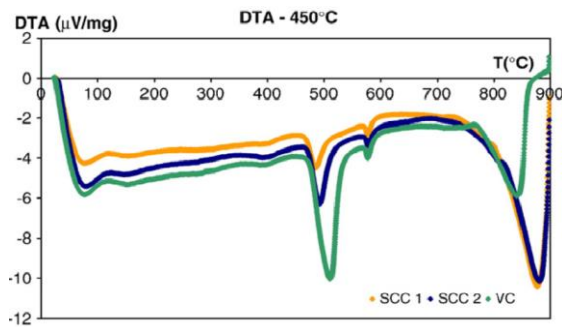
Fonte: Fares, 2010.

Figura 15 - DTA de um concreto previamente submetido a 300 °C



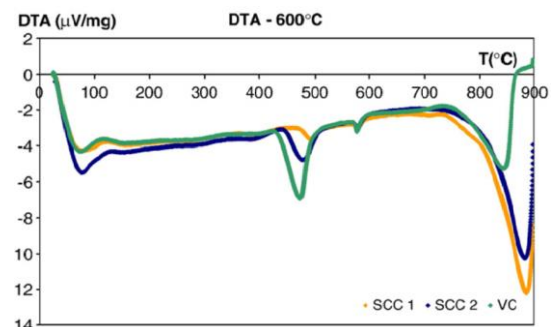
Fonte: Fares, 2010.

Figura 16 - DTA de um concreto previamente submetido a 450 °C



Fonte: Fares, 2010.

Figura 17 - DTA de um concreto previamente submetido a 600 °C



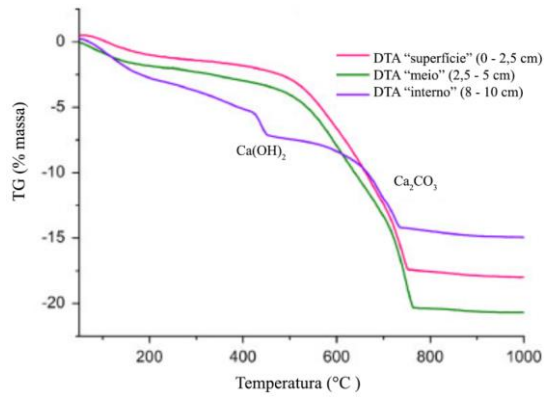
Fonte: Fares, 2010.

Após o aquecimento até 150°C, os resultados das amostras aquecidas (figuras 15 a 17) são ligeiramente diferentes em comparação com a amostra de referência (figura 14). De fato, o pico de 110-130°C diminuiu em função da saída de água livre e desidratação do C-S-H e da etringita (NOUMOWÉ, 1995 e BAŽANT *et al.*, 1996). Após aquecimento até 300°C, foram removidas água livre, água ligada de C-S-H, etringita e monocarboaluminato de cálcio hidratado. Acima de 300°C (comparativamente a um aquecimento a 300°C), o pico a 400°C desapareceu. Esse resultado indicou a ausência da fase que poderia ser a fase cristalina da Brucita ou a solução sólida de Fe₂O₃, de acordo com os autores (PERSY *et al.*, 1999 e SHA *et al.*, 1986).

Para o aquecimento a 600°C, o pico a 500°C diminuiu significativamente em comparação a 20°C. Isso correspondia à desidroxilação da portlandita. Além disso, o pico a 573°C, correspondente à transformação alotrópica do quartzo- α em quartzo- β , permaneceu inalterado. Como essa transformação é reversível, poderíamos assumir que o quartzo- α foi reformado após o resfriamento, após o término do tratamento térmico.

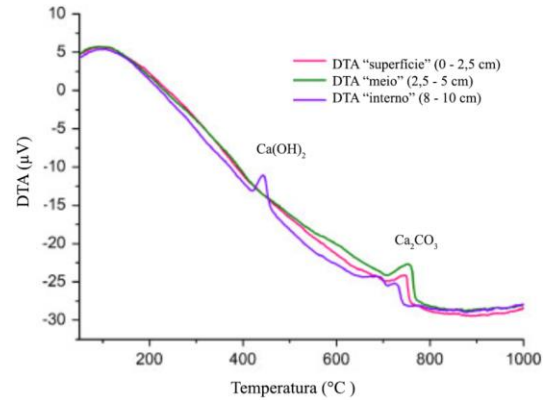
Menéndez e Vega (2009), analisaram amostras homogêneas de concreto de diversos pilares sinistrados, retiradas de diferentes profundidades indicadas nas figuras 18 a 21. A principal decomposição observada, nesta análise, aproximadamente entre 450°C a 550°C, está associada à perda de água ocasionada pela desidroxilação da portlandita. Além disso, observou-se a presença de dois “grupos” de comportamentos: um grupo em que a portlandita desapareceu até 5 cm de profundidade (figuras 18 e 19) e outro grupo em que desapareceu até 2,5 cm de profundidade (figuras 20 e 21). Por fim, concluem que o desaparecimento completo da portlandita indica que o concreto foi exposto a temperaturas superiores a 500°C durante um determinado período, permitindo saber a profundidade em que a isotérmica 500°C esteve presente.

Figura 18 - TG (desidroxilação da portlandita até a profundidade de 5cm)



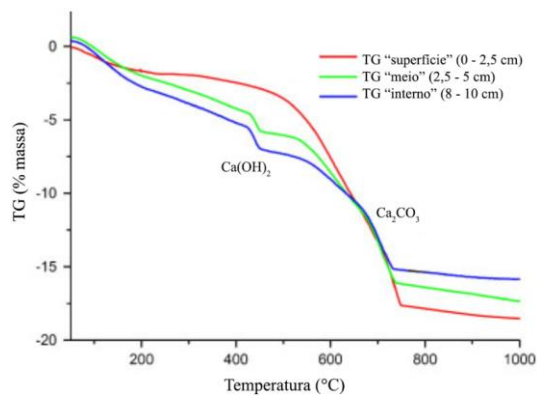
Fonte: Menéndez e Vega (2009)

Figura 19 - DTA (desidroxilação da portlandita até a profundidade de 5cm)



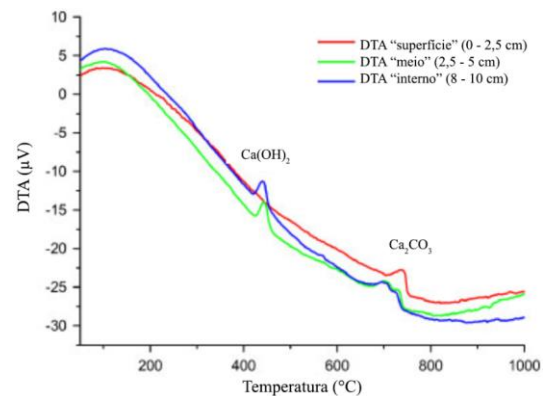
Fonte: Menéndez e Vega (2009)

Figura 20 - TG (desidratação da portlandita até a profundidade de 2,5cm)



Fonte: Menéndez e Vega (2009)

Figura 21 - DTA (desidroxilação da portlandita até a profundidade de 2,5cm)



Fonte: Menéndez e Vega (2009)

Além disso Scrivener (2016) afirma que a TGA é mais sensível que o ensaio de DRX na detecção e quantificação de baixas quantidades de carbonatos, portlandita ou hidróxidos de alumínio. Todavia, como qualquer método analítico, a TGA tem limitações, sendo que as temperaturas características para perdas de massa variam dependendo do peso da amostra, do equipamento, da pressão de vapor e de outros parâmetros.

Para o C-S-H, principal hidrato da maioria dos cimentos, a perda de peso ocorre em uma ampla faixa de temperatura, de 40 a 600°C, mesma faixa de temperatura em que também a maioria dos demais hidratos apresenta seus sinais característicos. Esta forte sobreposição torna a deconvolução em cimentos hidratados difícil ou impossível, com a notável exceção da portlandita e calcita.

Ademais, a autora afirma que apesar do método tangencial para determinação do teor de portlandita superestimar o conteúdo real de portlandita, pois inclui não apenas a perda de massa da portlandita, mas também a perda de massa do C-S-H e qualquer outra fase que possa perder água nesta região de temperatura, esse o método mais simples e amplamente utilizado. Nesse método, o teor de portlandita (em porcentagem) pode ser estimado subtraindo a massa da amostra a 400 °C da massa da amostra a 550 °C e dividindo pela massa inicial da amostra. Por fim, para calcular o teor de calcita, basta subtrair a massa da amostra a 600 °C da massa da amostra a 1000 °C e dividindo pela massa inicial da amostra (SCRIVENER, 2016).

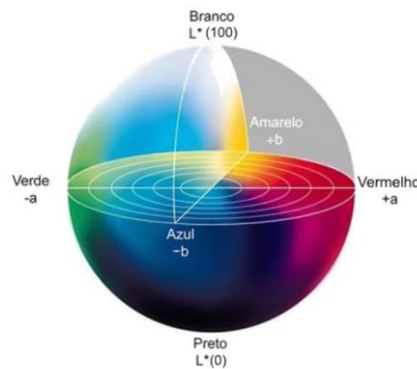
2.3.6 Análise colorimétrica

Com o objetivo de se avaliar cores de forma quantitativa, ou seja, numericamente, algumas técnicas foram desenvolvidas, como os sistemas XYZ, $L^*a^*b^*$ e L^*C^*h , os quais foram criados pela Commission Internationale L'Eclairage – CIE, uma comissão internacional de iluminação e cor (AUSTRIA, 2015). O padrão de coordenadas é o CIELAB, ou $L^*a^*b^*$, que garante uma maior uniformidade na representação da cor, além de tornar as diferenças numéricas da escala de cor mais próximas das percepções visuais e ser popular em diversas áreas científicas.

Nesse sistema, a coordenada L representa a reflectância ou luminosidade (variando de 0 a 100), enquanto a^* e b^* são coordenadas cromáticas que determinam a intensidade da cor (variando de -128 a +127). A primeira delas, a^* , indica uma tendência crescente em direção ao vermelho, quando varia no sentido positivo e ao verde, quando no sentido negativo. A segunda, b^* , mede

a tendência ao amarelo para valores positivos e em direção ao azul no sentido negativo, conforme a figura 22, a qual representa o sólido de cor do espaço $L^*a^*b^*$:

Figura 22 - Sólido de cor do espaço $L^*a^*b^*$



Fonte: adaptado de AUSTRIA, 2015.

Existe, segundo Fioretti (2010), um parâmetro, chamado ΔE , que corresponde à distância euclidiana entre dois pontos no sistema $L^*a^*b^*$ e que verifica a diferença de cor entre duas amostras, definido pelas equações a seguir:

$$\Delta E = \sqrt{\Delta L^2 + \Delta a^2 + \Delta b^2} \quad \text{Equação 1}$$

$$\Delta L = L2 - L1 \quad \text{Equação 2}$$

$$\Delta a = a2 - a1 \quad \text{Equação 3}$$

$$\Delta b = b2 - b1 \quad \text{Equação 4}$$

Partindo do pressuposto que existe uma diferença de cores entre os materiais ou objetivo, é importante definir a partir de qual valor de ΔE essa variação é perceptível. Sendo assim, retrata-se a seguir, na tabela 6, uma classificação utilizada na indústria de tintas, onde são estabelecidos diferentes valores de ΔE de acordo com a percepção de cor do olho humano.

Tabela 6 - Comparação de valores de diferenças de cor de acordo com a percepção do olho humano

Diferenças ΔE		Classificação
0	0,2	Imperceptível
0,2	0,5	Muito pequena
0,5	1,5	Pequena

1,5	3,0	Distinguível
3,0	6,0	Facilmente distinguível
6,0	12,0	Grande
>12,0		Muito grande

Fonte: PETTER; GLIESE, 2000 apud VARELA, 2002

2.3.7 Propagação de Ondas Ultrassônicas

É um método de ensaio não destrutivo, já consagrado, onde a velocidade de ondas longitudinais é determinada mediante medição do tempo que um pulso ultrassônico leva para percorrer uma determinada distância (NEVILLE, 1997). Embora a velocidade de ondas ultrassônicas esteja relacionada com a densidade do concreto, não existe uma correlação física entre ela, a resistência do concreto e o módulo de elasticidade.

Além disso, essa técnica está sujeita a limitações rigorosas, como exemplo, o tipo e teor de agregado utilizado na confecção do concreto, variações na relação água/cimento, umidade do concreto, presença de armadura, entre outros. Apesar disso, o uso desse ensaio pode ser justificado como método de avaliação de estruturas, conforme a NBR 8802 (ABNT, 2019), fornecendo informações sobre o interior dos elementos estruturais de concreto, sendo útil para a verificação de fissuração, vazios, deterioração devido à ação de congelamento ou exposição ao fogo (NEVILLE, 1997).

Em relação à utilização deste ensaio para concretos deteriorados pela exposição a elevadas temperaturas (até 400 °C), Viana (2017) indicou, conforme a tabela 7, que os danos sofridos pelo concreto reduziram a velocidade de propagação da onda ultrassônica, a qual ocorreu, provavelmente, devido à evaporação da água presente no concreto e ao aumento dos poros (fatores que elevam a quantidade de ar presente no interior da estrutura), além da desidratação do silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e o aumento das fissuras.

Tabela 7 - Valores médios de velocidade de propagação de pulso ultrassônico

Temperatura (°C)	20	100	200	300	400
Velocidade (m/s)	4492	4336	3860	3565	2952

Fonte: adaptado de VIANA, 2017

Por fim, Mohamedbhai (1986), assim como Wróblewski e Stawiski (2020), em suas pesquisas, utilizaram medidas de velocidade de pulso ultrassônico para avaliar concretos expostos às altas temperaturas, concluindo que esse ensaio tem grande potencial para estimar os níveis de temperatura aos quais os concretos foram expostos, sobretudo em comparação aos valores de resistência à compressão residuais.

2.4 RECURA DO CONCRETO SUBMETIDO ÀS ALTAS TEMPERATURAS

O fenômeno da recuperação da resistência após a recura pós-incêndio foi relatado pela primeira vez por Crook e Murray em 1970, onde estudaram o efeito da vitrificação cerâmica de blocos de concreto submetidos a 620 °C e recurados com imersão em água. A resistência do concreto foi reduzida pela exposição às altas temperaturas, mas quando os blocos foram embebidos em água por um curto período de tempo, a resistência original foi substancialmente recuperada. Em um caso, a resistência pós-fogo foi maior do que a original e períodos mais longos de imersão proporcionaram maior resistência.

Concluiu-se que os poros capilares inicialmente bloqueados pelo gel de C-S-H foram reabertos durante o incêndio e preenchidos por produtos menores de reidratação, produzidos pelo processo de carbonatação na presença de umidade. O processo de reidratação reduziu a porosidade do concreto e resultou na recuperação da resistência.

Esses achados foram confirmados por Harada *et al.* (1972) durante suas investigações sobre o concreto usados na construção de reatores nucleares. No entanto, eles observaram que o processo de recuperação da resistência foi lento e seguido por uma queda inicial durante o primeiro mês. Para o concreto submetido a 500 °C, aproximadamente 70% da resistência foi recuperada após 4 meses e cerca de 90% após 12 meses. Também foi observada recuperação da elasticidade com tendência linear, mas não tão significativa como no caso da resistência à compressão. Os autores ainda mencionaram que grandes fissuras foram produzidas após 500 °C, as quais não foram totalmente preenchidas pelos produtos da recura.

Além disso, Khoury (1992) sugere que a recuperação da resistência ocorre devido à reidratação da pasta cimentícia, bem como à hidratação dos grãos de cimento anidro (não hidratados originalmente). No entanto, também foi observada perda de resistência em alguns corpos de

prova após a recura em função da reidratação da cal, uma vez que é um processo expansivo (LI *et al.*, 2013). Por fim, o autor recomendou que concretos com teor de portlandita baixo pudessem ter melhor desempenho durante a queima e posterior recura.

Em um estudo posterior, Sarshar e Khoury (1993) indicaram que a redução inicial da resistência durante a recura pós-fogo pode ser devido à expansão relativa das camadas externas umedecidas de concreto e a recuperação subsequente foi resultado da regeneração das ligações de C-S-H após a reidratação. Eles confirmaram a importância do método de recuperação, pois os corpos de prova embebidos em água por 7 dias registraram resistência à compressão mais baixa do que os corpos de prova expostos a 100% de umidade relativa do ar (UR). Adicionalmente, concluiu-se que a recuperação de resistência mais alta deu-se em um concreto com escória e agregados de tijolos cerâmicos, onde houve recuperação de 90 a 100% de sua resistência original em 90 dias de recura e após 500 °C de exposição.

Lin *et al.* (1996) investigaram a microestrutura de concretos danificados pelo fogo usando microscopia eletrônica de varredura (MEV) e descobriram que a absorção de umidade do meio circundante fornece um mecanismo para a reidratação de óxido de cálcio e grãos de cimento não hidratados, resultando no preenchimento dos poros vazios. Além disso, foram observadas longas fibras irregulares de C-S-H misturadas com etringita e cristais de portlandita formados como resultado dessa reidratação. Por fim, os autores sugeriram que água fosse borrifada no concreto danificado pelo fogo como sendo um procedimento adequado para favorecer sua reidratação.

Poon *et al.* (2001) afirma que o concreto danificado pelo fogo pode recuperar parte de sua resistência inicial sem a necessidade de reparação, desde que devidamente recurado (*recuring* em inglês) com água ou em um ambiente úmido e, portanto, é um fenômeno significativo, pois tem o potencial de reduzir os gastos necessários para a reparação e reabilitação de uma estrutura de concreto.

No caso de reidratação parcial do concreto através da água de extinção do incêndio, conforme Menéndez, Vega e Andrade (2012), o concreto deve apresentar alguma portlandita próxima à superfície e o desaparecimento desta em determinada profundidade, além da quantidade normal de portlandita dentro do material (não desidroxilada pelo incêndio). Nas amostras analisadas,

os autores afirmam que não foi encontrada portlandita no concreto exposto ao fogo e, portanto, consideraram que este concreto não entrou em contato direto com a água durante a extinção ou não foi reidratado. Além disso, os autores ressaltaram que os resultados de total desaparecimento da portlandita estão bem associados à exposição às altas temperaturas (cerca de 1200 °C), por um período moderado, ou mesmo a uma exposição prolongada a temperaturas mais moderadas (por exemplo, 750 °C), de acordo com as estimativas realizadas através da aplicação das curvas paramétricas de incêndio ao concreto.

Complementarmente, Ehsan *et al.* (2019) estudaram o efeito da recura em corpos de prova submetidos a temperaturas de 300 °C, 500 °C e 900 °C, constatando que o nível de degradação de várias propriedades mecânicas como resistência, rigidez e capacidades de dissipação de energia foi menor do que o relatado na literatura para condições de aquecimento semelhantes, uma vez que os valores de redução de resistência relatados para 300 °C, 500 °C e 900 °C são, respectivamente, 15% e 60% e entre 61 a 80%, além de que também é afirmado que há a redução substancial no nível de rigidez, a qual é ainda mais severa do que a redução na resistência à compressão. Isso é atribuído à recura prolongada ao ar executada na pesquisa, resultando na recuperação da microestrutura de amostras aquecidas, onde a redução na resistência à compressão foi de, respectivamente, 8%, 12% e 30% para níveis de temperatura de 300 °C, 500 °C e 900 °C, em relação a amostras de controle não aquecidas, além de que se verificou que a redução na rigidez axial foi de, respectivamente, 9%, 18% e 35% para três níveis de temperatura já citados.

