

# Revista **ALCONPAT**

Revista Latinoamericana de Controle de Qualidade, Patologia e  
Recuperação da Construção

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1>  
[editorial.revista.alconpat@gmail.com](mailto:editorial.revista.alconpat@gmail.com)

eISSN: 2007-6835

Volume 10

Janeiro - Abril 2020

Número 1



Revista Latinoamericana de Controle de Qualidade,  
Patologia e Recuperação da Construção

<http://www.revistaalconpat.org>



## **ALCONPAT Internacional**

### **Miembros Fundadores:**

Liana Arrieta de Bustillos – **Venezuela**  
Antonio Carmona Filho - **Brasil**  
Dante Domene – **Argentina**  
Manuel Fernández Cánovas – **España**  
José Calavera Ruiz – **España**  
Paulo Helene, **Brasil**

### **Junta Directiva Internacional:**

#### **Presidente de Honor**

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

#### **Presidente**

Carmen Andrade Perdriz, **España**

#### **Director General**

Pedro Castro Borges, **México**

#### **Secretario Ejecutivo**

José Iván Escalante García, **México**

#### **Vicepresidente Técnico**

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

#### **Vicepresidente Administrativo** Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

#### **Gestor**

Paulo Helene, **Brasil**

## **Revista ALCONPAT**

### **Editor en Jefe:**

Dr. Pedro Castro Borges  
Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del  
Instituto Politécnico Nacional, Unidad Mérida  
(CINVESTAV IPN – Mérida)  
Mérida, Yucatán, **México**

### **Co-Editor en Jefe:**

Dr. Francisco Alberto Alonso Farrera  
Universidad Autónoma de Chiapas  
Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, **México**

### **Editor Ejecutivo:**

Dr. José Manuel Mendoza Rangel  
Universidad Autónoma de Nuevo León,  
Facultad de Ingeniería Civil  
Monterrey, Nuevo Leon, **México**

### **Editores Asociados:**

Dr. Manuel Fernández Cánovas  
Universidad Politécnica de Madrid.  
Madrid, **España**

Ing. Raúl Husni

Facultad de Ingeniería - Universidad de Buenos Aires.  
Buenos Aires, **Argentina**

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.

São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del  
Instituto Politécnico Nacional (Unidad Saltillo)  
Saltillo, Coahuila, **México**.

Dr. Mauricio López.

Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,  
Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de  
Chile.

Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón

Centro de Estudios de Corrosión

Universidad de Zulia

Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco

Universidad Técnica de Lisboa

Lisboa, **Portugal**

Dr. Pedro Garcés Terradillos

Universidad de Alicante

San Vicente, **España**

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de

Monterrey, Querétaro

Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería –

INTECIN

Buenos Aires, **Argentina**

RAVIONI, Janeiro - Abril, 2020

Mensagem do Editor Chefe

**REVISTA LATINO-AMERICANA DE  
CONTROLE DE QUALIDADE,  
PATOLOGIA E RECUPERAÇÃO DA  
CONSTRUÇÃO**

<http://www.revistaalconpat.org>

É motivo de satisfação e alegria para a equipe da Revista ALCONPAT ver a primeira edição do nosso décimo ano publicada.

O objetivo da Revista ALCONPAT (RA) é a publicação de estudos de casos citáveis e de produção (pesquisa básica ou aplicada, revisões) ou documentários, relacionados aos temas de nossa associação, ou seja, controle de qualidade, patologia e recuperação da construção.

Em 2019, foi realizada uma sessão especial sobre a ação do fogo em materiais, elementos e estruturas de concreto durante a CONPAT 2019, em homenagem a Paulo Helene pelo seu 70º aniversário e carreira frutífera. Como consequência, e como parte da celebração, o V10 N1 do RA é uma edição especial sobre questões relacionadas à ação do fogo em homenagem a ele.

O primeiro trabalho desta edição é de Carlos Britez e colegas e tem como objetivo apresentar e discutir brevemente algumas questões essenciais sobre a ação do fogo em estruturas de concreto e os possíveis efeitos nocivos devido às altas temperaturas. Uma breve revisão da literatura que trata do comportamento do concreto (visto como material e como elemento estrutural) foi realizada quando exposta a ações térmicas excepcionais e severas em um cenário de incêndio, o que contribui para desmistificar algumas crenças e dúvidas sobre o fenômeno da ocorrência de descolamentos (lasca).