Memon *et al.* (2019) concluíram que a exposição ao fogo compromete a durabilidade da matriz de concreto, onde perda de durabilidade é principalmente devido às mudanças físicas e químicas irreversíveis que ocorrem, ou seja, evaporação da água e fissuras subsequentes que levam a alterar a microestrutura, desintegração de hidratos, decomposição de agregados e aumento da porosidade. Dentre as várias técnicas estudadas para avaliar a durabilidade, a permeabilidade ao íon cloreto foi a que ofereceu os resultados mais confiáveis, mas é demorada. Quando expostas ao fogo, as matrizes de concreto de alta resistência à base de sílica ativa e metacaulim perdem durabilidade em uma taxa muito maior em comparação com aquelas baseadas em cinzas volantes e escória de alto forno, uma vez que esses materiais estimulam o aumento de pressão

nos poros e levam fissuração à matriz. Além disso, os autores concluíram que a introdução de fibras termicamente instáveis tem impacto negativo na durabilidade pós-incêndio do concreto. Por fim, também afirmaram que a recura do concreto danificado pelo fogo pode recuperar parcialmente sua durabilidade, sendo que a recura com água foi mais eficaz do que a cura com ar, diminuindo a porosidade e a área dos poros, ajudando os produtos de hidratação a crescerem novamente.

3 METODOLOGIA

Este capítulo descreve a abordagem experimental acerca desta pesquisa, desde o histórico do incêndio real, a listagem dos ensaios experimentais a serem realizados nas amostras do concreto real e posteriormente de concreto confeccionado em laboratório, bem como os procedimentos para coleta e preparo das amostras, com o intuito de atingir os objetivos propostos para este trabalho.

Para cada uma das etapas do trabalho, serão discutidas as variáveis analisadas, apresentadas as justificativas que levaram à escolha dos parâmetros de controle e detalhados os procedimentos de cada um dos ensaios empregados.

Destaca-se que o programa experimental foi dividido em duas partes, sendo a primeira em relação às análises em uma estrutura de concreto submetida a um incêndio real (figura 71) e a segunda em relação às análises em corpos de prova de concreto (que simularam o concreto da estrutura real) submetidos às altas temperaturas em situação de laboratório (figura **Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

Por fim, vale ressaltar que, embora as informações apresentadas a seguir (subcapítulo 3.1) já são partes dos resultados iniciais dessa pesquisa, elas estão dispostas dentro do capítulo de metodologia e não de resultados, visto que sua apresentação prévia é necessária para entender os passos da metodologia de pesquisa adotada.

3.1 DADOS DA EDIFICAÇÃO, HISTÓRICO DO INCÊNDIO E ANÁLISE PRELIMINAR

O presente estudo de caso tem como objeto um galpão (figuras 23 e 24), que serviria de depósito de peças para uma indústria/varejo de bicicletas, localizada na região metropolitana de Porto Alegre/RS.

A edificação tem aproximadamente 30 anos de idade e é constituída por estrutura de concreto armado pré-fabricado (pilares e vigas), fechamento lateral de alvenaria convencional (blocos cerâmicos assentados sobre argamassa), cobertura de telhas metálicas apoiadas em estrutura

metálica e piso de concreto polido. A respeito do sistema estrutural, há 24 pilares com 5,65 m de altura, dispostos em formato retangular (40 m x 30 m) e 3 vigas paralelas, sendo duas de borda e uma central. Além disso, a seção transversal dos pilares tem dimensões de 30 x 40 cm, com exceção dos dois pilares centrais (P10 e P15), os quais têm dimensões de 41 x 41 cm.

Figura 23 - Fachada frontal



Fonte: Autor, 2020.

Figura 24 - Lateral direita



Fonte: Autor, 2020.

O incêndio ocorreu no mês de maio de 2020 e foi bastante intenso, conforme as figuras 26 e 27, tiradas no momento do sinistro. Além disso, há relatos de que o combate às chamas teria levado aproximadamente 7 horas, envolvendo equipes do Corpo de Bombeiros Militar de vários municípios vizinhos e, durante o exame pericial de natureza criminal realizado pelo autor, verificou-se que havia grande quantidade de material combustível no interior da edificação, proveniente dos produtos estocados e de suas embalagens.

Figura 25 - Coluna de fumaça do incêndio



Fonte: Proprietário da edificação sinistrada, 2020.

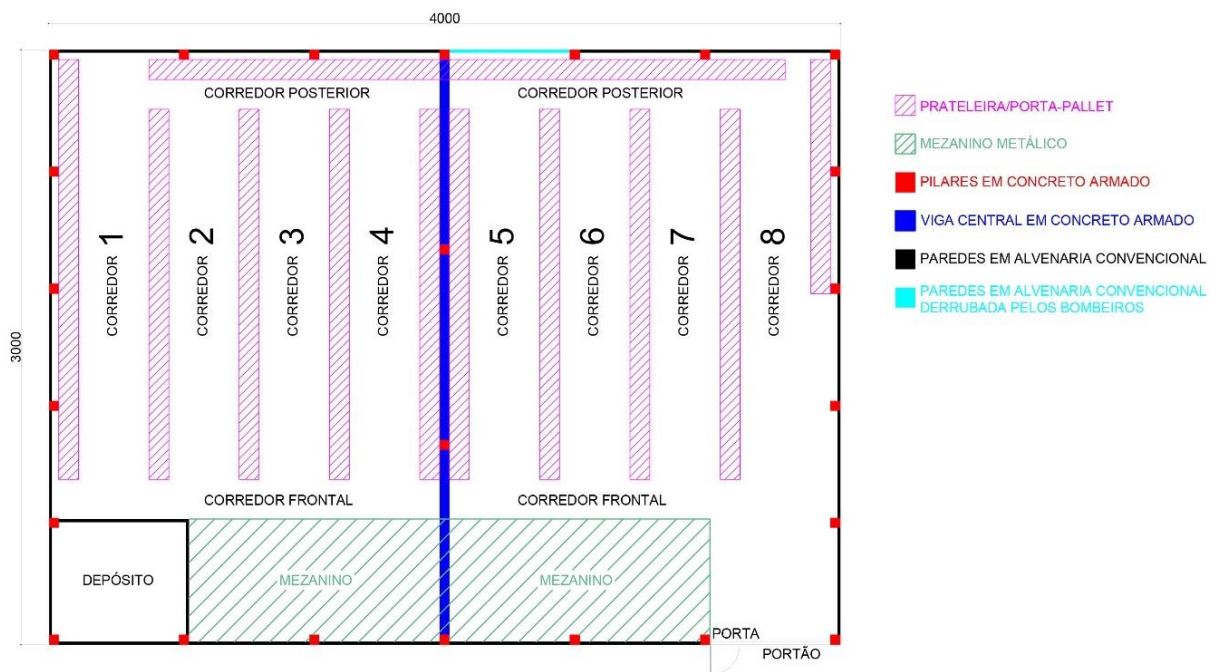
Figura 26 - *Flashover* do incêndio



Fonte: Proprietário da edificação sinistrada, 2020.

Quanto à carga de incêndio, verificou-se através de anamnese com funcionários do local e vestígios dos materiais já carbonizados, que a edificação comportava diversos tipos de materiais embalados em caixas de papelão e de madeira, dispostas em estantes metálicas “porta-pallets” com 4 níveis e de aproximadamente 5 m de altura (figura 27), contendo: pneus de borracha, diversas peças e acessórios de plástico (selins, manoplas e pedais), quadros e garfos de bicicletas de aço e alumínio.

Figura 27: Disposição interna do galpão



Fonte: Autor, 2020.

Além disso, a Lei Complementar n.º 14.376 (RIO GRANDE DO SUL, 2013), que estabelece normas sobre segurança, prevenção e proteção contra incêndio nas edificações e áreas de risco de incêndio no Estado do Rio Grande do Sul, traz consigo a classificação das edificações e áreas de risco de incêndio quanto à carga de incêndio específica por classificação nacional de atividades econômicas – CNAE, conforme a tabela 8.

Tabela 8: Cargas de incêndio em função do uso, conforme Lei Complementar n.º 14.376

Ocupação/Usos	Descrição	CNAE	Divisão	Carga de incêndio (MJ/m ²)
Comercial	Comércio atacadista de bicicletas, triciclos e outros veículos recreativos	4649-4/03	C-2	500
Comercial	Comércio varejista de bicicletas e triciclos; peças e acessórios	4763-6/03	C-2	500
Industrial	Fabricação de bicicletas e triciclos não motorizados, peças e acessórios	3092-0/00	I-1	200
Depósitos	Armazéns gerais - emissão de warrant	5211-7/01	J-1 a J-4	Tabela 3.2

Fonte: RIO GRANDE DO SUL, 2013 (tabela 3.1 da Lei).

Todavia, vale ressaltar que, apesar de haver valores de carga de incêndio para Ocupação/Usos correlata a comércio/fabricação de bicicletas, na tabela 3.1 da referida Lei (tabela 8 deste trabalho), há também a menção à tabela 3.2 da Lei, se considerar a edificação sinistrada como um depósito (armazéns gerais), a qual estabelece a classificação das edificações e áreas de risco de incêndio quanto à carga de incêndio relativa à altura de armazenamento, conforme a tabela 9.

Tabela 9: Carga de incêndio em função da altura de armazenamento, conforme Lei Complementar n.º 14.376

Tipo de material	Carga de incêndio (MJ/m ²)				
	Altura de armazenamento (m)				
	1	2	4	6	8
Depósitos de paletes de madeira	1530	3060	6120	9180	12240
Peças automotivas	360	720	1440	2160	2880
Pneus	810	1620	3240	4860	6480

Fonte: RIO GRANDE DO SUL, 2013 (tabela 3.2 da Lei)

Com base em informações da perícia, sabe-se que havia grande quantidade de pneus na porção frontal do galpão (figura 29 – hachura vermelha), além de paletes de madeira em toda a extensão da edificação. Ademais, destacou-se os valores de carga de incêndio para “peças automotivas” a fim de analogia com peças de bicicleta.

Adicionalmente, baseada na Lei Complementar n.º 14.376, a partir da tabela 9 e considerando alturas de armazenagem entre 4 e 6 m constatadas in loco, a carga de incêndio da edificação poderia atingir valores considerados como “alto risco de incêndio”.

Por fim, identificou-se que o foco inicial do incêndio estava localizado na parte posterior do galpão, ao centro e próximo ao Pilar 4 (P4), identificado nas figuras 28 e 29. Entretanto, a região que mais apresentava danos decorrentes do incêndio estava localizada na parte frontal do galpão (P15, P20 e P21), ao centro, uma vez que havia grande carga de incêndio nessa porção (material combustível), onde localizava-se um mezanino metálico e que servira para armazenagem de pneus.

Figura 28 - Vista panorâmica da estrutura remanescente



Fonte: Autor, 2020.

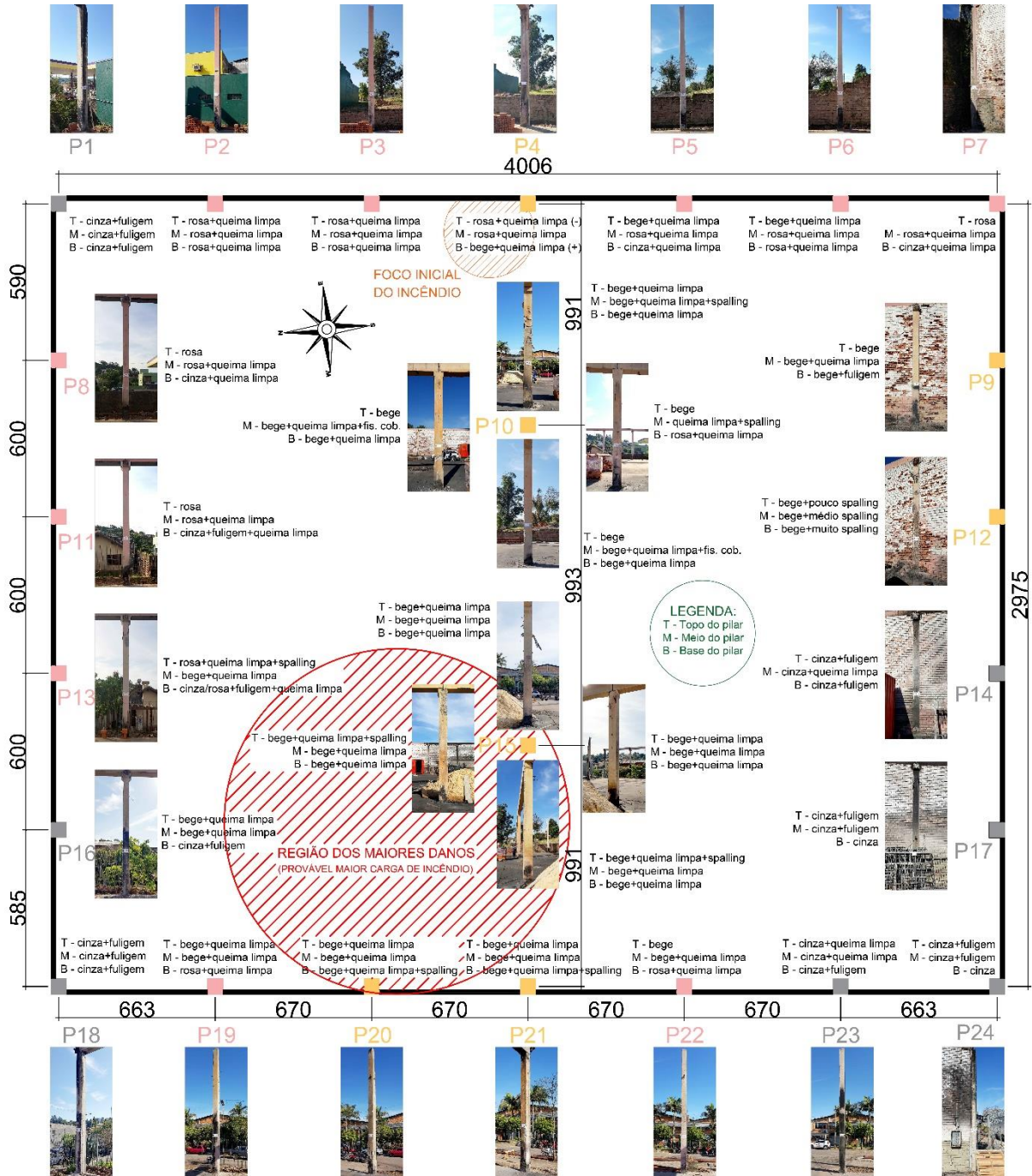
Seguindo esse raciocínio, fez-se um levantamento preliminar visual (figuras 29 e figuras do Apêndice A) dos danos na estrutura de concreto remanescente (pilares), seguindo o Guia NFPA 921 para Investigação de Incêndio e Explosão, a fim de se determinar de quais pontos seriam feitas as extrações das amostras para posteriores análises. Sendo assim, o primeiro aspecto que ficou evidente foi a diferença significativa da coloração superficial dos pilares (considerando a cor predominante observada ao longo da altura, mesmo onde houvesse pequenas variações), os quais podem ser, preliminarmente, agrupados em 3 grandes grupos:

- Pilares “cinzas”: P1, P16, P18, P14, P17, P23 e P24;
- Pilares “rosas”: P2, P3, P5, P6, P7, P8, P11, P13, P19 e P22;
- Pilares “beges”: P4, P9, P10, P12, P15, P20 e P21.

Na figura 28, para cada pilar, foram relacionados os aspectos facilmente visíveis dos pilares, para as suas bases (“B”), meios (“M”) e topos (“T”), a fim de facilitar o entendimento posterior.

No Apêndice A encontram-se as figuras 87 a 116, sendo fotografias individuais (Fonte: Autor, 2020) das faces dos pilares atingidas diretamente pelo incêndio.

Figura 29 - Posicionamento dos pilares com seus respectivos aspectos visuais ao longo da altura



Fonte: Autor, 2020.

Sobre a diferença de coloração superficial entre os pilares, vale ressaltar que, aparentemente, nos pilares “cinzas”, havia uma fina película sobre a superfície (figura 30), indicando a possibilidade de existir uma camada de pintura. Além disso, apenas para a coloração rosa (figura 31), foi constatado, através do tato, que havia uma fina camada de material pulverulento na superfície dos pilares com essa cor, podendo ser a nata de cimento (pela ação do calor) dos elementos estruturais ou possivelmente resíduo de algum acabamento (pintura) que poderia existir em momento anterior ao incêndio e que poderia ter mudado de cor pela ação das chamas, uma vez que as tintas, assim como os agregados e matrizes cimentícias, podem conter óxidos de ferro, os quais ficam avermelhados quando submetidos às altas temperaturas. No entanto, funcionários da empresa relataram que a estrutura tinha coloração “de concreto”, portanto era “cinza”.

Figura 30 - Pilar 24



Fonte: Autor, 2020.

Figura 31 – Pilar 8



Fonte: Autor, 2020.

Figura 32 – Pilar 10, face Norte



Fonte: Autor, 2020.

Reiterando, observa-se, predominantemente, que há um aparente padrão nos danos nos grupos de pilares, generalizados e agrupados pela alteração da coloração superficial dos pilares (podendo ser tinta ou a nata de cimento) e outros danos superficiais aparentes, que podem ser resumidos em:

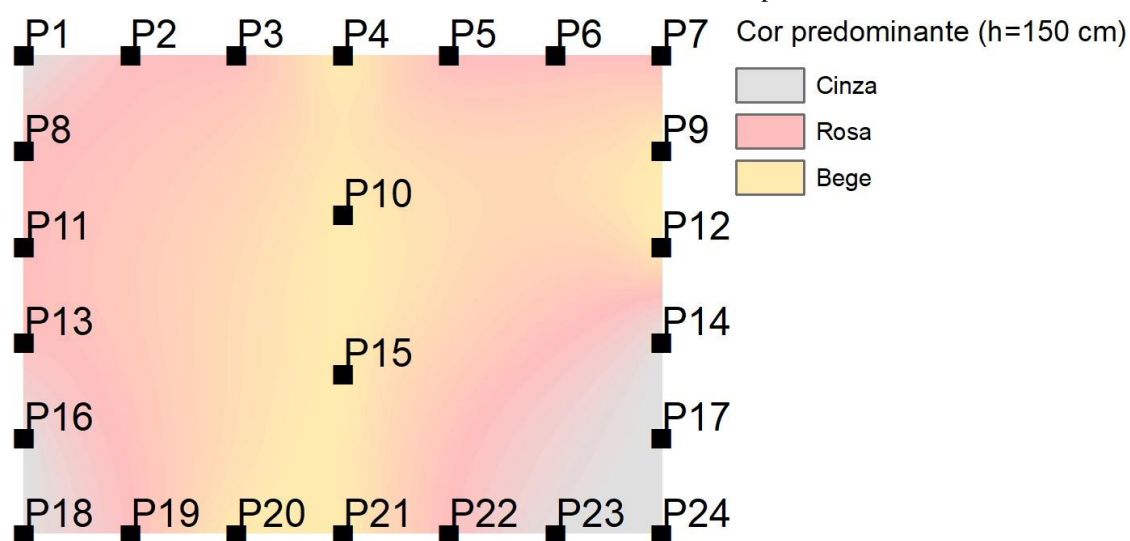
- Pilares “cinzas” (P1, P16, P18, P14, P17, P23 e P24), conforme exemplifica a figura 30: nenhuma alteração de cor (permanecendo cinzas, podendo ser uma fina película de tinta); pouca ou nenhuma fissuração superficial e moderada a intensa deposição de fuligem. A fuligem também é um material combustível e, portanto, onde há fuligem depositada sobre a superfície, considera-se que não houve ação direta das chamas e portanto, o incêndio foi menos intenso;
- Pilares “rosas” (P2, P3, P5, P6, P7, P8, P11, P13, P19 e P22), conforme exemplifica a figura 31: alteração de cor de cinza para rosa (material pulverulento, podendo ser resíduo de tinta); fissuração superficial moderada e queima limpa (ausência de fuligem depositada, indicando ação direta das chamas nessas superfícies);
- Pilares “beges” (P4, P9, P10, P12, P15, P20 e P21), conforme exemplifica a figura 32: alteração de cor de cinza para bege/amarelo “queimado” (sem material pulverulento aderido ou possível resíduo de tinta); fissuração superficial moderada a intensa, queima limpa e deslocamento de leve a intenso, expondo tanto a armadura longitudinal quanto a transversal em algumas regiões.

A partir da observação in loco, elaborou-se um mapa que retrata a variação das cores superficiais entre os pilares e que, teoricamente, deveriam ser todos iguais em momento anterior ao incêndio (coloração cinza mesmo que fosse pintura), utilizando um software computacional para a interpolação linear dos valores, criando “curvas de nível” ou isocurvas de calor/temperatura do incêndio, uma vez que, segundo Wendt (2006), a mudança da coloração de concretos submetidos às altas temperaturas depende da temperatura a que foram expostos. Para a interpolação, foram atribuídos os seguintes valores:

- Pilares “cinzas” = 0 (referência);
- Pilares “rosas” = 1 (danos intermediários);
- Pilares “beges” = 2 (mais danificados).

Vale ressaltar que, para o mapa da figura 33, foram consideradas apenas as cores superficiais predominantes na base dos pilares (a 150 cm do piso) e em suas faces voltadas à parte interna do galpão em questão e, sendo assim, as cores obtidas para os espaços centrais da edificação (onde havia apenas dois pilares) podem não ser fidedignas à realidade do incêndio, uma vez que há poucos pontos para a interpolação.

Figura 33 - Mapa de cores de temperaturas do incêndio em função do aspecto visual das superfícies dos concretos da estrutura considerando os 24 pilares



Fonte: Autor, 2021.

Observou-se que o mapa de cores gerado a partir da mudança de cor superficial dos pilares (correlacionado às possíveis temperaturas atingidas no incêndio) é compatível com outros danos observados durante o exame pericial criminal realizado pelo autor, como:

- intensa oxidação dos objetos, móveis e cobertura metálicas sob e sobre a viga central do galpão, conforme a figura 34:

Figura 34 - Corredores sob a viga central



Fonte: Autor, 2020.

- posição do foco inicial do incêndio, próximo ao P4 (figura 35);

Figura 35 - Foco inicial do incêndio



Fonte: Autor, 2020.

- desabamento da estrutura de cobertura (figuras 36 e 37), na região frontal, ao centro do galpão, onde haveria grande quantidade de pneus e selins;

Figura 36 - Vista aérea da cobertura da edificação em análise



Fonte: Autor, 2020.

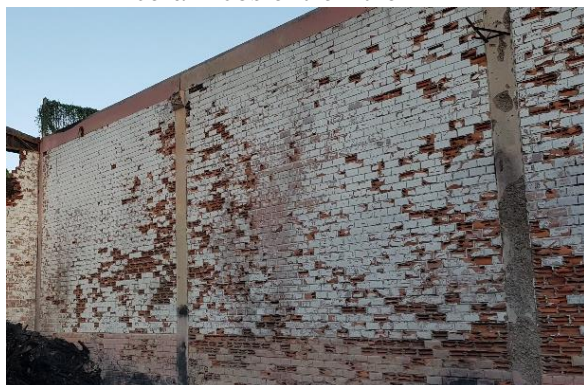
Figura 37 - Telhado desabado na região frontal



Fonte: Autor, 2020.

- deslocamento da alvenaria de blocos cerâmicos adjacente aos pilares que apresentavam coloração superficial bege (figuras 38 e 39), quando comparadas a outros pilares menos atingidos pelo incêndio.

Figura 38 - Deslocamento de blocos cerâmicos entre P7 e P12



Fonte: Autor, 2020.

Figura 39 - Deslocamento de blocos cerâmicos entre P3 e P4



Fonte: Autor, 2020.

3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A partir da utilização das técnicas referidas no capítulo 2, é possível afirmar que há potencial para a identificação de mudanças físicas, químicas e mineralógicas em concretos submetidos às altas temperaturas, uma vez que, geralmente, essas técnicas possuem resultados convergentes. Os procedimentos de análise devem ser padronizados e normas devem ser seguidas para se obter resultados mais confiáveis e comparáveis. Além disso, o mesmo processo de padronização deve ser aplicado nas situações de coletas de amostras em casos reais de estruturas danificadas, como exemplo a extração de amostras de concreto utilizando serras diamantadas, que tem o potencial de introduzir efeitos deletérios nas amostras, uma vez que aumenta a fissuração, o que interfere diretamente na interpretação das micrografias e ensaio de porosidade por intrusão de mercúrio (SILVA FILHO, 2011).

Além disso, vale ressaltar que, apesar de se conhecer as principais mudanças para cada nível de temperatura aplicada, ainda não há um completo entendimento da relação entre as mudanças micro e macroestruturais dos concretos submetidos às altas temperaturas, devido à

complexidade dos fenômenos, da variabilidade ambiental e de exposição ao fogo, além da diversidade dos concretos estudados (LIM e MONDAL, 2014).

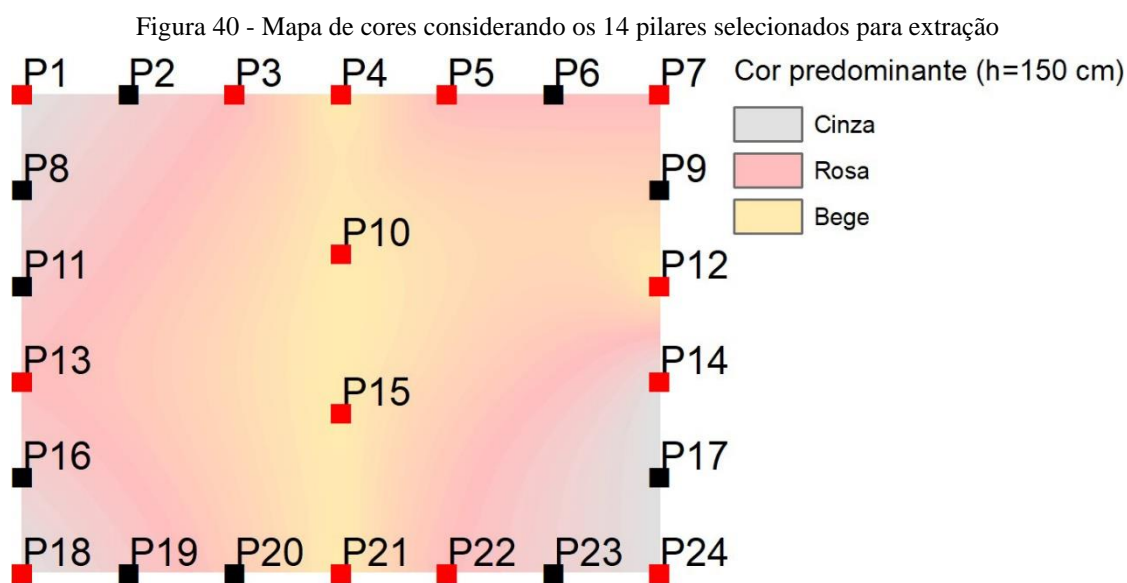
Apesar dessas dificuldades, os métodos já apresentados de análise microestrutural continuam tendo grande importância para o diagnóstico de estruturas danificadas por incêndios e, portanto, diretrizes para padronização devem ser propostas. Sendo assim, propõem-se, nos subcapítulos a seguir, os fluxogramas de atividades e programas experimentais para essa pesquisa.

Entretanto, alguns aspectos merecem atenção especial, sendo o primeiro deles a natureza das amostras, pois dos 39 trabalhos expostos na tabela 1, apenas 4 estudam as mudanças microestruturais derivadas de amostras de elementos estruturais reais e, dessa maneira, a diferença nos resultados pode ser significativa, uma vez que os gradientes térmicos desenvolvidos dependem das dimensões dos elementos estruturais observados e do método de aquecimento, o qual pode ser laboratorial (curva de aquecimento, taxa de aquecimento e faces aquecidas como fatores controláveis) ou real (incêndio), onde não há nenhum fator controlável. Ainda sobre as amostras, a maioria dos programas experimentais não apresentam detalhes específicos do preparo e armazenagem das amostras, por exemplo nas amostras submetidas a ensaios de DRX e análise termogravimétrica, os quais são em forma de pó, porém o método de amostragem, preparo e armazenagem utilizados não estão explícitos.

3.2.1 Avaliação do concreto submetido a incêndio real

Como um dos objetivos específicos desse trabalho é avaliar a efetividade de técnicas, tanto de amostragem, preparo e armazenagem das amostras quanto de análise, em relação a estruturas de concreto submetidas a incêndios reais, áreas distintas dos elementos estruturais que foram expostos a diferentes temperaturas foram estudadas na busca de identificação de possíveis padrões de comportamentos, limitações dos ensaios, bem como das técnicas de coleta e preparo das amostras de pó de concreto. Para uma avaliação completa ideal de uma estrutura incendiada, seria necessário que ensaios fossem feitos em todos os elementos estruturais. Entretanto, como algumas das técnicas aplicadas neste estudo de caso são destrutivas (descritas no próximo subcapítulo), optou-se por reduzir a quantidade de pilares onde seriam coletadas amostras, tanto de pó, quanto de testemunhos de concreto.

Para poder comparar as propriedades ou extensão dos danos nas matrizes cimentícias pré e pós-incêndio, optou-se por extração de amostras de pó e testemunhos de concreto de pontos distintos nos elementos estruturais a serem estudados. Estas amostras foram coletadas: no foco do incêndio e/ou região que, possivelmente, atingiu as maiores temperaturas (nesse caso, pilares que apresentavam a coloração superficial bege), fora do incêndio (concreto de referência e que pode ser interpretado como uma situação pré-incêndio) e uma amostra intermediária entre os dois pontos anteriores (nesse caso, pilares que apresentavam a coloração superficial rosa). Através do mesmo software para interpolação das cores superficiais observadas nos pilares, foram testadas diversas configurações de amostragem, utilizando como entrada de dados entre 10 a 15 pilares, sendo que a figura 40, contendo os 14 pontos em vermelho (P1, P3, P4, P5, P7, P10, P12, P13, P14, P15, P18, P21, P22, P24), representa de maneira satisfatória o mapa de cores gerado por 24 pontos (todos os pilares), exposto na figura 33.



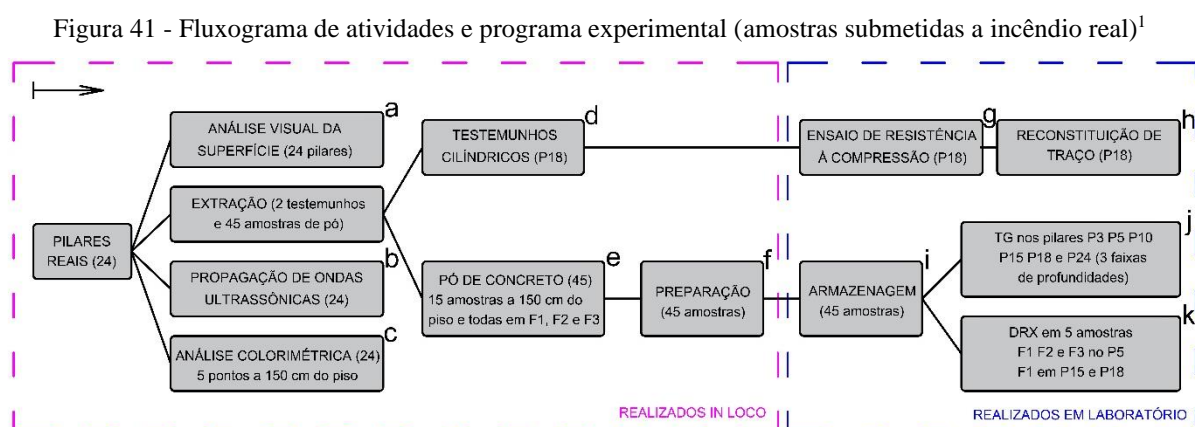
Fonte: Autor, 2021.

Verificou-se, também, que o mapa gerado por 14 pontos (pilares), caso escolha-se o P11 ao invés do P13, resulta em um padrão muito semelhante e, portanto, não será exposto. Sendo assim, uma vez que houve boa representação pelo mapa gerado por 14 pontos em comparação aos 24 pontos (pilares), optou-se por reduzir a quantidade de amostras a serem

extraídas e, conseqüentemente, a matriz experimental, ou seja, diminuindo os gastos, tanto de tempo, financeiros e ferramentais, quanto de recursos humanos.

As amostras de pó e testemunhos de concreto foram extraídas, respectivamente, por furadeira convencional de impacto e extratora com serra-copo diamantada, pelos funcionários do Laboratório de Materiais e Tecnologia do Ambiente Construído (LAMTAC) do NORIE/UFRGS.

A figura 41 retrata, de maneira resumida, os procedimentos adotados durante a análise *in loco* do concreto da estrutura submetida ao incêndio real, os quais estarão explanados a seguir, em ordem cronológica de execução. Além disso, destaca-se que o item “a” do fluxograma fora exposto no subcapítulo 3.1.



Fonte: Autor, 2021.

A extração de amostras e análise nos pilares de concreto armado foi fixada a uma altura de 150 cm em relação ao piso para, em função da facilidade em se trabalhar nessa altura, sendo desnecessário o uso de andaimes e/ou escadas.

¹ F1 – faixa de profundidade 1 (0-25mm)
 F2 – faixa de profundidade 2 (25-50mm)
 F3 – faixa de profundidade 3 (80-100mm)

3.2.1.1 Velocidade de propagação de ondas ultrassônicas (VPOU) - item “b” da figura 41

O ensaio foi realizado nos 24 pilares da edificação sinistrada, seguindo as recomendações preconizadas pela NBR 8802 (ABNT, 2019), utilizando um equipamento de ultrassom modelo Pundit Lab da fabricante Proceq, cujos dados obtidos encontram-se expostos no Apêndice D. Vale ressaltar que, com o objetivo de obter dados de velocidades de propagação de ondas ultrassônicas do concreto com o mínimo de interferência das armaduras presentes nos pilares, um pacômetro (modelo Profoscope da fabricante Proceq) fora utilizado para demarcação (com pincel marcador permanente) da posição das barras de aço (figuras 42 e 43), sendo que as medições foram realizadas no centro dessas marcações (onde não havia armaduras).

Figura 42: Demarcação da área a ser medida



Fonte: Autor, 2020.

Figura 43: Demarcação das armaduras



Fonte: Autor: 2020.

A partir disso, nos pilares em que a alvenaria adjacente havia sido demolida (P1, P4, P5, P6, P8, P10, P11, P13, P15, P16, P18, P19, P20, P21, P22 e P23), foram feitas duas medições de velocidade de propagação das ondas ultrassônicas por transmissão direta (faces opostas) nas duas direções (longitudinal = 40 cm e transversal = 30 cm, com exceção dos P10 e P15 que eram quadrados de 41 x 41 cm).

Para os pilares em que havia alvenaria adjacente remanescente (P2, P3, P7, P9, P12, P14, P17 e P24), impossibilitando a medição na direção transversal (lado de 30 cm), foram feitas duas medições no sentido longitudinal (40 cm), também por transmissão direta (faces opostas).

3.2.1.2 Análise colorimétrica - item “c” da figura 31.

A análise colorimétrica inicial foi realizada in loco, em todos os pilares e sem qualquer tratamento superficial, em uma área circular de diâmetro de 20 cm (figura 44) e a uma altura de 150 cm em relação ao piso, onde foram medidos 5 pontos distintos a fim de se obter dados finais mais representativos da coloração de cada superfície (média aritmética das coordenadas cromáticas do espaço de cores CIELab, $L^*a^*b^*$ das medições realizadas).

Essa análise foi feita seguindo as recomendações posteriormente publicadas em Bersch *et al.* (2021), cuja pesquisa baseou-se na norma ASTM D 2244/84 (Standard test method for calculation of colour from instrumentally measured colour coordinates), sendo utilizado um espectrofotômetro portátil do modelo Konica Minolta CM-2500d (figura 45).

Figura 44 - Região para medições (P15 face Oeste)



Fonte: Autor, 2020.

Figura 45 - Uso do espectrofotômetro



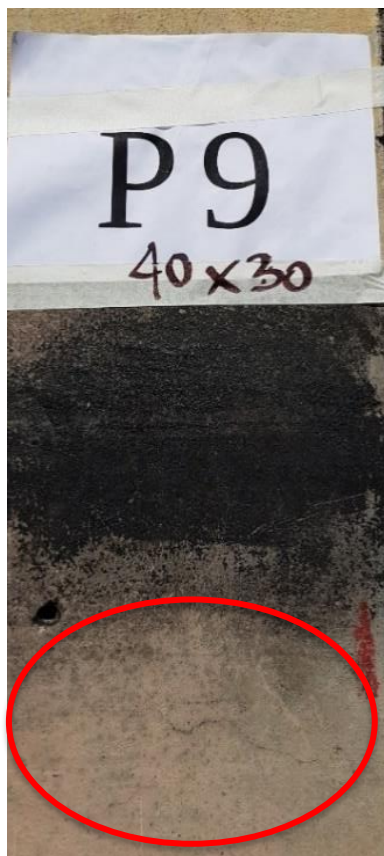
Fonte: Autor, 2020.

Além disso, como inicialmente as medições foram feitas nas superfícies sem qualquer tipo de tratamento, apresentando, dependendo da região, sujidades como fuligem, resíduos

carbonizados do incêndio e possivelmente resíduos de tinta, os quais interferiram nos dados coletados, decidiu-se realizar a limpeza da superfície dos pilares com jato d'água sob pressão, lançado a uma distância aproximada de 30 cm, até remover todas as sujidades relatadas anteriormente (aproximadamente 20 segundos), conforme as figuras 46 a 48.