No segundo trabalho, Fabrício Bolina e colegas discutem a resistência ao fogo de sistemas de vedação vertical compostos por blocos de cerâmica com furos verticais a altas temperaturas. A alvenaria é amplamente utilizada no mercado da construção civil por ser um sistema de baixo custo e alta produtividade em comparação aos elementos convencionais. Os resultados foram obtidos com modelos computacionais de elementos finitos através do software Ansys Mechanical e calibrados com um teste experimental em escala real, determinando o tempo de resistência ao fogo (TRF) para diferentes geometrias de blocos. As análises computacionais levaram a resultados que apontam para um limite para a eficiência de aumentar a espessura de uma parede para obter altos TRFs em relação ao isolamento térmico.

No terceiro artigo, Dainer Marçal Dias e colaboradores investigam a influência da adição de fibras poliméricas de polipropileno, poliéster, poliamida, aramida e polpa de aramida no comportamento de concretos submetidos a altas temperaturas. Os espécimes com adição de fibra a uma

taxa de 2 kg / m<sup>3</sup> foram produzidos e submetidos a altas temperaturas através de testes em forno e fogo direto. As colunas também foram construídas e submetidas a um simulador de incêndio ao vivo, pertencente ao Corpo de Bombeiros do Espírito Santo - Brasil. As propriedades microestruturais e mecânicas foram analisadas. Observou-se que as fibras podem influenciar as propriedades do concreto e que testes de incêndio com carga padrão de incêndio podem ser uma alternativa ou complemento para a análise de concreto submetido a altas temperaturas.

No quarto artigo, de Carlos Alexandre Santos Sales e colaboradores, foi avaliada a eficiência da proteção superficial de estruturas de alvenaria seladas com tinta intumescente em relação à resistência mecânica e isolamento térmico. Foram utilizados sessenta blocos de alvenaria com vedação cerâmica. A temperatura da face diretamente exposta à chama foi em média 25% mais baixa para o bloco com proteção passiva. A força de compressão dos blocos de proteção passiva foi aproximadamente 70% maior que a dos blocos desprotegidos, após 60 minutos de exposição direta à chama. Mais de 70% dos blocos sem proteção passiva e expostos a chamas apresentaram resistência à compressão de 1,35 MPa, enquanto 100% dos blocos com proteção apresentaram valores de 2,38 MPa, mesmo após 60 minutos de exposição.

O quinto trabalho desse número é redigido por Francine Barcellos e colegas, com o objetivo de avaliar o desempenho de lajes compostas em situação de incêndio, correlacionando-as com o projeto em temperatura normal, conforme NBR 14323 (ABNT, 2013), NBR 8800 (ABNT, 2008) e NBR 14762 (ABNT, 2010), através da curva de aquecimento da ISO 834 (ISO, 1999) e distribuição das temperaturas das placas obtidas pelo software Ansys. Os modelos computacionais foram calibrados de acordo com o padrão e extrapolados para outros cenários de projeto, com diferentes geometrias, espessuras e espessuras efetivas da camada de concreto. Como resultado, a plataforma com reentrâncias apresentou melhor desempenho em relação aos trapézios, sendo a espessura da camada de concreto a variável predominante no comportamento dessas lajes a altas temperaturas, devido à sua maior estabilidade térmica.

No sexto trabalho, Carlos Britez e colegas comparam diferentes sistemas de revestimento resistentes ao fogo aplicados a elementos de concreto armado de um ano de idade e 1,5 cm de revestimento de concreto e avaliam o desempenho desses sistemas por inspeção e verificação visual. da evolução das temperaturas internas após simulações de incêndio sob a curva ISO 834, usando termopares por 120 minutos. Os resultados mostraram correlações muito estreitas com a literatura para revestimentos de argamassa à base de cimento, bem como particularidades sobre revestimentos de gesso e a possibilidade de usar tintas intumescentes como proteção passiva em elementos de concreto armado.

No sétimo artigo, Julia Menegon e colegas avaliam o comportamento de paredes de blocos estruturais de cerâmica a altas temperaturas. Foram utilizados blocos de 14 e 19 cm de largura, com resistência à

compressão de 7 e 10 MPa. Foram avaliadas as espessuras das juntas, a argamassa para assentamento e a influência do revestimento na face exposta. As temperaturas dos fornos foram medidas, dentro e na superfície das paredes, a expansão dos blocos e o esmagamento das juntas. Pode-se inferir que as amostras apresentaram bom desempenho, mantendo sua estanqueidade, isolamento e resistência mecânica. A restrição lateral não fez com que os blocos fossem implantados, no entanto, foi possível observar transferência de tensão para argamassas pouco flexíveis. As alvenarias de 19 cm de largura e as revestidas apresentaram melhor desempenho térmico.