O modelo de lava-jato utilizado foi o K3.100 da fabricante Karcher, de 1500w de potência, vazão de 360 l/h e pressão 1740 psi.

Figura 46 - P9 antes da lavagem superficial



Fonte: Autor, 2020.

Figura 47 - Utilização de lava-jato



Fonte: Autor, 2020.

Figura 48 - Região para medições após a lavagem superficial



Fonte: Autor, 2020.

Após isso, foram executadas novamente as medições colorimétricas, cujos dados obtidos encontram-se no Apêndice B, juntamente com os dados de cores anteriores à lavagem.

Observando as figuras 46 a 48, é possível concluir que existe diferença perceptível a olho nu na coloração superficial daquele pilar (P9) antes e após a lavagem com jato d'água.

3.2.1.3 Extração de testemunhos cilíndricos - item “d” da figura 31.

Preliminarmente, a fim de se obter o valor de resistência à compressão de diferentes regiões do concreto afetado, havia-se determinado que seriam extraídos pelo menos dois testemunhos de 100 mm de diâmetro por 200 mm de comprimento de cada grupo de pilares (cinzas, rosas e beges), utilizando as diretrizes da NBR 7680 (2015), cujo conteúdo trata da extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto quando se trata de futuros ensaios de resistência à compressão.

No entanto, verificou-se, com o uso de um pacômetro (modelo Profoscope da fabricante Proceq, figura 49), que todos os pilares (com exceção do P10 e P15) possuíam armadura longitudinal relativamente densa (5 barras de aço) nas faces mais expostas ao incêndio (30 cm de largura com cobrimento aproximado de 3 cm) e, sendo assim, não foi possível realizar as extrações planejadas, em função de não ser prudente cortar as armaduras, além de que dificultaria o preparo das amostras, execução dos ensaios e análise dos resultados, bem como poderia comprometer ainda mais a estabilidade do sistema estrutural que já estava danificado pelo incêndio.

Figura 49 - Uso do pacômetro P10



Fonte: Autor, 2020.

Todavia, os pilares 10 e 15, os quais tinham seção transversal quadrada (41 x 41 cm) e maior do que o restante, possuíam apenas uma barra de aço como armadura longitudinal em cada vértice e estribos espaçados a cada 15 cm e, sendo assim, foi possível a extração de um testemunho em cada um, a uma altura de 1,50 m em relação ao piso e com comprimentos aproximados de 18 cm (figuras 50 a 52).

Figura 50 - Fixação da extratora P10



Figura 51 - Posição das armaduras



Figura 52 - Testemunho



Fonte: Autor, 2020.

De modo a não se comprometer ainda mais as características de resistência mecânica e durabilidade desses pilares após as extrações, executou-se o fechamento dos furos realizados pela extratora de testemunhos utilizando graute, o qual foi lançado dentro de um Joelho de PVC de 100 mm, fixado na borda externa dos furos (figura 53).

Figura 53 - P22 Grauteamento



Fonte: Autor, 2020.

Além disso, verificou-se que as faces externas dos pilares do perímetro da edificação (os quais não estiveram em contato direto com o incêndio), apresentavam densidades de armadura menores, sendo possível a extração de um testemunho de concreto de “referência ou íntegro” para comparação (extraído do P18). Optou-se também por extrair um pequeno testemunho (diâmetro de 100 mm e apenas a faixa relativa ao cobrimento da armadura) de um dos pilares que apresentava coloração superficial rosa (P22), conforme a figura 54.

Figura 54 - Alteração de coloração superficial dos concretos de diferentes pilares



Fonte: Autor, 2020.

Fica evidente, também, que há outras diferenças além da coloração superficial entre os 3 testemunhos, como: a coloração ao longo da profundidade; o aumento aparente da porosidade e fissuração, tanto superficial quanto interna (da esquerda para a direita), conforme a figura 55.

Figura 55 - Alteração visível da estrutura do concreto entre pilares



Fonte: Autor, 2020.

3.2.1.4 Extração de pó de concreto

A maioria das pesquisas (tabela 1) afins deste trabalho realiza ensaios microestruturais em corpos de prova diferentes submetidos às diversas temperaturas separadamente e, dessa maneira, a região avaliada nos ensaios microestruturais (concreto em pó) é geralmente a superfície dos testemunhos.

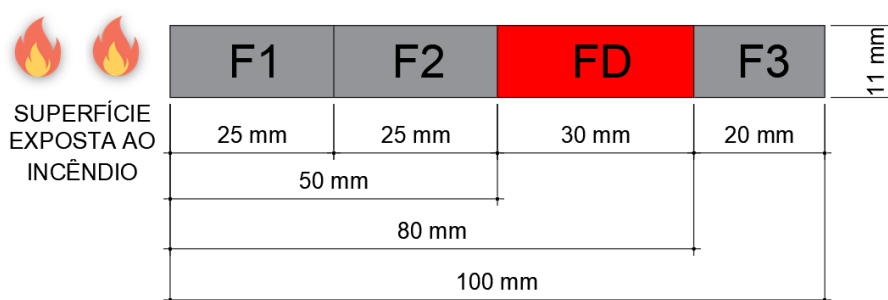
Contudo, como um dos objetivos desse trabalho é de verificar as mudanças microestruturais do concreto ao longo da profundidade dos pilares incendiados, partindo da superfície em direção ao interior do elemento, foram estipuladas 3 faixas de profundidades (F1, F2 e F3), conforme a tabela 10 e figura 56, para extração e coleta do material (pó de concreto).

Tabela 10 - Faixas de profundidades das amostras de pó e suas nomenclaturas

Nome	Profundidade (mm)	Amostra de pó
Faixa 1 (F1)	0 a 25	Coletada
Faixa 2 (F2)	25 a 50	Coletada
Faixa D (FD)	50 a 80	Descartada
Faixa 3 (F3)	80 a 100	Coletada

Fonte: Autor, 2020.

Figura 56 - Faixas de profundidades de extração de pó (F1, F2 e F3 são as faixas analisadas. FD é a espessura descartada)



Fonte: Autor, 2020.

Vale ressaltar que a atribuição dessas faixas de profundidades, para efeito comparativo, foi baseada em um trabalho experimental desenvolvido por Menéndez e Vega (2009) a respeito de uma edificação de múltiplos pavimentos e estrutura em concreto armado, a qual foi sinistrada por um grave incêndio, no ano de 2005, em Madrid.

Nesse trabalho (MENÈNDEZ e VEGA, 2009), os autores concluíram que, acima de 80mm de profundidade, os concretos não foram ou foram pouco afetados pelo incêndio (portlandita inalterada, assim como os agregados e a pasta cimentícia) e, em função disso, foram considerados como amostras referência para comparação. Além disso, na camada entre 50 e 80 mm, não houve o desaparecimento completo da portlandita, levando os autores a afirmarem que essa camada não foi atingida por temperaturas superiores 500 °C e, em função disso, seus resultados foram omitidos do artigo.

Sendo assim, foram coletadas amostra de pó de concreto de 15 pilares (os mesmos destacados em vermelho na figura 40) a uma altura de 150 cm em relação ao piso (mesma região da medição de ondas ultrassônicas e análise colorimétrica), conforme a tabela 11, extraídas mediante furos com furadeira elétrica de impacto e brocas para concreto.

Tabela 11 - Resumo dos pilares extraídos e suas nomenclaturas

Altura da coleta (cm)	P1	P3	P4	P5	P7	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P18	P21	P22	P24
150 (A150)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Fonte: Autor, 2020.

É possível observar, a partir da tabela 11, que foram extraídas amostras de pó de vários pilares (15) de cada grupo de cores (4 cinzas, 6 rosas e 5 beges).

A escolha desses 15 pilares justificou-se pelo fato do mapa da figura 43 ter representado de maneira satisfatória o mapa pela figura 33 (gerado pelos valores de todos os 24 pilares).

3.2.1.4.1 Procedimento de coleta de pó de concreto para análise - item “e” da figura 41.

O passo a passo da extração das amostras seguiu o seguinte procedimento:

- 1) posicionar uma garrafa PET sem tampa, cortada ao meio e com o gargalo para baixo na superfície do pilar logo abaixo de onde os furos devem ser executados e fixá-la com fita adesiva (figura 57);
- 2) posicionar o saco plástico coletor e fixá-lo com fita adesiva ao bico da garrafa PET (figura 58);

- 3) marcar na broca as 3 faixas de profundidades desejadas com pincel marcador permanente;
- 4) realizar 3 furos próximos (totalizando em torno de 12 g de pó) para a faixa de profundidade F1 (0-25 mm), utilizando broca de 12mm de diâmetro (figura 58);
- 5) lacrar o saco plástico coletor e identificá-lo;
- 6) limpar o interior da garrafa, conforme necessidade;
- 7) aspirar o interior do furo a fim de diminuir o risco de contaminação cruzada entre as amostras de diferentes profundidades;
- 8) posicionar um saco plástico coletor novo com fita adesiva para a próxima coleta;
- 9) realizar 3 furos próximos (totalizando em torno de 8 g de pó) para a faixa de profundidade F2 (25-50 mm), utilizando broca de 10 mm de diâmetro. Optou-se por utilizar uma broca de diâmetro menor em relação à profundidade anterior para diminuir o risco de contaminação cruzada entre as amostras de diferentes profundidades;
- 10) lacrar o saco plástico coletor e identificá-lo;
- 11) limpar o interior da garrafa, conforme necessidade;
- 12) aspirar o interior do furo a fim de diminuir o risco de contaminação cruzada entre as amostras de diferentes profundidades;
- 13) posicionar um saco plástico coletor novo com fita adesiva para a próxima coleta;
- 14) realizar 3 furos próximos (totalizando em torno de 4 g de pó) para a faixa de profundidade F3 (80-100 mm), utilizando broca de 8 mm de diâmetro. Optou-se por utilizar uma broca de diâmetro menor em relação à profundidade anterior para diminuir o risco de contaminação cruzada entre as amostras de diferentes profundidades;
- 15) fechar os furos com silicone (figura 59);
- 16) transferir o pó de concreto dos sacos plásticos para potes plásticos e imergir o pó em isopropanol para parar a hidratação dos compostos da matriz cimentícia (figura 60), conforme recomendado por Scrivener *et al.* (2016).

Figura 57 - Extração do pó P24



Fonte: Autor, 2020.

Figura 58 - Pó de concreto já extraído P22



Fonte: Autor, 2020.

Figura 59 - Fechamento dos furos com silicone



Fonte: Autor, 2020.

Figura 60 - Paralisação da hidratação



Fonte: Autor, 2020.

3.2.1.4.2 Preparo e armazenagem das amostras de pó de concreto - respectivamente, itens “f” e “i” da figura 41.

Para os ensaios que exigem amostras na forma de pó, como as análises térmicas (TGA e DTA) e a Difração de Raio X (DRX), as amostras da pasta de cimento foram recolhidas diretamente dos pilares de concreto e foram armazenadas em potes plásticos estanques (fita adesiva no entorno da tampa). Em seguida, no mesmo dia, no LAMTAC/NORIE/UFRGS, as amostras foram filtradas para que se removesse todo o excesso de isopropanol, conforme recomendado por Scrivener *et al.* (2016).

Após isso, todos os potes plásticos contendo as amostras em pó foram levados à estufa a vácuo (modelo SL104/30 da fabricante SOLAB), presente no LAMTAC/NORIE (figuras 61 e 62), onde foram submetidas a uma temperatura de 40°C até que todo o isopropanol evaporasse (em torno de 1 hora), conforme recomendado por Scrivener *et al.* (2016).

Figura 61 – Armazenamento das amostras em recipientes vedados



Fonte: Autor, 2020.

Figura 62 – Amostras no interior da estufa para secagem a vácuo



Fonte: Autor, 2020.

Por fim, as amostras foram levadas ao LINCE/NORIE/UFRGS, onde foram pesadas e divididas em sacos plásticos com lacre, sendo um para os futuros ensaios de DRX e outro para o ensaio termogravimétrico. Dessa maneira, havia material suficiente em cada saco plástico para a realização de contraprova dos ensaios, caso fosse necessário. Além disso, as amostras foram agrupadas a cada 7 para que fossem embaladas a vácuo em um saco plástico maior, contendo sílica gel (para absorver qualquer umidade residual), conforme as figuras 63 e 64.

Figura 63 - Selagem a vácuo das amostras para TG



Fonte: Autor, 2020.

Figura 64 - Selagem a vácuo das amostras para DRX



Fonte: Autor, 2020.

3.2.1.5 Ensaio de resistência à compressão - item “g” da figura 41.

Com o objetivo de conhecer a propriedade mecânica de resistência à compressão do concreto da edificação sinistrada, foram extraídos testemunhos cilíndricos conforme as orientações normativas.

Entretanto, os testemunhos cilíndricos de concreto extraídos em P10 e P15, em função de estarem em uma região onde o incêndio teria sido mais intenso, apresentavam diversas fissuras e desintegraram-se no momento da retificação dos CPs, não sendo possível aproveitá-los para esse ensaio (figura 65).

Apesar disso, o testemunho cilíndrico extraído no lado externo do P18 (menos atingido pelo incêndio) estava em boas condições e apresentava altura média de 122,6 mm (figura 66), medida através de paquímetro digital.

Após isso, o testemunho cilíndrico do P18 foi caracterizado quanto à resistência à compressão (figura 67), segundo a NBR 5739 (ABNT, 2018), utilizando-se máquina de ensaio EMIC, com limite de carga de 2000kN e incremento de tensão de 0,43 MPa/s. Antes do procedimento, o corpo de prova teve suas bases aplainadas em retífica diamantada de eixo vertical e, após, foi medido e pesado.

Figura 65: testemunho do P10 (descartado)



Figura 66: testemunho do P18



Figura 67: ensaio de resistência à compressão (P18)



Fonte: Autor, 2021.

3.2.1.6 Reconstituição de traço - item “h” da figura 41.

Com intuito de se conhecer o traço de concreto utilizado na edificação sinistrada, para posteriormente confeccionar corpos de prova de concreto em laboratório com o mesmo traço, foi realizada a reconstituição de traço utilizando o testemunho cilíndrico do P18 após submetê-lo ao ensaio de resistência à compressão (figura 68).

O método de reconstituição de traço empregado foi o utilizado pela extinta Fundação de Ciência e Tecnologia do Estado do Rio Grande do Sul (CIENTEC/RS). Este ensaio permite verificar a proporção dos materiais existentes na composição das amostras de concreto (traço). Os procedimentos laboratoriais do ensaio são os descritos a seguir:

- corte de um volume inteiro de cada amostra, com massa entre 1,5kg e 2,0kg, utilizando-se serra circular diamantada para concreto;
- pesagem do corpo de prova em balança com precisão de 0,1g e registro da massa íntegra da amostra (g);
- aquecimento da amostra à temperatura de 110 °C por 24h em estufa;

- pesagem do corpo de prova em balança com precisão de 0,1g e registro da massa da amostra após aquecimento a 110 °C (g);
- calcinação da amostra à temperatura de 900±50 °C por 120±20 min em forno mufla;
- no término do procedimento de calcinação, abertura do forno até que as amostras atinjam temperatura ambiente;
- pesagem do corpo de prova em balança com precisão de 0,1g e registro da massa da amostra após calcinação a 900 °C (g);
- colocação da amostra em um recipiente limpo, onde é feita a cominuição com o auxílio de pistilo cerâmico; (figura 69)
- pesagem o corpo de prova em balança com precisão de 0,1g e registro da massa inicial da amostra (g) – m_i (g), que corresponde à massa de aglomerantes e agregados; (figura 70)
- transferência do material cominuído para um béquer de capacidade de 2L e acréscimo da solução saturada de Cloreto de Amônia (NH_4Cl) até que o material esteja submerso em um volume excedente da solução, e mistura com bastão de vidro;
- a solução consiste na mistura de 350 g de Cloreto de Amônia (NH_4Cl) em 1 L de água deionizada;
- reserva do béquer em local seco e escuro por 3 dias (no mínimo) e, durante este período, realização de mistura com bastão de vidro uma vez ao dia;
- lavagem do material constante no béquer (fragmentos + solução) com água corrente, em peneiras de malha quadrada com abertura de 2,4mm e 75 μm ;
- secagem da amostra em estufa na temperatura de 110°C por 24h;
- resfriamento da amostra em temperatura ambiente;
- aplicação da solução de Ácido Clorídrico na amostra seca, no béquer, até cobri-la com um volume excedente, mistura com o bastão de vidro, e reserva por 4 horas; (figura 71)
- a solução consiste em Ácido Clorídrico (HCl) com concentração de 37%;
- lavagem da amostra com água corrente nas peneiras de malha com abertura de 2,4mm e 75 μm ;
- secagem do material em estufa na temperatura aproximada de 110 °C por 24 horas;
- resfriamento da amostra em temperatura ambiente;

- aspersão da solução de Cloreto de Amônia (NH_4Cl) sobre a amostra de forma que, caso tenha sido identificado odor característico de amoníaco, é necessária repetição do procedimento de imersão da amostra em solução de Ácido Clorídrico, até que se identifique a ausência de odor de amoníaco;
- pesagem do material em balança com precisão de 0,1g e registro da massa final da amostra (g) – m_f (g), que corresponde à massa de agregado; (figuras 72 a 75)

Calcular a massa de aglomerante (g) – m_{agl} (g) através da Equação 5:

$$m_{aglo} = m_i - m_f \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

- m_{aglo} massa de aglomerante da amostra (g);
 m_i massa inicial da amostra (g);
 m_f massa final da amostra (g) ou massa de agregado (g);

Definição do traço (aglomerante: agregado, em massa) através da Equação 6:

$$1: m \rightarrow 1: \frac{m_f}{m_{aglo}} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

- 1: m proporção de 1 unidade de aglomerante para "m " de agregado, em massa;
 m_f massa final da amostra (g) ou massa de agregado (g);
 m_{aglo} massa de aglomerante da amostra (g).

Cálculo do teor de cimento pela Equação 7:

$$\text{teor de cimento} = \frac{m_{aglo}}{m_i} \times 100\% \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

- m_{aglo} massa de aglomerante da amostra (g);
 m_i massa inicial da amostra (g).

Figura 68: CP retirado do P18 após ruptura à compressão



Fonte: Autor, 2021.

Figura 69: Cominuição do CP retirado do P18



Fonte: Autor, 2021.

Figura 70: Pesagem do material cominuído do P18



Fonte: Autor, 2021.

Figura 71: Imersão do material cominuído do P18 em ácido clorídrico



Fonte: Autor, 2021,.

Figura 72: Separação do agregado graúdo



Figura 73: Separação do agregado miúdo



Figura 74: Agregado graúdo basáltico



Figura 75: Agregado miúdo de areia natural



Fonte: Autor, 2021

3.2.1.7 Análise termogravimétrica (TGA) - item “g” da figura 41.

A análise termogravimétrica (TGA) e a termogravimetria derivada (DTG) têm como intuito quantificar, através do percentual de perda de massa x temperatura, os principais picos de decomposição de compostos presentes nas amostras.

Com o objetivo de reduzir a quantidade de amostras a serem ensaiadas (das 45 extraídas), em função do longo tempo de ensaio de cada amostra (em torno de 3 horas), foram selecionadas amostras de apenas seis pilares, totalizando 18 amostras, sendo dois de cada região, ou seja, os dois mais atingidos pelo incêndio (P10 e P15), os dois menos atingidos pelo incêndio (P18 e P24) e dois pilares intermediários (P3 e P5).

A TGA das amostras de pó dos 6 pilares (P3, P5, P10, P15, P18 e P24) e 3 profundidades (F1, F2 e F3) foi realizada em analisador TGA 2 da Mettler Toledo (Columbus, Ohio, EUA), no LINCE/NORIE/UFRGS. As amostras foram colocadas em cadinhos abertos de alumina sob fluxo de ar, e a temperatura variou entre a temperatura ambiente (TA) e 1000°C, com uma taxa de aquecimento de 20°C/min.

Vale ressaltar que as embalagens plásticas seladas à vácuo foram abertas somente no dia de cada análise termogravimétrica, com o objetivo de minimizar a exposição das amostras de pó de concreto à umidade e ao gás carbônico. No dia de realização dos ensaios, foi executado o quarteamento para homogeneização das amostras, uma vez que representam uma faixa de profundidade relativamente ampla (20 e 25mm).

Por fim, destaca-se que o método para quantificação do teor de portlandita e calcita nas amostras foi o tangencial, além de que fora utilizado um software para manipulação de dados para o cálculo da derivada de primeira ordem (DTG), suavizada pelo método Savitzky-Golay, ordem polinomial 2 e 100 pontos de suavização.

3.2.1.8 Difração de Raios X (DRX) - item “k” da figura 71.

Para monitorar as modificações da microestrutura foi empregado o ensaio de difração de raios X, que permite a identificação direta dos cristais presentes, possibilitando acompanhar as mudanças que ocorrem com os mesmos à medida que as amostras são submetidas a diferentes patamares de temperatura.

Dentre as vantagens deste tipo de ensaio para avaliação de estruturas afetadas por altas temperaturas se incluem o seu caráter não destrutivo e a necessidade de pequenas quantidades de material para a análise (LIMA, 2005).

Para realização deste ensaio, amostras de pó de concreto foram moídas e peneiradas, sendo analisadas as partículas passantes na peneira #200 (ou 0,075 mm). Após isso, foi executado o quarreamento para homogeneização das amostras, uma vez que representam uma faixa de profundidade relativamente ampla (20 e 25mm).

Apesar da evidente importância desse ensaio para a avaliação das mudanças microestruturais de todos os pilares ou de pelo menos dos 6 pilares selecionados para a análise termogravimétrica (totalizando 18 amostras quando consideradas as 3 profundidades), considerou-se novamente a diminuição da quantidade das amostras, pelo volume de ensaios e pela dificuldade de realizá-los, em período de pandemia em prazo hábil para defesa, uma vez que, parte dos resultados a serem obtidos por ele também estarão visíveis nos resultados da análise termogravimétrica.

Dessa maneira, optou-se por ensaiar amostra de pó superficial (F1) de 3 pilares, sendo uma de cada região, ou seja, uma mais atingida pelo incêndio (P15), uma menos atingida pelo incêndio (P18) e uma intermediária (P5). Além disso, determinou-se em ensaiar mais duas amostras, referentes às F2 e F3 do P5, com o objetivo de se determinar qual composto correspondia à perda de massa observada na análise termogravimétrica em torno de 360 °C e que será apresentada no subcapítulo **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

As amostras foram submetidas ao “método do pó” para análise de DRX, onde o material pulverizado ou desagregado é depositado em um porta amostra específico para pó procurando-se preservar a desorientação das partículas de todos os minerais ou estruturas cristalinas.

Nessa análise, os minerais e/ou fases cristalinas são identificados através da medida das distâncias interplanares e das intensidades relativas dos picos nos difratogramas.

A análise por difração de raios X (DRX) foi realizada no Laboratório de Difractometria de Raios X, do Instituto de Geociências, da UFRGS, em um difratômetro de raios X marca Siemens (BRUKER AXS), modelo D5000 (θ - θ) equipado com tubo de ânodo fixo de Cu ($\lambda = 1.5406 \text{ \AA}$), operando a 40 kV e 30 mA no feixe primário e monocromador curvado de grafite no feixe secundário.

As amostras em pó foram analisadas no intervalo angular de 5 a $75^\circ 2\theta$ em passo de $0.05^\circ/1s$ utilizando-se fendas de divergência e anti-espalhamento de 1° e 0,2 mm no detector.

Vale ressaltar que as embalagens plásticas seladas à vácuo foram abertas somente no dia de cada análise de DRX, com o objetivo de minimizar a exposição das amostras de pó de concreto à umidade e ao gás carbônico.

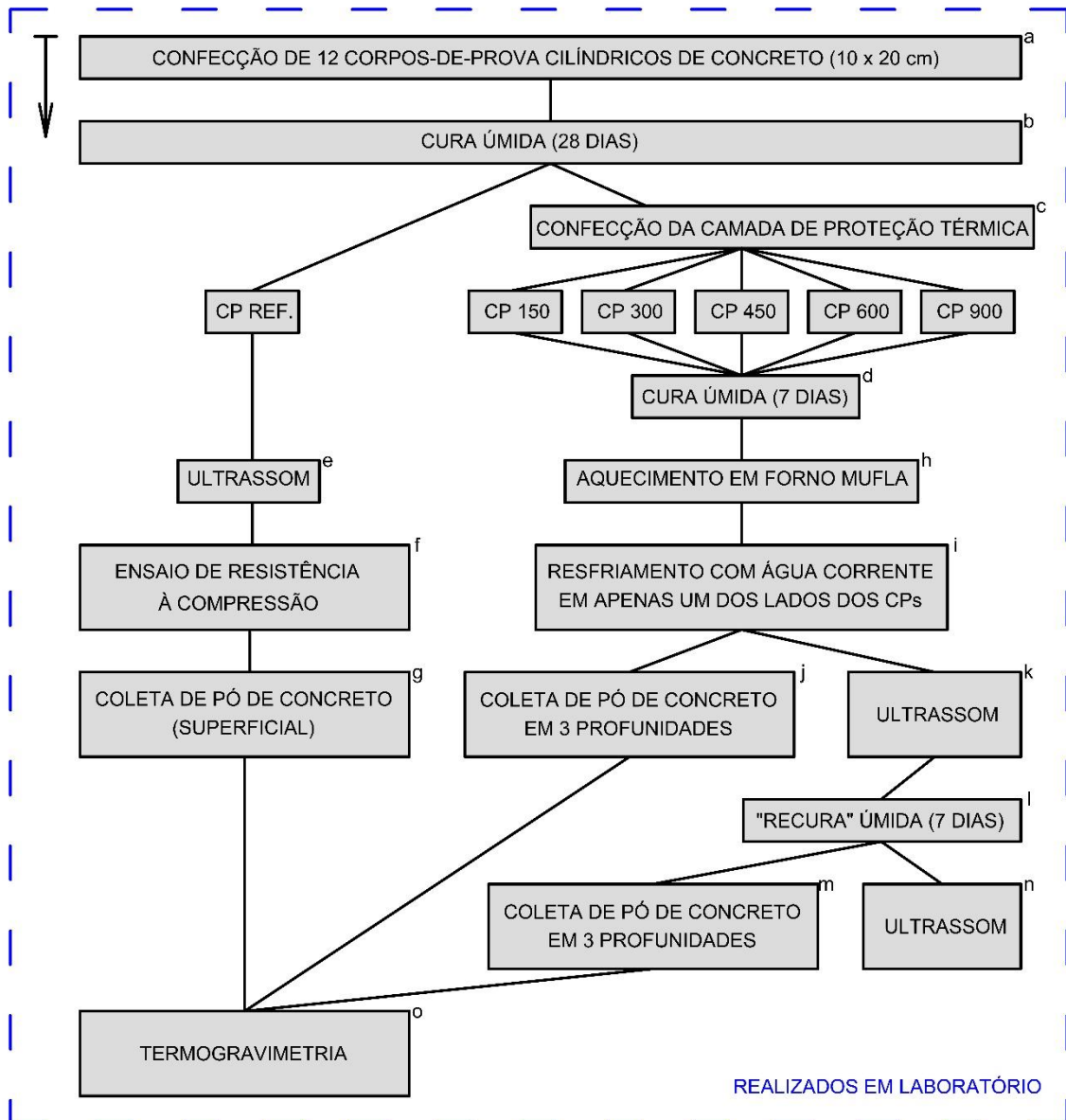
3.2.2 Avaliação de amostras submetidas às altas temperaturas em ambiente de laboratório

Após as tarefas executadas em relação ao sinistro real, expostas no subcapítulo 3.2.1 e baseado no fenômeno da recura de concreto submetido às altas temperaturas, exposto em 2.4, levantou-se a hipótese de que apenas as análises referentes ao sinistro real não fossem suficientes para responder aos objetivos propostos neste trabalho.

Essa dúvida surgiu das muitas variáveis não controláveis envolvendo o sinistro, como a não garantia de que o material (concreto) fosse o mesmo em todos os pilares; as temperaturas nos diferentes pilares (curvas de incêndio variáveis para cada região do galpão) e a interferência das intempéries (chuva e umidade relativa do ar), uma vez que o sinistro ocorrera em maio de 2020, tendo resultado em desabamento parcial da cobertura (expondo alguns pilares a mais chuva do que outros), além de que as coletas de pó de concreto foram realizadas somente após a remoção da cobertura remanescente (por segurança, em função do risco de desabamento), em julho de 2020.

Dessa maneira, decidiu-se realizar um estudo complementar em laboratório, exposto resumidamente na figura 76, com o objetivo de se controlar essas variáveis (material, curva de incêndio, tempo de exposição e recura do concreto), onde foram moldados corpos de prova de concreto, baseados no traço obtido pela reconstituição de traço (subcapítulo 3.2.1.6) e submetidos a cinco temperaturas distintas (150°C , 300°C , 450°C , 600°C e 900°C), chamados, respectivamente, na figura 76, de CP150, CP300, CP450, CP600 e CP600.

Figura 76 - Fluxograma de atividades e programa experimental (concreto de laboratório)



Fonte: Autor, 2021.

3.2.2.1 Dosagem, confecção dos corpos de prova e caracterização dos materiais - itens “a, b” da figura 76.

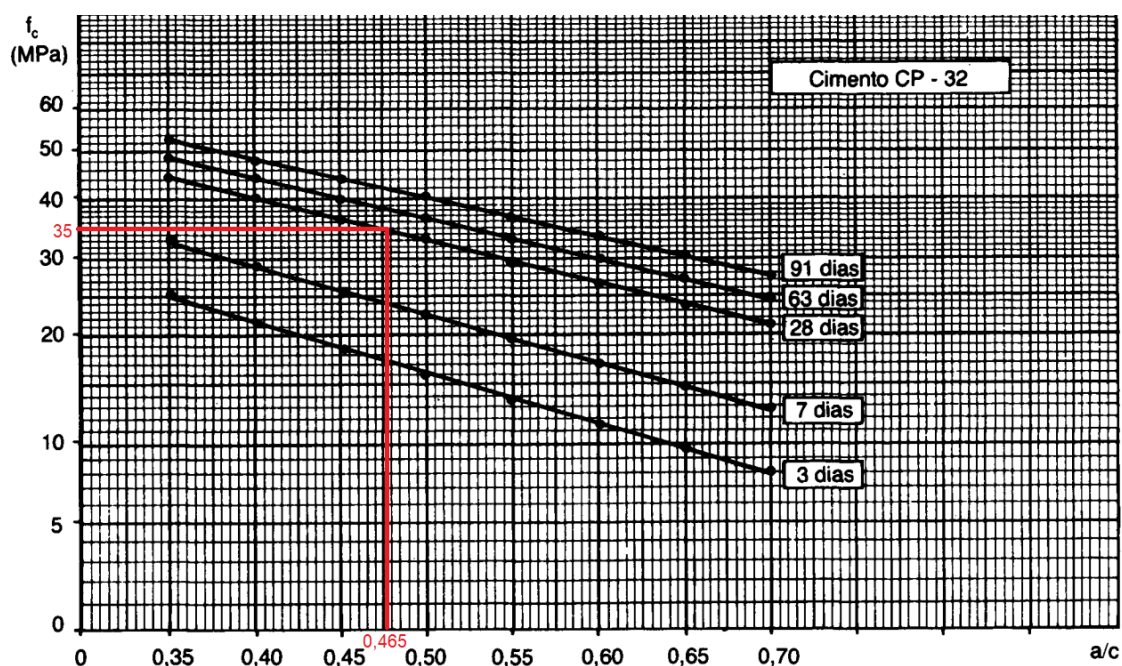
Os resultados iniciais obtidos pela reconstituição de traço (subcapítulo 3.2.1.6) e de ensaio de resistência à compressão (subcapítulo 3.2.1.5) do testemunho extraído diretamente da estrutura real sinistrada embasaram a escolha do traço para o prosseguimento da pesquisa, nesta etapa, ou seja, os seguintes parâmetros foram mantidos:

Traço em massa, agregados secos = 1 : 2,61 : 3,74 (cimento Portland : agregado miúdo : agregado graúdo)

Resistência à compressão para o P18 obtida foi de 35,01 MPa, após ser corrigida pelos parâmetros da NBR 7680 (ABNT, 2015).

Além disso, a definição da relação água/cimento de 0,465 foi definida utilizando o método IPT/EPUSP (HELENE e TERZIAN, 1992), para cimentos Portland pozolânicos CP32 aos 28 dias, a fim de se atingir a resistência à compressão de 35,01 MPa obtida para o testemunho extraído do P18 (edificação real), conforme figura 77. No entanto, em função da disponibilidade de materiais do laboratório no momento da concretagem, o cimento utilizado foi o CPII-F40 da fabricante Votorantim.

Figura 77: curvas médias de correlação entre resistências à compressão e relação água/cimento para cimento Portland pozolânico CP32



Fonte: Helene e Terzian, 1992.

O agregado graúdo empregado na presente pesquisa foi o basalto e o agregado miúdo a areia natural quartzosa, cujas caracterizações estão expostas, respectivamente, nas tabelas 12 e 13, uma vez que são os agregados mais comumente utilizados na fabricação de concreto em decorrência da disponibilidade que estes materiais são encontrados, especialmente na região de Porto Alegre (LIMA, 2005).

Tabela 12: Caracterização do agregado miúdo natural (areia natural)

Granulometria		
Peneira (mm)	% em massa	
	Retido	Retido acumulado
#9,5	0	0
#6,3	1	1
#4,8	1	2
#2,4	4	6
#1,2	8	14
#0,6	15	29
#0,3	52	81
#0,15	18	99
Fundo	1	100,00
Total	100	-
Propriedades	Resultado	
Massa específica seca (g/cm ³)	NBR NM 52 (ABNT, 2005)	2,49
Absorção de água (%)	NBR 16916 (ABNT, 2021c)	2,56
Módulo de finura	NBR NM 248 (ABNT, 2003b)	2,30
Dimensão máxima (mm)	NBR NM 248 (ABNT, 2003b)	4,80

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 13: Caracterização física do agregado graúdo natural (basalto)

Granulometria		
Peneira (mm)	% em massa	
	Retido	Retido acumulado
#25	0	0
#19	9	9
#12,5	82	91
#9,5	9	100
Fundo	0	100
Total	100	-
Propriedades	Resultado	
Massa específica (g/cm ³)	NBR NM 52 (ABNT, 2005)	2,79
Massa unitária (g/cm ³)	NBR 16972, Método C (ABNT, 2021d)	1,66
Absorção de água (%)	NBR 16916 (ABNT, 2021c)	1,03
Índice de forma	NBR 7809 (ABNT, 2019)	Alongada
Dimensão máxima característica (mm)	NBR NM 248 (ABNT, 2003b)	25,00
Módulo de finura	NBR NM 248 (ABNT, 2003b)	7,09

Fonte: Autor, 2021.

Utilizou-se nessa pesquisa um aditivo superplastificante de última geração (33g do Glenium 51), formado por moléculas a base de éter policarboxílico, que proporciona à mistura um alto poder de fluidificação. A mistura do concreto foi realizada mecanicamente, com auxílio de uma betoneira intermitente de queda livre, com eixo inclinado. A imprimação da betoneira foi feita com uma argamassa de cimento e areia, na proporção 1 : 2,61, em massa, e relação água/aglomerante de 0,465, igual a do traço a ser executado.

Os materiais para produção do concreto foram dosados em massa, sendo adotada a seguinte ordem de colocação:

- 100% do agregado graúdo;
- 1/2 da água de amassamento;
- 100% do cimento;
- 50 % do aditivo superplastificante;
- 2/3 do agregado miúdo;
- 1/2 da água de amassamento;
- 1/3 do agregado miúdo;
- 50 % do aditivo superplastificante.

Para a realização dos ensaios descritos nos subcapítulos a seguir foram moldados 12 corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 100 mm x 200 mm, de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2015). O processo de adensamento foi realizado com auxílio de vibrador tipo agulha, com diâmetro de 25 mm.

Após a desforma (1 dia após a concretagem), todos os corpos de prova foram armazenados em câmara úmida, a uma temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa superior a 95%, sendo mantidos em cura, nestas condições, por 28 dias.

Na sequência, aos 28 dias, dois corpos de prova cilíndricos (10 x 20 cm) foram ensaiados quanto à resistência à compressão (ABNT NBR 5739/1994), sendo obtidos os valores de 31,98 MPa e 39,38 MPa, ou seja, atendendo às expectativas de dosagem anteriores.

3.2.2.2 Proteção térmica – item “c” da figura 76.

Uma proteção térmica de concreto (figuras 78 a 80) foi executada em torno dos corpos de prova cilíndricos (10 x 20 cm), de forma a simular um elemento estrutural em tamanho real, que

consistiu na concretagem (com o mesmo traço e materiais dos corpos de prova previamente moldados) do volume envoltório de dois CPs cilíndricos (10 x 20 cm), posicionados ao centro de um balde plástico (de 30 cm de diâmetro) e até o nível da face superior dos CPs cilíndricos (10 x 20 cm). Dessa maneira, garantiu-se que todas as futuras faixas de profundidade de extração de pó (F1, F2 e F3) estariam a pelo menos 10 cm de distância da face cilíndrica exposta às altas temperaturas, simulando o efeito de uma estrutura real.

Vale ressaltar que após execução da “proteção térmica”, todos os corpos de prova foram armazenados novamente em câmara úmida, a uma temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa superior a 95%, sendo mantidos em cura, nestas condições, por 7 dias, antes da exposição em altas temperaturas em mufla.

Figura 78: Confeção dos CPs cilíndricos (10x20 cm)



Fonte: Autor, 2021.

Figura 79: Confeção da proteção térmica às laterais dos CPs



Fonte: Autor, 2021.

Figura 80: Alças metálicas para facilitar o manuseio



Fonte: Autor, 2021.