O oitavo artigo, de Paulo Helene e colegas, faz um diagnóstico que explica o mecanismo de colapso, em apenas 80 minutos, do edifício Wilton Paes de Almeida, o que foi surpreendente para a engenharia de concreto estrutural. Incêndios anteriores, como o Andraus Building, o Joelma e a Great Avenue, resistiram a mais de 4 horas de incêndio sem desmoronar e estão atualmente em uso. Para entender esse colapso incomum, foi realizada uma investigação experimental das características e propriedades do concreto e do reforço usado nessa estrutura, com base em um "projeto estrutural hipotético" que considerou as características reais dos materiais utilizados. Com base no diagnóstico, foram estabelecidas recomendações para que casos como esse não se repitam.

O artigo que encerra a edição é de Antonio Fernando Berto, que aborda os aspectos regulatórios relacionados à segurança contra incêndio e apresenta estudos de caso de edifícios em São Paulo que sofreram a ação do fogo e suas consequências. Berto discute a segurança contra incêndio que deve ser considerada desde a concepção do edifício, através do projeto e construção, até a fase de operação e manutenção. Na fase de projeto, o tópico deve ser considerado especialmente, pois estabelece a estrutura básica de segurança contra incêndio do edifício. Isso deve se basear no conhecimento profundo das relações existentes com as disposições que dão ao edifício níveis adequados de segurança contra incêndio.

Estamos confiantes de que os artigos desta edição constituirão uma referência importante para os leitores envolvidos com questões de avaliações e caracterizações de materiais, elementos e estruturas. Agradecemos aos autores que participaram desta edição por sua disposição e esforço para apresentar artigos de qualidade e cumprir os prazos estabelecidos.

Pelo Conselho Editorial



Pedro Castro Borges  
Editor in chefe  
Editor en Jefe



## CONTENIDO

### REVISÃO

**C. Brites, M. Carvalho, P. Helene:** Ações e efeitos deletérios do fogo em estruturas de concreto. Uma breve revisão.

**Página**

1 - 21

### PESQUISA APLICADA

**F. Bolina, B. Tutikian, J. Gonçalves, T. Souza, G. Manica:** Análise numérico-experimental de paredes de alvenaria de bloco cerâmico com diferentes espessuras em altas temperaturas.

22 – 35

**D. M. Dias, J. L. Calmon, G. L. Vieira:** Concreto reforçado com fibras poliméricas exposto ao fogo.

36 - 52

**C. A. S. Sales, C. F. G. Nascimento, T. M. Silva, L. M. Barreto, A. C. Lordsleem Jr, W. A. Soares, P. Castro-Borges, E. C. B. Monteiro:** Resistência ao fogo de blocos de alvenaria cerâmica de vedação utilizando proteção de tinta intumescente.

53 - 68

**F. Barcellos, F. Bolina, B. Tutikian:** Análise numérica das características da seção de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio.

69 - 78

### PESQUISA BÁSICA

**C. Brites, V. P. Silva, M. Carvalho, P. Helene:** Desempenho de revestimentos contrafogo em elementos de concreto armado submetidos a temperaturas elevadas.

79 - 96

**J. Menegon, Â. G. Graeff, L. C. P. Silva Filho:** Paredes de alvenaria estrutural expostas a altas temperaturas com medidas de controle da dilatação.

97 - 113

### PESQUISA DOCUMENTAL

**P. Helene, J. Pacheco, D. Couto:** Colapso do Edifício Wilton Paes de Almeida – SP: lições aprendidas.

114 - 131

**A. F. Berto:** Incêndios em estruturas de concreto - Estudos de caso significativos em São Paulo.

132 - 146

## Ações e efeitos deletérios do fogo em estruturas de concreto. Uma breve revisão

C. Britez<sup>1\*</sup>, M. Carvalho<sup>2</sup>, P. Helene<sup>3</sup> 

\*Autor de Contato: [britez.consultoria@gmail.com](mailto:britez.consultoria@gmail.com)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.421>

Recepção: 07/06/2019 | Aceitação: 11/11/2019 | Publicação: 30/12/2019

### RESUMO

Este artigo tem o objetivo de apresentar e discutir brevemente alguns tópicos essenciais sobre a ação do fogo nas estruturas de concreto e quais os eventuais efeitos deletérios das elevadas temperaturas no material concreto propriamente dito. Foi realizada uma revisão da literatura, abordando o comportamento do concreto (visto como um material e como um elemento estrutural) quando exposto às ações térmicas excepcionais e severas procedentes de um cenário de incêndio, contribuindo para desmistificar algumas crenças e dúvidas quanto ao fenômeno de ocorrência de *spalling* e ao comportamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio.