3.2.2.3 Exposição dos corpos de prova de concreto às altas temperaturas - item “h” da figura **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

A metodologia de exposição dos corpos de prova a temperaturas elevadas consistiu em colocá-los em um forno elétrico, com grande capacidade de aquecimento, a fim de simular a quantidade de calor a que a superfície do elemento estrutural estaria sujeita se estivesse em uma situação

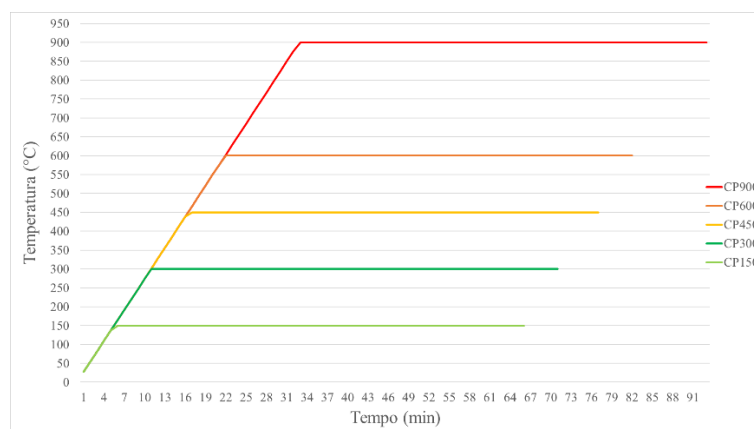
real de incêndio. Procedimentos similares foram adotados nas pesquisas realizadas por SADMOMTAZI et al. (2020) e MISSEMER et al. (2019).

A opção por este tipo de exposição foi motivada pela possibilidade de exercer um controle mais preciso sobre a temperatura de exposição da superfície externa dos corpos de prova e pela facilidade de ajuste da temperatura para vários patamares. Dessa maneira, reitera-se que a temperatura controlada e mantida constante ao longo desse ensaio é a da mufla e não a de cada profundidade (faixas F1, F2 e F3) dos corpos de prova (limitação deste trabalho), ou seja, não se coletaram dados a respeito da distribuição da transferência de calor (condução) ao interior do corpo de prova (ausência do uso de termômetros ao longo da profundidade) e, sendo assim, as temperaturas apresentadas nos diversos resultados no próximo capítulo são as da mufla e, conseqüentemente, da superfície dos corpos de prova.

O equipamento empregado, mostrado na figura 83, consiste em um forno elétrico com potência de 18 kW/h, com controlador automático de temperatura digital e precisão de 1 °C, com programação de aquecimento e resfriamento, que pode aplicar temperaturas de até 1050 °C.

A taxa de aquecimento adotada em todos os ensaios foi de 27,4° C/min, valor que se encontra em conformidade com as observações feitas por Anderberg (2003) e replicado em Lima (2005) e Wendt (2006), referente à taxa média de acréscimo na temperatura, prevista na curva de incêndio-padrão da ISO 834 e, após atingir a temperatura final de cada ensaio, a temperatura foi mantida durante 60 minutos, conforme ilustrado na figura 81.

Figura 81: Curvas de aquecimento



Fonte: Autor, 2021.

Apesar de Lima (2005) e Wendt (2006) terem mantido a temperatura final por 30 minutos com a justificativa de que é o tempo mínimo que se esperaria que uma estrutura resistisse ao fogo e em que acontecem os principais deslocamentos, optou-se por manter por 60 minutos, uma vez que, durante o levantamento bibliográfico exposto na tabela 3, verificou-se que a maioria dos trabalhos haviam utilizado tempos superiores a 120 minutos, no entanto, com o objetivo de reduzir o tempo de utilização do forno mufla, optou-se em manter por 60 minutos.

Quanto às temperaturas finais de cada curva de incêndio para cada corpo de prova, cinco temperaturas para a mufla foram determinadas (150 °C, 300 °C, 450 °C, 600 °C e 900 °C), baseadas nas principais mudanças macro e microestruturais conhecidas, como a decomposição da etringida, da portlandita e da calcita, conforme Albrektsson (2011).

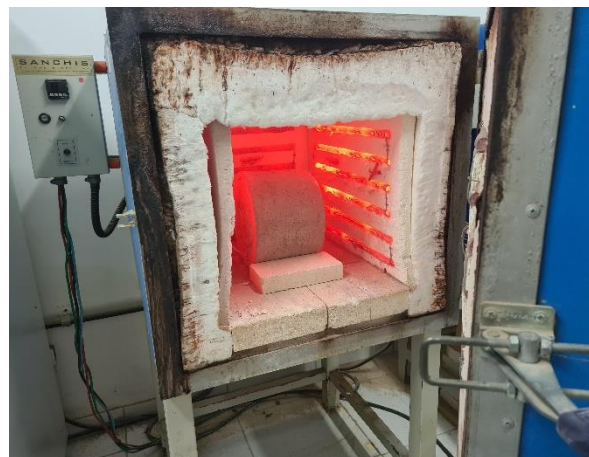
Os corpos de prova foram ensaiados um a um, conforme as curvas de incêndio apresentadas na figura 81, onde foram posicionados centralizados na mufla (figura 82) e de forma que as faces planas dos corpos de prova ficassem paralelas às laterais da mufla, garantindo que ambas as faces fossem aquecidas igualmente (figura 83 e 84).

Figura 82: Posicionamento do CP dentro da mufla



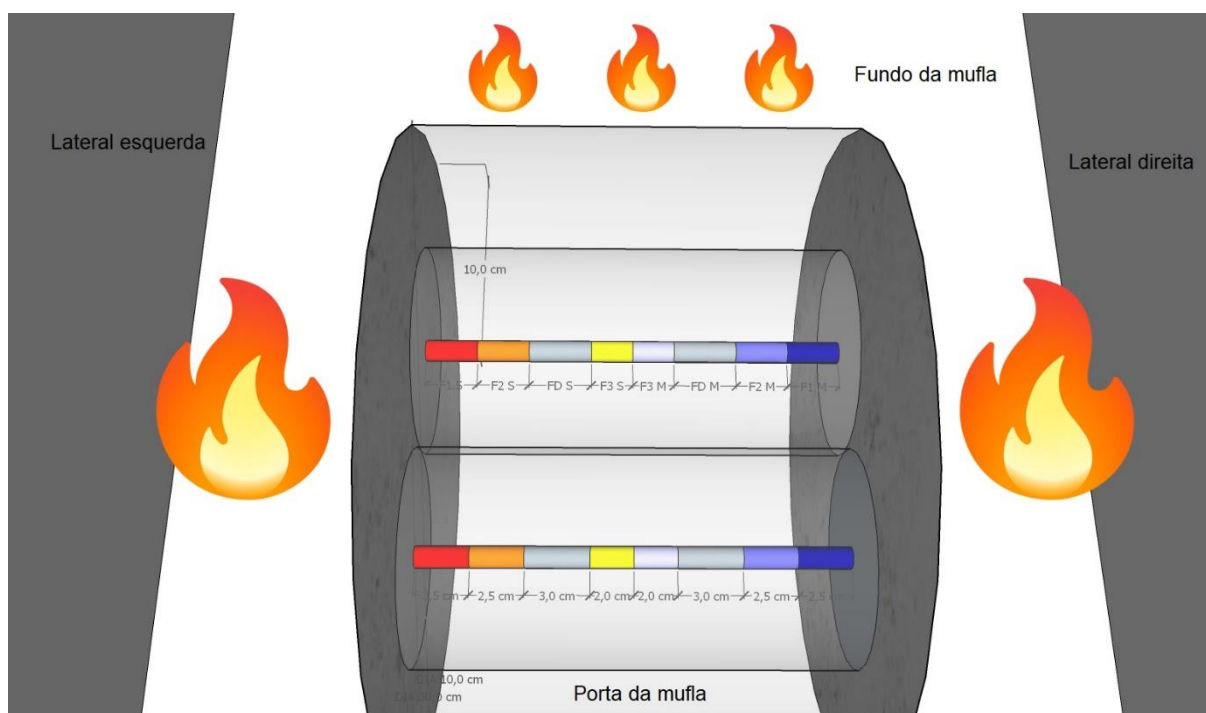
Fonte: Autor, 2021.

Figura 83: CP após término do ciclo de aquecimento



Fonte: Autor, 2021.

Figura 84: Esquema do CP dentro da mufla e a “proteção térmica”



Fonte: Autor, 2021.

Além disso, no mesmo dia, após o término de cada ciclo de aquecimento, uma das faces planas de cada corpo de prova foi submetida ao resfriamento (figura 85) em água corrente por 1 hora (com o objetivo de simular o resfriamento que ocorre durante o combate às chamas pelos bombeiros em um sinistro real), enquanto a outra face plana foi deixada para se resfriar naturalmente (a seco, figura 86). Após isso, amostras de pó de concreto foram extraídas da face plana dos corpos de prova que não foram resfriadas com água (seca), seguindo o mesmo procedimento realizado na edificação do sinistro real, exposto em 3.2.1.4, totalizando 16 amostras (concreto referência + 3 profundidades x 5 temperaturas diferentes), chamadas posteriormente nos resultados de secas.

Figura 85: Resfriamento com água corrente (amostras de pó “molhadas”)



Fonte: Autor, 2021.

Figura 86: Resfriamento à temperatura ambiente e sem água (amostras secas)



Fonte: Autor, 2021.

3.2.2.4 Recura dos corpos de prova - item “I” da figura 76.

Após o término de cada ciclo de aquecimento, resfriamento e coleta de pó de concreto dos corpos de prova, os CPs foram submetidos a recura, onde a fim de se simular a ação das intempéries (umidade relativa do ar e chuva) em estruturas reais, determinou-se que os corpos de prova seriam recurados por 7 dias (conforme SARSHAR e KHOURY, 1993) em uma câmara úmida (umidade relativa do ar de $\geq 95\%$ e temperatura de 23 ± 2 °C), localizada no LAMTAC/NORIE/UFRGS, cujo piso encontrava-se permanentemente molhado, ou seja, a face plana do corpo de prova (a mesma que fora anteriormente resfriada com água) que ficasse em contato com o piso absorveria essa água, simulando a face de um pilar exposto à chuva e/ou umidade relativa do ar e transmitiria parte dessa água por capilaridade às camadas mais profundas.

Além disso, destaca-se que as leituras de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas e extrações feitas nos corpos de prova após a recura foram realizadas depois de suas secagens em

câmara climatizada por 7 dias, com temperatura e umidade relativa do ar, controladas, de 25 ± 2 °C e $60\pm 5\%$, respectivamente, com a finalidade de reduzir o seu teor de umidade e propiciar um equilíbrio higroscópico com um ambiente padronizado, medida que propicia uma homogeneização das condições de ensaio e redução do teor de umidade dos corpos de prova. Após isso, amostras de pó de concreto foram extraídas da face plana dos corpos de prova que ficaram em contato direto com o piso da câmara úmida (molhadas), seguindo o mesmo procedimento realizado na edificação do sinistro real, exposto em 3.2.1.4, totalizando 15 amostras (3 profundidades x 5 temperaturas diferentes), chamadas posteriormente nos resultados de “molhadas”.

3.2.2.5 Velocidade de propagação de ondas ultrassônicas - itens “e”, “k” e “n” da figura 76.

O ensaio foi realizado em todos os corpos de prova confeccionados, antes do aquecimento, depois do aquecimento em diversas temperaturas (seco) e após a recura, seguindo as recomendações preconizadas pela NBR 8802 (ABNT, 2019), utilizando um equipamento de ultrassom modelo Pundit Lab da fabricante Proceq.

Vale ressaltar que os dados expostos em **Erro! Fonte de referência não encontrada.** são as médias de quatro medições de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas para cada corpo de prova. Além disso, destaca-se que as leituras obtidas nos CPs após a recura foram feitas após a secagem dos CPs em câmara climatizada por 7 dias, com temperatura e umidade relativa do ar, controladas, de 25 ± 2 °C e $60\pm 5\%$, respectivamente, com a finalidade de reduzir o seu teor de umidade e propiciar um equilíbrio higroscópico com um ambiente padronizado, medida que estabelece uma homogeneização das condições de ensaio e redução do teor de umidade dos corpos de prova.

3.2.2.6 Análise termogravimétrica (TGA) - item “o” da figura 76.

A análise termogravimétrica das amostras extraídas foi realizada seguindo os mesmos parâmetros expostos no subcapítulo 3.2.1.7. Além disso, no dia de realização dos ensaios, foi executado o quarteamento para homogeneização das amostras, uma vez que representam uma faixa de profundidade relativamente ampla (20 e 25mm).

Inicialmente, havia a intenção de ensaiar todas as amostras extraídas, tanto do concreto seco quanto do “molhado”, retiradas de 3 profundidades diferentes dos corpos de prova submetidos a 150 °C, 300 °C, 450 °C, 600 °C e 900 °C, além do concreto referência (não aquecido), totalizando 31 amostras.

Contudo, em função do longo tempo de ensaio de cada amostra (em torno de 3 horas), optou-se por reduzir a quantidade de amostras a serem ensaiadas, excluindo as amostras de F2 e F3 das temperaturas mais baixas (150 °C, 300 °C, 450 °C), uma vez que, quando os resultados das amostras de 600 °C e 900 °C fossem obtidos, havia a possibilidade de que as amostras mais profundas não apresentassem mudanças significativas em relação ao concreto “referência” e, conseqüentemente, as amostras mais profundas (F2 e F3) dos concretos submetidos às referidas temperaturas mais baixas também não apresentariam mudanças significativas.

Por fim, destaca-se que o método para quantificação do teor de portlandita e calcita nas amostras foi o tangencial, além de que fora utilizado um software para manipulação de dados para o cálculo da derivada de primeira ordem (DTG), suavizada pelo método Savitzky-Golay, ordem polinomial 2 e 100 pontos de suavização.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13860**: Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **ABNT NBR 5628**: Componentes construtivos estruturais – determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **ABNT NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **ABNT NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **ABNT NBR 7680-1**: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto Parte 1: Resistência à compressão axial. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **ABNT NBR 8802**: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. Rio de Janeiro, 2019.

AL-AMERI, R.A.; ABID, S.R.; MURALI, G.; ALI, S.H.; ÖZAKÇA, M. Residual Repeated Impact Strength of Concrete Exposed to Elevated Temperatures. **Crystals**, 11, 941, 2021.

ALBREKTSSON, J., FLANSBJER, M., LINDQVIST, J. E., JANSSON, R. Assessment of concrete structures after fire. **Fire Technology**. SP Technical Research Institute of Sweden, 2011.

ALONSO, C. *et al.* **Microstructure – solid phases**. In: **Course on Effect of Heat on Concrete**, Udine, Itália. Notas de Aula. Udine: International Centre for Mechanical Sciences (CISM), 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E119**: standard test methods for fire tests of building construction and materials. Pennsylvania, 2000.

AMIRI, M.; ARYANPOUR, M.; PORHONAR, F. "Microstructural study of concrete performance after exposure to elevated temperatures via considering C–S–H nanostructure changes". **High Temperature Materials and Processes**, vol. 41, no. 1, pp. 224-237, 2022.

ANAND, N.; THANARAJ, D.P.; ANDRUSHIA, D.; ET AL. Microstructure investigation, strength assessment, and thermal modelling of concrete exposed to different heating cooling regimes. **Journal of Thermal Analysis and Calorimetry** **148**, 3221–3247, 2023.

ANDERBERG, Y. Fire scenarios & buildings. In: **Course on effect of heat on concrete**. Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 11p. Apostila, 2003.

ANNEREL, E., & TAERWE, L. Revealing the temperature history in concrete after fire exposure by microscopic analysis. **Cement and Concrete Research**, 2009.

ARIOZ, O. Retained properties of concrete exposed to high temperatures: Size effect. **Fire and Materials**, v. 33, n. 5, 2009.

AUSTRIA, G. C. **Argamassa autolimpante para revestimento de fachadas: o efeito das propriedades fotocatalíticas do dióxido de titânio (TiO₂)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2015.

BABALOLA, O. E.; AWOYERA, P. O.; LEE, D.H.; BENDEZÚ Romero, L. M. A review of residual strength properties of normal and high strength concrete exposed to elevated temperatures: Impact of materials modification on behaviour of concrete composite. **Construction and Building Materials**, 296, 123448, 2021.

BAŽANT, Z.P., KAPLAN, M.F. **Concrete at high temperatures**, Longman Addison-Wesley, London, 1996.

BERSCH, J. D.; VERDUM, G.; LAMEGO, F. G.; FALCÃO, R. S.; GIORDANI, C.; ZUCCHETTI, L.; BORGES, A. M. Diagnosis of pathological manifestations and characterization of the mortar coating from the facades of historical buildings in porto alegre – brazil: a case study of Château and Observatório Astronômico. **International Journal of Architectural Heritage**, v.15, p.1145-1169, 2021.

BOLINA, F. L. **Avaliação experimental da influência dos requisitos de durabilidade na segurança contra incêndio de protótipos de pilares pré-fabricados de concreto armado**, Tese de mestrado. Curso de Arquitetura, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2016.

BRASIL. **Código Penal**. Decreto Lei nº 2.848 de 07 de dezembro de 1940.

BRASIL. **Código de Processo Penal**. Decreto Lei nº 3.689 de 03 de outubro de 1941.

CAETANO, H.; FERREIRA, G.; RODRIGUES, J. P. C.; PIMIENTA, P. Effect of the high temperatures on the microstructure and compressive strength of high strength fibre concretes. **Construction and Building Materials**, 199, p.717–736, 2019.

COLOMBO, M.; FELICETTI, R. New NDT techniques for the assessment of fire-damaged concrete structures. **Fire Safety Journal**, v. 42, p. 6-7, 2007.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 405 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Considerações sobre a segurança das estruturas de concreto em situação de incêndio**. In: Seminário Internacional Nutau: Demandas sociais, inovações tecnológicas e a cidade, 2004, São Paulo. Resumos. São Paulo: NUTAU-USP, 2004.

CROOK, D.N; MURRAY, M.J. Regain of strength and firing of concrete. **Magazine of Concrete Research**. P. 149– 154, 1970.

DAL MOLIN, D. C. C. **Técnicas Experimentais para o Estudo da Microestrutura**. Isaia, G.C. (Ed.), *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*, 2.ed., IBRACON, São Paulo, 2010.

DEUTSCHES INSTITUT für NORMUNG. **DIN 6174: Farbmetrische Bestimmung von Farbabständen bei Körperfarben nach der CIELAB-Formel**, Beuth Verlag, Berlin und Köln, 1979.

DIVET, L. **Présentation des techniques de diagnostic de l'état d'un béton soumis à un incendie**, Techniques et méthodes des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 2005.

EHSAN, M.A.; YAQUB, M.; KHAN, U., AMIR, M.U.A.R., HUSSEIN, I. Effectiveness of Prolonged Air-Recurring on Strength of Fire Damaged RC Columns. **Civil Engineering Journal**, 2019.

FARES, H., REMOND, S., NOUMOWE, A., & COUSTURE, A. High temperature behaviour of self-consolidating concrete. **Cement and Concrete Research**, 2010.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – FIB. Fire design of concrete structures – materials, structures and modelling. **Fb Bulletin 38**, 2007.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – FIB. Fire design of concrete structures — structural behaviour and assessment. **Fb Bulletin 46**, 2008.

FERNANDES, B. **Estudo da microestrutura de concretos de pilares submetidos às altas temperaturas**. 2015. 141 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (Unisinos), São Leopoldo, 2015.