**Palavras-chave:** incêndio, estrutura de concreto, *spalling*.

**Citar como:** Britez, C., Carvalho, M., Helene, P. (2020), "Ações e efeitos deletérios do fogo em estruturas de concreto. Uma breve revisão", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 1 – 21, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.421>

<sup>1</sup> Pesquisador de Pós-Doutorado na Escola Politécnica da USP, Britez Consultoria, São Paulo, Brasil.

<sup>2</sup> Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil.

<sup>3</sup> Professor Titular da Escola Politécnica da USP, PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

### Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Website: [www.alconpat.org](http://www.alconpat.org)

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo, No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2020.

## Fire impacts on concrete structures. A brief review

### ABSTRACT

This paper aims to present briefly discuss some essential topics about the impact of fire on concrete structures and the possible deleterious effects of high temperatures on the concrete material itself. A literature review was conducted, addressing the behavior of concrete (seen as a material and as a structural element) when exposed to exceptional and severe actions from a fire scenario, contributing to demystify some beliefs and doubts about the spalling phenomenon and the behavior of reinforced concrete under fire situations.

**Keywords:** fire; concrete structure; *spalling*.

### Acciones y efectos nocivos del fuego sobre estructuras de hormigón. Una breve reseña

### RESUMEN

Este artículo tiene como objetivo presentar y discutir brevemente algunos temas esenciales sobre la acción del fuego en las estructuras de concreto y los posibles efectos nocivos de las altas temperaturas en el material concreto. Se realizó una revisión de la literatura, que aborda el comportamiento del concreto (visto como un material y como un elemento estructural) cuando se expone a acciones térmicas excepcionales y severas de un escenario de incendio, lo que contribuye a desmitificar algunas creencias y dudas sobre el fenómeno de ocurrencia de *spalling* y el comportamiento de la estructura de hormigón armado en situación de incendio.

**Palabras clave:** fuego; estructuras de hormigón; *spalling*.

## 1. INTRODUÇÃO

Na temática da concepção de estruturas e da ação excepcional do fogo, comparado com outros materiais de construção civil (desprotegidos), o concreto possui uma série de atributos, conforme pode ser observado na Figura 1. Nesse contexto, destaca-se que existem dois componentes principais responsáveis pelo desempenho positivo do concreto em situação de incêndio: o primeiro relacionado com as propriedades intrínsecas do material e o segundo com a sua funcionalidade quando inserido na estrutura global.

Materials de construção (desprotegidos)	Resistência ao fogo	Facilidade de combustão	Contribuição nas cargas de incêndio	Taxa de elevação de temperatura na seção transversal	Proteção ao fogo (intrínseca do material)	Facilidade de reabilitação (pós incêndio)	Proteção para evacuação e bombeiros
MADEIRA	BAIXA	ALTA	ALTA	MUITO BAIXA	MUITO BAIXA	NULA	BAIXA
AÇO	MUITO BAIXA	NULA	NULA	MUITO ALTA	BAIXA	BAIXA	BAIXA
CONCRETO	ALTA	NULA	NULA	BAIXA	ALTA	ALTA	ALTA

Figura 1. Resumo do desempenho de materiais de construção civil (desprotegidos) sob ação do fogo (traduzido de Jacobs, 2007).

O concreto é incombustível (não queima) e possui baixa taxa de elevação de temperatura ao longo de sua seção transversal, portanto, na maioria dos sistemas estruturais o material pode ser usado sem quaisquer proteções adicionais ao fogo.

Nesse artigo, tem-se a oportunidade de apresentar e discutir brevemente alguns tópicos essenciais sobre a ação do fogo nas estruturas de concreto e quais os eventuais efeitos deletérios das elevadas temperaturas no material concreto, propriamente dito.

## 2. ASPECTOS DO CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

### 2.1 O fogo, o concreto e o incêndio

No Brasil, a ABNT NBR 13860:1997 apresenta a seguinte definição: “*O fogo é o processo de combustão caracterizado pela emissão de calor e luz*”. No entanto, segundo Seito et al. (2008), apesar dos grandes avanços na ciência do fogo, ainda não há um consenso mundial para definir o fogo, devido não haver uma concordância clara nas definições das principais normalizações internacionais vigentes.