FERNANDES, B., GIL, A. M., BOLINA, F. L., & TUTIKIAN, B. F. Microstructure of concrete subjected to elevated temperatures: physico-chemical changes and analysis techniques. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, 10(4), 2017.

FERNANDES, B. **Efeito de elevadas temperaturas na aderência entre o concreto e laminado de polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC) instalado segundo a técnica near surface mounted (NSM)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade de Campinas, Campinas, 2018.

FIORETTI, G. **Avaliação de desempenho de hidrofugantes para revestimentos pétreos quanto à permeabilidade e alteração de cor**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P.E. Microstructure of fredamaged concrete. A case study. **Cement and Concrete Composites**, v. 27, n. 2, 2005.

GOLDSMITH, J. R. The melting and breakdown reactions of anorthite at high pressures and temperatures. **American Mineralogist**, 65, p. 272–284, 1980.

HAGER, I. Behaviour of cement concrete at high temperature. **Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences**, v. 61, n. 1, 2013.

HAGER, I. Colour Change in Heated Concrete. **Fire Technology**, v. 50, n. 4, 2013.

HANDOO, S.K.; AGARWAL, S.; AGARWAL, S.K. Physicochemical, mineralogical, and morphological characteristics of concrete exposed to elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 7, 2002.

HARADA, T.; TAKEDA, J.; YAMANE, S.; FURUMURA, F. Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures, **ACI Special Publication, Concrete for Nuclear Reactors**, Detroit SP 34, ACI, p. 377–406, 1972.

HARMATHY, T.Z. **Design of concrete masonry walls for fire endurance**. American concrete institute. Behavior of concrete under temperature extremes. Detroit, Michigan, 1973.

HELENE, P.; TERZIAN, P. Manual de dosagem e controle do concreto. **Pini**, São Paulo, 1992.

HELENE, P.; BRITZ, C.; CARVALHO, M. Fire impacts on concrete structures. A brief review. **Revista ALCONPAT**, 10(1), 1 – 21, 2019.

HENRY, M.; DARMA, I. S.; SUGIYAMA, T. Analysis of the effect of heating and re-curing on the microstructure of high-strength concrete using X-ray CT. **Construction and Building Materials**, 67, P. 37–46, 2014.

INTERNATIONAL STANDARDIZATION FOR ORGANIZATION. ISO 834: **fire resistance tests – elements of building construction**. Genève, 1994.

KALIFA, P.; CHÉNÉ, G.; GALLÉ, C. High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres. **Cement and Concrete Research**, 31(10), p. 1487–1499, 2001.

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, 2013.

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

KHOURY, G.A. Effect of fire on concrete and concrete structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**, v. 2, n. 4, 2000.

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

KORE, S. D.; VYAS, A., K. Impact of fire on mechanical properties of concrete containing marble waste. **Journal of King Saud University - Engineering Sciences**, 2017.

LI, Z. Advanced concrete technology. **John Wiley & Sons**, 2011.

LI, Q.; LI, Z.; YUAN, G.; SHU, Q. The effect of a proprietary inorganic coating on compressive strength and carbonation depth of simulated fire-damaged concrete. **Magazine of Concrete Research**, 65(11), p.651–659, 2013.

LI, Y. Material properties and explosive spalling of ultra-high performance concrete in fire. Tese de doutorado, Nanyang Technological University, Singapore, 2018.

LI, G.; ZHANG, L.W. Microstructure and phase transformation of graphene-cement composites under high temperature. **Composites Part B: Engineering**, 166, p.86–94, 2019.

LIM, S.; MONDAL, P. Micro and nano-scale characterization to study the thermal degradation of cement-based materials. **Materials Characterization**, v. 92, 2014.

LIN, W.M.; LIN, T.D.; POWERS-COUCHE, L.J. Microstructures of fire-damaged concrete. **ACI Materials Journal**, v. 93, n. 3, p. 199-205, 1996.

LIMA, R. C. A.; KIRCHHOF, L. D.; SILVA FILHO, L.C.P. Variação de propriedades mecânicas de concretos convencionais e de alta resistência em temperaturas elevadas. **Concreto & Construção**, v. 46, 2007.

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

LUO, X., SUN, W.; CHAN, Y. N. Residual compressive strength and microstructure of high-performance concrete after exposure to high temperature. **Materials and Structures**, 33(5), p. 294–298, 2000.

MAIER, M.; ZEIML, M.; LACKNER, R. On the effect of pore-space properties and water saturation on explosivespalling of fire-loaded concrete. **Construction and Building Materials**, 2020.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**, São Paulo: IBRACON, 2ed, 2014.

MEMON, S. A.; SHAH, S. F. A.; KHUSHNOOD, R. A.; BALOCH, W. L. Durability of sustainable concrete subjected to elevated temperature – A review. **Construction and Building Materials**, 199, p.435–455, 2019.

MENDES, T. M.; GUERRA, L.; MORALES, G. Basalt waste added to Portland cement. **Acta Scientiarum: Technology**, 38(4), 431, 2016.

MENÉNDEZ, E.; VEGA, L. Analysis of the behaviour of the structural concrete after the fire at the Windsor Building in Madrid. **Fire and Materials**, 2009.

MENÉNDEZ, E.; VEGA, L.; ANDRADE, C. Use of decomposition of portlandite in concrete fire as indicator of temperature progression into the material. **Journal of Thermal Analysis and Calorimetry**, 110(1), P.203–209, 2012.

MINDEGUIA, J.C.; PIMIANTA, P.; CARRÉ, H.; LA BORDERIE, C. On the influence of aggregate nature on concrete behaviour at high temperature. **European Journal of Environmental and Civil Engineering**, v. 16, n. 2, 2012.

MINOLTA. **Precise color communication**: Color control from perception to instrumentation. Japão: Minolta CO. Ltd, 1998.

MISSEMER, L.; OUEDRAOGO, E., MALECOT, Y.; CLERGUE, C.; ROGAT, D. Fire spalling of ultra-high-performance concrete: From a global analysis to microstructure investigations. **Cement and Concrete Research**, 115, p. 207–219, 2019.

MOHAMEDBHAI, G.T.G. Effect of exposure time and rates of heating and cooling on residual strength of heated concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 38, n. 136, p. 151- 158, September, 1986.

NATIONAL FIRE PROTECTION ASSOCIATION. **NFPA 921 Guide for Fire and Explosion Investigations**, Quincy, EUA, 2014.

NEVILLE, A.M. Propriedades do Concreto. 2. Ed. São Paulo: **Pini**, 1997.

NOUMOWÉ A., **Effet des hautes températures (20–600 °C) sur le béton**, Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, 1995.

PAULON, V.; KIRCHHEIM, A.P. Nanoestrutura e Microestrutura do Concreto Endurecido. Isaia, G.C. (Ed.), **Concreto: Ciência e Tecnologia**, IBRACON, São Paulo, 2011.

PENG, G.F.; HUANG, Z.S. Change in microstructure of hardened cement paste subjected to elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, v. 22, n. 4, 2008.

PERSY, J.P., DELOYE, F.X. Investigations sur un ouvrage en béton incendié, **Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées** 145, 1986.

POON, C.-S. ; AZHAR, S. ; ANSON, M. ; WONG, Y.-L. Strength and durability recovery of fire-damaged concrete after post-fire-curing. **Cement and Concrete Research**, 31(9), p. 1307–1318, 2001.

REIG, F. B. ; ADELANTADO, J.V.G. ; MORENO, M.C.M.M. **FTIR quantitative analysis of calcium carbonate (calcite) and silica (quartz) mixtures using the constant ratio method. Application to geological samples.** *Talanta*, v.58, p. 811-821, 2002.

RIO GRANDE DO SUL. **Lei Complementar N° 10.687**, Capítulo III, Seção II, Artigo 8°, inciso III, de 09 de janeiro de 1996.

RIO GRANDE DO SUL. **Lei Complementar N° 14.376**, de 26 de dezembro de 2013.

RUSCHEL, F. **Avaliação da utilização de ferramentas de simulação computacional para reconstituição de incêndios em edificações de concreto armado: aplicação ao caso shopping total em Porto Alegre – RS.** Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, tese de mestrado, Porto Alegre, 2011.

SADRMOMTAZI, A.; GASTHI, S. H.; TAHMOURESI, B. Residual strength and microstructure of fiber reinforced self-compacting concrete exposed to high temperatures. **Construction and Building Materials**, 230, 2020.

SARSHAR, R.; KHOURY, G.A. Material and environmental factors influencing the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at high temperatures. **Magazine of Concrete Research**, p. 51–61, 1993.

SCHNEIDER, U. Repairability of Fire Damaged Structures, **Fire Safety Journal**, v. 16, 1990.

SCRIVENER, K., SNELLINGS, R., & LOTHENBACH, B. **A practical guide to microstructural analysis of cementitious materials**. Ed. Taylor & Francis. Boca Raton, FL, 2016.

SEITO, A I. *et al.* **A segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo: Projeto, 2008. 496p.

SHA, W., O'NEILL, E.A., GUO, Z. Differential scanning study of ordinary Portland Cement, **Cement and Concrete Research** 29, 1999.

SHUMUYE, E. D.; ZHAO, J.; WANG, Z. Effect of fire exposure on physico-mechanical and microstructural properties of concrete containing high volume slag cement. **Construction and Building Materials**, 213, p.447–458, 2019.

SHORT, N, PURKISS, J., & GUISE, S. Assessment of fire damaged concrete using colour image analysis. **Construction and Building Materials**, 2001.

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**, IBRACON, São Paulo, 2011.

SOUSA, M. M. **Estudo experimental do comportamento mecânico e da microestrutura de um concreto convencional após simulação das condições de incêndio**. Universidade Federal de Minas Gerais, teste de mestrado, Belo Horizonte, 2009.

THANARAJ, D. P.; ANAND, N.; ARULRAJ, P. Strength and microstructure characteristics of concrete with different grade exposed to standard fire. **Journal of Structural Fire Engineering**, 11(3), 261–287, 2020.

VARELA, J. J. **Caracterização de polpas de minerais industriais através do equipamento Colorcell visando o controle de qualidade do produto**. 2002. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

VIANA, A. C. C. **Comportamento de ondas ultrassônicas em concreto aquecido até 400 °C**. PPGEC. Universidade Federal de Santa Catarina, tese de mestrado, Florianópolis, 2017.

WANG, G.; ZHANG, C.; ZHANG, B.; LI, Q.; SHUI, Z. Study on the high-temperature behavior and rehydration characteristics of hardened cement paste. **Fire and Materials**, v. 39, n. 5, 2014.

WANG, CHAOLIN & ZHAO, HOUFA & ZHAO, YU & BI, JING. Thermal characteristics and recoverability of early-age mortar consisting of a flame retardant Mg(OH)₂. **Journal of Building Engineering**. 57, 2022.

WRÓBLEWSKI, R.; STAWISKI, B. Ultrasonic Assessment of the Concrete Residual Strength after a Real Fire Exposure. **Buildings**, 10(9), 154, 2020.

WENDT, S.C. **Análise da mudança de cor em concretos submetidos às altas temperaturas como indicativo de temperaturas alcançadas e da degradação térmica**. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, tese de mestrado, Porto Alegre, 2006.

YOSHIDA, M.; OKAMURA, Y.; TASAKA, S.; SHIMODE, T. A Study On Temperature Estimation In Concrete Members After Fire. **Fire Safety Science**, v. 4, 1994.

ZHANG, Q. **Microstructure and deterioration mechanisms of portland cement paste at elevated temperature**. Technische Universiteit Delft, Delft, 2013.

ZHANG, Q.; YE, G.; KOENDERS, E. Investigation of the structure of heated Portland cement paste by using various techniques. **Construction and Building Materials**, v. 38, 2013.

APÊNDICE A – Fotografias detalhadas de cada pilar

Figura 87 – Pilar 1



Figura 88 – Pilar 2



Figura 89 – Pilar 3



Figura 90 – Pilar 4



Figura 91 – Pilar 5



Figura 92 – Pilar 6



Figura 93 – Pilar 7



Figura 94 – Pilar 8



Figura 95 – Pilar 9



Figura 96 – Pilar 10 face Leste



Figura 97 – Pilar 10 face Oeste



Figura 98 – Pilar 10 face Sul



Figura 99 – Pilar 10 face Norte



Figura 100 – Pilar 11



Figura 101 – Pilar 12



Figura 102 – Pilar
13



Figura 103 – Pilar
14



Figura 104 – Pilar
15 face Leste



Figura 105 – Pilar
15 face Oeste



Figura 106 – Pilar
15 face Sul



Figura 107 – Pilar
15 face Norte



Figura 108 – Pilar
16



Figura 109 – Pilar
17



Figura 110 – Pilar
18



Figura 111 – Pilar
19



Figura 112 – Pilar
20



Figura 113 – Pilar
21



Figura 114 – Pilar
22



Figura 115 – Pilar
23



Figura 116 – Pilar
24



APÊNDICE B – Dados coletados pelo espectrofotômetro

ANTES DA LAVAGEM						Pilar:	APÓS A LAVAGEM					
L*	a*	b*	Média L*	Média a*	Média b*		Média L*	Média a*	Média b*	L*	a*	b*
99,5035	-0,1209	-0,2048	62,3885	1,92982	8,92076	REF	63,74978	1,73828	8,63856	99,4983	-0,1258	-0,2030
61,3281	1,9096	9,3050	47,3153	5,89756	18,55382		47,12074	1,92748	7,11766	66,7207	1,4991	9,2002
67,4874	1,9186	9,4527								65,1718	1,4851	7,9861
61,8967	2,2395	9,2338								61,3915	1,5686	7,3973
60,4990	1,8457	8,4054								64,9606	1,9685	9,5944
60,7311	1,7357	8,2069								60,5043	2,1701	9,0148
55,4462	3,9081	15,0093				63,54308				3,9145	10,6641	
43,7592	7,2978	17,5378	62,4896	10,5427	11,5064	P21	56,87176	2,11124	8,66288	47,2646	1,2869	4,9779
44,5663	5,1254	18,9902								50,2574	1,3199	5,5104
45,7651	7,0677	19,1792								52,8986	1,9703	8,2909
47,0399	6,0888	22,0526								40,9355	2,1001	7,5820
64,7779	9,4762	11,2064								44,2476	2,9602	9,2271
64,2809	4,9320	10,9337								61,6716	3,9261	8,6629
60,5865	10,9949	11,1084	36,5642	0,57014	6,7857	P22	59,7139	2,8866	10,8605	63,3471	4,0490	9,8515
60,4047	12,9878	11,4724								64,2538	3,5727	12,5048
62,3980	14,3226	12,8111								63,9224	4,2744	11,2701
36,7825	0,6834	7,2331								64,5205	3,7503	11,0312
37,0892	0,7252	7,1946								64,5329	2,1901	7,6843
39,4613	0,4525	7,6582								61,4418	2,3704	9,1722
34,9049	0,4146	5,5800	54,5624	1,37116	6,54544	P23	61,87848	2,56814	9,72316	36,9515	0,8017	6,8773
34,9049	0,4146	5,5800								61,7187	2,3074	8,7201
34,5832	0,5750	6,2626								71,6865	0,6957	4,0630
58,8298	1,1038	5,9556								60,0505	2,9883	11,6884
52,4762	2,0609	7,7491								60,7712	3,1880	10,8838
47,3090	1,1339	6,6488								58,5962	3,2520	11,4234
55,6263	1,3856	6,8941	58,5708	1,1716	5,4796	P24	58,2880	2,7167	10,5572	58,2880	2,7167	10,5572

**APÊNDICE C – Níveis de
percepção de alteração de cores**

Pilar	Mesmo pilar (antes e após a lavagem)		Entre cada pilar e a referência (antes da lavagem)		Entre cada pilar e a referência (após da lavagem)	
	ΔE	Nível de percepção	ΔE	Nível de percepção	ΔE	Nível de percepção
REF	1,403	Pequena	0,000	Imperceptível	0,000	Imperceptível
P1	7,836	Grande	17,280	Muito grande	12,182	Muito grande
P2	15,574	Muito grande	11,512	Grande	11,340	Grande
P3	11,164	Grande	11,801	Grande	7,918	Grande
P4	5,095	Facilmente distinguível	22,995	Muito grande	19,347	Muito grande
P5	9,602	Grande	9,797	Grande	7,425	Grande
P6	7,295	Grande	9,006	Grande	4,685	Facilmente distinguível
P7	9,658	Grande	7,077	Grande	12,950	Muito grande
P8	17,069	Muito grande	13,724	Muito grande	11,028	Grande
P9	17,771	Muito grande	8,012	Grande	13,236	Muito grande
P10N	3,673	Facilmente distinguível	11,479	Grande	14,929	Muito grande
P10S	7,245	Grande	11,699	Grande	8,628	Grande
P10L	0,832	Pequena	13,071	Muito grande	14,150	Muito grande
P10O	5,179	Facilmente distinguível	12,502	Muito grande	8,286	Grande
P11	8,753	Grande	10,457	Grande	3,718	Facilmente distinguível
P12	17,774	Muito grande	3,099	Facilmente distinguível	16,192	Muito grande
P13	11,580	Grande	8,163	Grande	6,991	Grande
P14	15,674	Muito grande	21,466	Muito grande	7,446	Grande
P15N	6,903	Grande	19,161	Muito grande	14,798	Muito grande
P15S	0,600	Pequena	13,013	Muito grande	13,486	Muito grande
P15L	5,686	Facilmente distinguível	18,802	Muito grande	18,885	Muito grande
P15O	1,730	Distinguível	15,478	Muito grande	16,635	Muito grande
P16	5,270	Facilmente distinguível	10,609	Grande	14,597	Muito grande
P17	23,073	Muito grande	25,490	Muito grande	3,754	Facilmente distinguível
P18	7,651	Grande	17,318	Muito grande	11,247	Grande
P19	7,142	Grande	9,359	Grande	4,627	Facilmente distinguível
P20	5,341	Facilmente distinguível	20,086	Muito grande	16,588	Muito grande
P21	12,107	Muito grande	18,323	Muito grande	16,700	Muito grande
P22	6,764	Grande	8,993	Grande	2,980	Distinguível
P23	20,452	Muito grande	25,948	Muito grande	6,888	Grande
P24	8,066	Grande	8,198	Grande	2,317	Distinguível

**APÊNDICE D – Velocidades de
pulso ultrassônico**

Pilar	Coordenadas		Velocidade de pulso ultrassônico (m/s)			
	X (m)	y (m)	T=30cm	L1=40cm	L2=40cm	Mínimo
P1	0,00	30,00	4644	4107	-	4107
P2	6,67	30,00	-	3861	3901	3861
P3	13,33	30,00	-	1619	1737	1619
P4	20,00	30,00	1812	1692	-	1692
P5	26,67	30,00	2435	1765	-	1765
P6	33,33	30,00	3275	2421	-	2421
P7	40,00	30,00	-	3106	3345	3106
P8	0,00	24,00	3974	3597	-	3597
P9	40,00	24,00	-	1426	2119	1426
P10	20,00	20,00	1369	564	-	564
P11	0,00	18,00	3580	3620	-	3580
P12	40,00	18,00	-	1254	2119	1254
P13	0,00	12,00	4115	4115	-	4115
P14	40,00	12,00	-	3849	4251	3849
P15	20,00	10,00	2173	905	-	905
P16	0,00	6,00	3916	3103	-	3103
P17	40,00	6,00	-	3990	4251	3990
P18	0,00	0,00	4405	4215	-	4215
P19	6,67	0,00	3542	3781	-	3542
P20	13,33	0,00	958	590	-	590
P21	20,00	0,00	3974	2784	-	2784
P22	26,67	0,00	3363	3711	-	3363
P23	33,33	0,00	4431	4228	-	4228
P24	40,00	0,00	-	4415	4427	4415

*41x41 cm

*41x41 cm

**APÊNDICE E – Tabela ANOVA do
ensaio de velocidade de propagação
de ondas ultrassônicas do
subcapítulo Erro! Fonte de referência
não encontrada.**

Tabela 14: Análise de variância das VPOU (ANOVA) quanto à influência da temperatura de aquecimento o tratamento dado (seco x molhado recurado) ²

	Temperatura (°C)					
CP	25	150	300	450	600	900
Seco	5037	5056	4951	4615	4068	2610
Molhado (após recura)	5051	4779	4776	4320	4092	3350
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	6	26338,36	4389,73	899921,50		
Linha 2	6	26367,16	4394,53	382567,83		
Coluna 1	2	10088,25	5044,13	100,39		
Coluna 2	2	9834,96	4917,48	38553,09		
Coluna 3	2	9727,11	4863,56	15454,58		
Coluna 4	2	8935,64	4467,82	43547,91		
Coluna 5	2	8159,45	4079,73	284,41		
Coluna 6	2	5960,11	2980,06	273348,79		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	69,12	1	69,12	0,00	0,98	6,61
Colunas	6041226,60	5	1208245,32	16,27	0,00	5,05
Erro	371220,05	5	74244,01			
Total	6412515,77	11				

Fonte: Autor, 2021.