Seito et al. (2008) esclarecem que inicialmente foi formulada uma teoria conhecida como Triângulo do Fogo, a qual era formada por três elementos fundamentais: o combustível, o comburente (oxigênio) e o calor. De acordo com essa teoria, a remoção de algum destes elementos do triângulo seria responsável diretamente pela extinção do fogo.

Por outro lado, com a descoberta do agente extintor *halon*<sup>1</sup>, a teoria foi reformulada, sendo conhecida atualmente por Tetraedro do Fogo (Figura 2). Por sua vez, o Tetraedro do Fogo é formado pelos seguintes elementos: o calor, o comburente, o combustível e a reação em cadeia.

O calor é o elemento que serve para dar início a um incêndio, manter e aumentar a sua propagação. O comburente (oxigênio) é necessário para a combustão e está presente no ar que nos envolve. O combustível é o elemento que serve de propagação do fogo e pode ser sólido, líquido ou gasoso. A reação em cadeia torna o processo de queima autossustentável. Basicamente, o calor irradiado das chamas atinge o combustível e este é decomposto em partículas menores, as quais se combinam com o oxigênio e queimam, irradiando outra vez calor para o combustível, formando assim um ciclo constante (autossustentável).

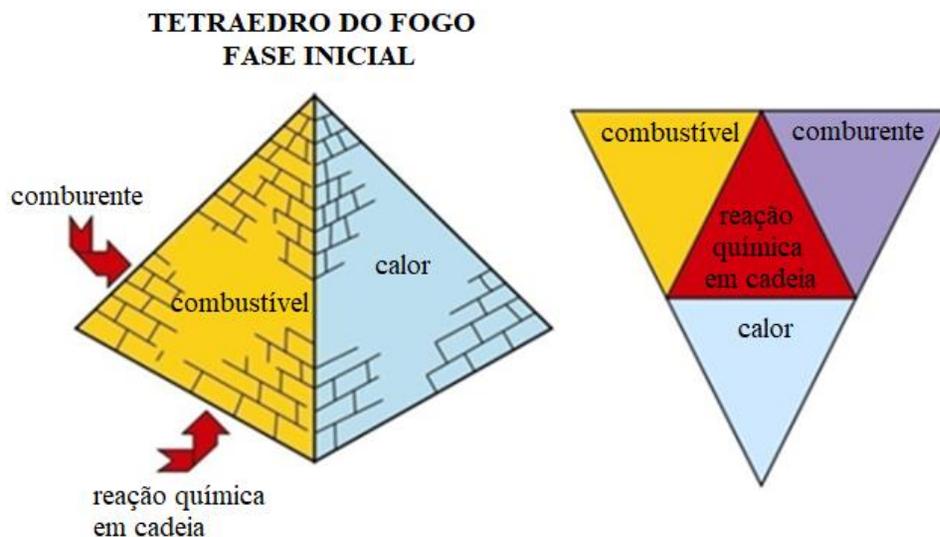


Figura 2. Tetraedro do fogo (adaptado de Seito et al., 2008).

O **concreto** (visto exclusivamente como um material) é reconhecido pela sua boa resistência em temperaturas elevadas em virtude de suas características térmicas, tais como: a incombustibilidade

<sup>1</sup> O *halon* (hidrocarboneto halogenado) é um agente extintor de compostos químicos formados por elementos halogênios (flúor, cloro, bromo e iodo). Foi banido pelo Protocolo de Montreal por ser nocivo à camada de ozônio. O Protocolo de Montreal, por sua vez, é um tratado internacional em que os países signatários comprometem-se a substituir as substâncias nocivas à camada de ozônio.

e a baixa condutibilidade térmica. Além disso, o concreto não exala gases tóxicos ao ser aquecido e os elementos apresentam maior massa e volume quando comparados com outros materiais como, por exemplo, os elementos de estruturas metálicas e de madeira, ou seja, potencialmente resistem por mais tempo.

Pode-se afirmar, portanto, que o concreto não é um elemento fundamental do Tetraedro do Fogo, pois ele não é um combustível em forma sólida. Quando da ocorrência de um incêndio, o concreto sofre as consequências da queima de algum material inflamável, seja sólido, líquido ou gasoso. Geralmente, em edificações comerciais e residenciais, essa carga inflamável é procedente de materiais sólidos de base celulósicos, tais como portas, mobiliário, material de escritório, carpetes, cortinas, etc.