² SQ: soma quadrática
gl: grau de liberdade
MQ: quadrados médios
F: teste estatístico
Valor-P: probabilidade
F crítico: valor crítico para F

**APÊNDICE F – Tabelas ANOVA
das análises termogravimétricas
do subcapítulo Erro! Fonte de
referência não encontrada.**

Tabela 15: Análise de variância (ANOVA) do teor de portlandita para F1 (0-25mm)

	Temperatura (°C)					
Amostras de pó	150	300	450	600	900	
Face seca	2,8643%	3,4312%	3,6624%	1,4766%	0,2733%	
Face molhada (recura)	3,9291%	3,9343%	4,2324%	3,3007%	2,0700%	
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	5	0,117079	0,023416	0,000206		
Linha 2	5	0,174665	0,034933	0,000075		
Coluna 1	2	0,067935	0,033967	0,000057		
Coluna 2	2	0,073655	0,036827	0,000013		
Coluna 3	2	0,078948	0,039474	0,000016		
Coluna 4	2	0,047773	0,023887	0,000166		
Coluna 5	2	0,023433	0,011716	0,000161		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,000332	1	0,000332	16,227863	0,015755	7,708647
Colunas	0,001041	4	0,000260	12,732067	0,015137	6,388233
Erro	0,000082	4	0,000020			
Total	0,001454	9				

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 16: Análise de variância (ANOVA) do teor de calcita para F1 (0-25mm)

	Temperatura (°C)					
Amostras de pó	150	300	450	600	900	
Face seca	3,2526%	2,8804%	2,6640%	5,1282%	1,6275%	
Face molhada (recura)	2,4120%	5,4704%	6,4569%	3,6494%	3,2358%	
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	5	0,155527	0,031105	0,000164		
Linha 2	5	0,212245	0,042449	0,000278		
Coluna 1	2	0,056646	0,028323	0,000035		
Coluna 2	2	0,083508	0,041754	0,000335		
Coluna 3	2	0,091209	0,045604	0,000719		
Coluna 4	2	0,087776	0,043888	0,000109		
Coluna 5	2	0,048633	0,024316	0,000129		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,000322	1	0,000322	1,277850	0,321488	7,708647
Colunas	0,000760	4	0,000190	0,754736	0,604147	6,388233
Erro	0,001007	4	0,000252			
Total	0,002089	9				

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 17: Análise de variância (ANOVA) da perda de massa para F1 (0-25mm)

Amostras de pó	Temperatura (°C)					
	150	300	450	600	900	
Face seca	5,2914%	5,1314%	4,7356%	4,0185%	1,1089%	
Face molhada (recura)	8,7909%	7,6365%	8,5924%	4,8833%	4,7834%	
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	5	4,797142	0,959428	0,000296		
Linha 2	5	4,653134	0,930627	0,000388		
Coluna 1	2	1,859177	0,929588	0,000612		
Coluna 2	2	1,872321	0,936160	0,000314		
Coluna 3	2	1,866721	0,933360	0,000744		
Coluna 4	2	1,910981	0,955491	0,000037		
Coluna 5	2	1,941077	0,970539	0,000675		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,002074	1	0,002074	26,886186	0,006583	7,708647
Colunas	0,002427	4	0,000607	7,865575	0,035299	6,388233
Erro	0,000309	4	0,000077			
Total	0,004809	9				

Fonte: Autor, 2021.

APÊNDICE G – Tabelas
ANOVA das análises
termogravimétricas do
subcapítulo Erro! Fonte de
referência não encontrada.

Tabela 18: Análise da variância (ANOVA) no teor de portlandita para 600 °C

Amostras de pó	Faixa de profundidade (mm)					
	F1 (0-25)	F2 (25-50)	F3 (80-100)			
Face seca	1,4766%	2,4632%	2,7151%			
Face molhada (recura)	3,3007%	3,5852%	3,7709%			
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	3	0,06654936	0,02218312	4,2842E-05		
Linha 2	3	0,10656814	0,03552271	5,6089E-06		
Coluna 1	2	0,04777332	0,02388666	0,00016636		
Coluna 2	2	0,06048441	0,03024221	6,2942E-05		
Coluna 3	2	0,06485977	0,03242989	5,574E-05		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,00026692	1	0,00026692	29,4546155	0,03231393	18,5128205
Colunas	7,8777E-05	2	3,9389E-05	4,34657535	0,18703561	19
Erro	1,8124E-05	2	9,062E-06			
Total	0,00036382	5				

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 19: Análise da variância (ANOVA) no teor de calcita para 600 °C

Amostras de pó	Faixa de profundidade (mm)					
	F1 (0-25)	F2 (25-50)	F3 (80-100)			
Face seca	5,1282%	2,4148%	2,2556%			
Face molhada (recura)	3,6494%	6,7503%	5,9141%			
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	3	0,0979857	0,0326619	0,000260661		
Linha 2	3	0,1631375	0,0543792	0,000257385		
Coluna 1	2	0,087776	0,043888	0,000109338		
Coluna 2	2	0,0916507	0,0458253	0,000939802		
Coluna 3	2	0,0816965	0,0408482	0,000669233		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,0007075	1	0,0007075	1,399642616	0,35836	18,5128205
Colunas	2,518E-05	2	1,259E-05	0,024904884	0,9757	19
Erro	0,0010109	2	0,0005055			
Total	0,0017436	5				

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 20: Análise da variância (ANOVA) na perda de massa para 600 °C

	Faixa de profundidade (mm)					
Amostras de pó	F1 (0-25)	F2 (25-50)	F3 (80-100)			
Face seca	4,0185%	3,2320%	3,6523%			
Face molhada (recura)	4,8833%	8,1053%	7,2682%			
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	3	0,1090285	0,0363428	1,549E-05		
Linha 2	3	0,2025683	0,0675228	0,0002795		
Coluna 1	2	0,0890189	0,0445094	3,739E-05		
Coluna 2	2	0,1133728	0,0566864	0,0011874		
Coluna 3	2	0,1092051	0,0546026	0,0006537		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,001458282	1	0,0014583	6,9393878	0,1189376	18,512821
Colunas	0,00016966	2	8,483E-05	0,4036734	0,7124164	19
Erro	0,000420291	2	0,0002101			
Total	0,002048233	5				

Fonte: Autor, 2021.

**APÊNDICE H – Tabelas ANOVA
das análises termogravimétricas
do subcapítulo Erro! Fonte de
referência não encontrada.**

Tabela 21: Análise da variância (ANOVA) no teor de portlandita para 900 °C

Amostras de pó	Faixa de profundidade (mm)					
	F1 (0-25)	F2 (25-50)	F3 (80-100)			
Face seca	0,2733%	1,9179%	2,4736%			
Face molhada (recura)	2,0700%	2,9523%	3,4397%			
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	3	0,05724811	0,0190827	0,00026576		
Linha 2	3	0,08774728	0,02924909	7,0816E-05		
Coluna 1	2	0,02343289	0,01171645	0,00016141		
Coluna 2	2	0,04870199	0,024351	5,3506E-05		
Coluna 3	2	0,07286051	0,03643026	2,3918E-06		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,000155	1	0,00015503	4,97881145	0,1553591	18,5128205
Colunas	0,0006109	2	0,00030544	9,80897317	0,09251573	19
Erro	6,228E-05	2	3,1139E-05			
Total	0,0008282	5				

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 22: Análise da variância (ANOVA) no teor de calcita para 900 °C

	Faixa de profundidade (mm)					
Amostras de pó	F1 (0-25)	F2 (25-50)	F3 (80-100)			
Face seca	1,6275%	3,6859%	4,5045%			
Face molhada (recura)	3,2358%	5,4113%	5,5594%			
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	3	0,09817951	0,032726503	0,000219744		
Linha 2	3	0,14206444	0,047354813	0,000169236		
Coluna 1	2	0,04863258	0,024316288	0,000129326		
Coluna 2	2	0,09097164	0,045485818	0,000148841		
Coluna 3	2	0,10063974	0,050319869	5,56388E-05		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,00032098	1	0,000320981	50,05789677	0,019397513	18,5128
Colunas	0,00076514	2	0,000382568	59,66249639	0,01648465	19
Erro	1,2824E-05	2	6,4122E-06			
Total	0,00109894	5				

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 23: Análise da variância (ANOVA) na perda de massa para 900 °C

	Faixa de profundidade (mm)					
Amostras de pó	F1 (0-25)	F2 (25-50)	F3 (80-100)			
Face seca	1,1089%	2,7716%	4,0550%			
Face molhada (recura)	4,7834%	6,3240%	6,5231%			
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	3	0,07935509	0,026451698	0,000218189		
Linha 2	3	0,17630498	0,058768326	9,06597E-05		
Coluna 1	2	0,05892297	0,029461483	0,0006751		
Coluna 2	2	0,09095638	0,04547819	0,000630988		
Coluna 3	2	0,10578073	0,052890363	0,000304564		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,001566547	1	0,001566547	71,03675044	0,01378677	18,5128205
Colunas	0,000573592	2	0,000286796	13,00506787	0,07140272	19
Erro	4,41052E-05	2	2,20526E-05			
Total	0,002184244	5				

Fonte: Autor, 2021.

APÊNDICE I – Tabela ANOVA
das análises colorimétricas do
subcapítulo Erro! Fonte de
referência não encontrada.

Tabela 24: Análise de variância das alterações de cor (ANOVA)

Pilar	ΔE entre cada pilar e a referência (antes da lavagem)	ΔE entre cada pilar e a referência (após da lavagem)	RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
REF	0	0	Linha 1	2	0	0	0		
P1	17,27992687	12,18168432	Linha 2	2	29,461611	14,730806	12,996039		
P2	11,51179213	11,34045428	Linha 3	2	22,852246	11,426123	0,0146783		
P3	11,80064447	7,917684652	Linha 4	2	19,718329	9,8591646	7,5386885		
P4	22,99461117	19,34680872	Linha 5	2	42,34142	21,17071	6,6532314		
P5	9,79697878	7,424899475	Linha 6	2	17,221878	8,6109391	2,8133801		
P6	9,005567247	4,684602223	Linha 7	2	13,690169	6,8450847	9,3353694		
P7	7,077098207	12,95049874	Linha 8	2	20,027597	10,013798	17,248417		
P8	13,72375093	11,02816377	Linha 9	2	24,751915	12,375957	3,6330951		
P9	8,012162063	13,2362442	Linha 10	2	21,248406	10,624203	13,645517		
P10N	11,47925189	14,92864448	Linha 11	2	26,407896	13,203948	5,9491546		
P10S	11,69922919	8,628487695	Linha 12	2	20,327717	10,163858	4,7147267		
P10L	13,07104141	14,14993117	Linha 13	2	27,220973	13,610486	0,5820016		
P10O	12,50190012	8,285959256	Linha 14	2	20,787859	10,39393	8,8870787		
P11	10,45653698	3,717773011	Linha 15	2	14,17431	7,087155	22,70547		
P12	3,098910661	16,19178654	Linha 16	2	19,290697	9,6453486	85,711699		
P13	8,162822488	6,991166055	Linha 17	2	15,153989	7,5769943	0,6863894		
P14	21,46629439	7,445734161	Linha 18	2	28,912029	14,456014	98,288055		
P15N	19,16108819	14,79831133	Linha 19	2	33,9594	16,9797	9,516911		
P15S	13,01259146	13,48630331	Linha 20	2	26,498895	13,249447	0,1122015		
P15L	18,80220372	18,88539497	Linha 21	2	37,687599	18,843799	0,0034604		
P15O	15,47821771	16,63495987	Linha 22	2	32,113178	16,056589	0,6690262		
P16	10,6091649	14,59746248	Linha 23	2	25,206627	12,603314	7,9532588		
P17	25,49001013	3,75425405	Linha 24	2	29,244264	14,622132	236,22155		
P18	17,31805487	11,24740284	Linha 25	2	28,565458	14,282729	18,426408		
P19	9,35944592	4,626739234	Linha 26	2	13,986185	6,9930926	11,199256		
P20	20,0860894	16,58826195	Linha 27	2	36,674351	18,337176	6,1173984		
P21	18,32314799	16,6995181	Linha 28	2	35,022666	17,511333	1,318087		
P22	8,993189946	2,980176919	Linha 29	2	11,973367	5,9866834	18,078163		
P23	25,94799766	6,888167372	Linha 30	2	32,836165	16,418083	181,63857		
P24	8,197630644	2,316633003	Linha 31	2	10,514264	5,2571318	17,293067		
			Coluna 1	31	413,91735	13,352173	37,80833		
			Coluna 2	31	323,95411	10,450133	28,060611		
			ANOVA	fator duplo sem repetição					
			Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
			Linhas	1296,6564	30	43,221879	1,9084983	0,0408835	1,8408717
			Colunas	130,53847	1	130,53847	5,7640355	0,0227628	4,1708768
			Erro	679,41187	30	22,647062			
			Total	2106,6067	61				

Fonte: Autor, 2021.

**APÊNDICE J – Tabelas ANOVA
das análises termogravimétricas do
subcapítulo Erro! Fonte de referência
não encontrada.**

Tabela 25: Análise da variância no teor de portlandita (ANOVA)

	Pilares					
Faixas de prof.	P3	P5	P10	P15	P18	P24
F1 (0-25mm)	2,4070%	2,2661%	2,9545%	2,6662%	2,6037%	2,8483%
F2 (25-50mm)	2,3549%	1,6077%	2,0508%	2,4358%	2,0220%	1,6663%
F3 (80-100mm)	1,8825%	2,2729%	2,6942%	2,8451%	1,9183%	2,1067%
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	6	0,1574579	0,026243	6,74E-06		
Linha 2	6	0,1213754	0,0202292	1,162E-05		
Linha 3	6	0,1371955	0,0228659	1,619E-05		
Coluna 1	3	0,0664435	0,0221478	8,35E-06		
Coluna 2	3	0,0614663	0,0204888	1,46E-05		
Coluna 3	3	0,0769949	0,025665	2,164E-05		
Coluna 4	3	0,0794701	0,02649	4,21E-06		
Coluna 5	3	0,0654407	0,0218136	1,365E-05		
Coluna 6	3	0,0662132	0,0220711	3,569E-05		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,000109	2	5,452E-05	6,2510311	0,0173336	4,102821
Colunas	8,553E-05	5	1,711E-05	1,9611845	0,1706228	3,3258345
Erro	8,722E-05	10	8,722E-06			
Total	0,0002818	17				

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 26: Análise da variância no teor de calcita (ANOVA)

	Pilares					
Faixas de prof.	P3	P5	P10	P15	P18	P24
F1 (0-25mm)	4,9950%	3,2747%	5,7929%	8,0566%	3,6364%	5,1858%
F2 (25-50mm)	0,9488%	0,3597%	2,1585%	5,0916%	1,2061%	1,2666%
F3 (80-100mm)	1,0054%	1,2124%	2,4901%	3,0364%	1,1118%	1,6607%
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	6	0,3094133	0,0515689	0,0002939		
Linha 2	6	0,1103139	0,0183856	0,0002878		
Linha 3	6	0,1051679	0,017528	6,922E-05		
Coluna 1	3	0,0694921	0,023164	0,0005382		
Coluna 2	3	0,0484685	0,0161562	0,0002246		
Coluna 3	3	0,1044145	0,0348048	0,0004038		
Coluna 4	3	0,1618465	0,0539488	0,0006369		
Coluna 5	3	0,0595426	0,0198475	0,0002048		
Coluna 6	3	0,0811309	0,0270436	0,0004657		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,0045213	2	0,0022606	52,964792	4,776E-06	4,102821
Colunas	0,0028278	5	0,0005656	13,250554	0,0003826	3,3258345
Erro	0,0004268	10	4,268E-05			
Total	0,0077759	17				

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 27: Análise da variância na perda de massa (ANOVA)

	Pilares					
Faixas de prof.	P3	P5	P10	P15	P18	P24
F1 (0-25mm)	4,9541%	4,1292%	5,7302%	5,9124%	5,1833%	6,7436%
F2 (25-50mm)	3,8252%	3,0819%	4,8734%	6,2303%	4,1613%	4,1229%
F3 (80-100mm)	3,6088%	3,8021%	5,3860%	5,5459%	4,3576%	5,0199%
RESUMO	Contagem	Soma	Média	Variância		
Linha 1	6	0,3265276	0,0544213	8,054E-05		
Linha 2	6	0,2629501	0,043825	0,0001155		
Linha 3	6	0,2772053	0,0462009	6,729E-05		
Coluna 1	3	0,1238815	0,0412938	5,218E-05		
Coluna 2	3	0,1101327	0,0367109	2,871E-05		
Coluna 3	3	0,1598957	0,0532986	1,859E-05		
Coluna 4	3	0,1768863	0,0589621	1,173E-05		
Coluna 5	3	0,1370225	0,0456742	2,942E-05		
Coluna 6	3	0,1588644	0,0529548	0,0001774		
ANOVA	fator duplo sem repetição					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Linhas	0,000371	2	0,0001855	6,9986067	0,012566	4,102821
Colunas	0,0010515	5	0,0002103	7,9339405	0,0029472	3,3258345
Erro	0,0002651	10	2,651E-05			
Total	0,0016875	17				

Fonte: Autor, 2021.