De forma geral, diversos estudos apontam, conservadoramente, que uma porção mais exposta do concreto perde aproximadamente 25% de sua resistência mecânica original à compressão quando aquecido em temperaturas da ordem de 300°C e aproximadamente 75% quando essa temperatura alcança um patamar da ordem de 600°C em seu interior.

Além da redução da resistência, pesquisas precursoras desenvolvidas por Abrams (1971) e Neville (1981) indicavam que os concretos considerados normais<sup>2</sup> sofriam altos gradientes térmicos quando eram expostos ao fogo e havia uma forte tendência das camadas quentes da superfície se separarem por deslocamento das camadas mais frias do interior do elemento. Esse tipo de deslocamento é mundialmente conhecido por *spalling*.

O incêndio, geralmente, inicia-se em pequenas proporções e o seu crescimento depende do primeiro item ignificado<sup>3</sup>, das características do desempenho ao fogo dos materiais na proximidade deste item ignificado e da sua distribuição no ambiente (Seito et al., 2008).

Costa & Silva (2003) e Costa (2008) descrevem que, em geral, a curva representativa da variação de temperatura em um incêndio real é caracterizada por dois ramos bem definidos (um ascendente e outro descendente) com **três estágios** delimitados por dois pontos (Figura 3): *flashover*<sup>4</sup> e temperatura máxima. Esses **três estágios** são explicitados a seguir.

- **Ignição (ou Ignificação):** estágio de aquecimento no início do incêndio, com crescimento gradual de temperatura, com mínimas influências das características do compartimento e sem risco à vida humana ou ao patrimônio, por colapso estrutural. Esse estágio é também conhecido por *pré-flashover* e finaliza no instante conhecido por *flashover*.
- **Flashover:** estágio caracterizado por uma repentina mudança de crescimento da temperatura; nesse estágio todo o material combustível no compartimento entra em combustão. A temperatura dos gases quentes é superior ao patamar de 300°C até atingir o pico da curva, geralmente com temperaturas superiores a 1000°C.
- **Resfriamento:** estágio que representa a redução gradativa da temperatura dos gases no ambiente, após a completa extinção do material combustível presente no compartimento. Sem novas cargas de incêndio para alimentar as chamas, inicia-se a perda de calor, ou seja, o arrefecimento gradual do incêndio.

<sup>2</sup> Entende-se nesse texto que os concretos considerados “normais” (ou convencionais) são aqueles com resistência inferior a 50MPa, conforme recomendação da *Portland Cement Association (PCA)*, registrada no documento *High Strength Concrete* (publicado em 1994 por Farny e Panarese) e adotada como padrão nesse texto.

<sup>3</sup> Do verbo ignificar (inflamar-se, abrasar-se, transformar-se em fogo).

<sup>4</sup> O termo *flashover* pode ser definido como: instante de inflamação generalizada, embora, não haja consenso na literatura nacional sobre essa tradução e sendo muito mais popular no Brasil e no exterior o termo direto em inglês *flashover*.

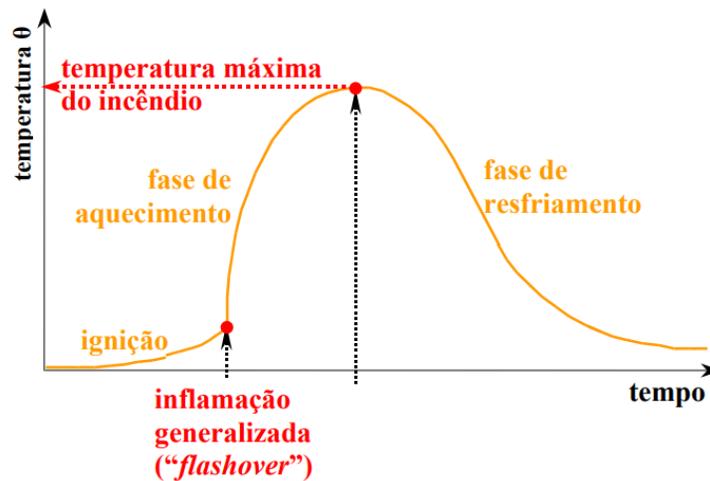


Figura 3. Estágios principais de um incêndio real (Costa & Silva, 2003).

Em geral, a simulação do incêndio real ou natural em uma estrutura é bem complexa e pode ser bastante singular, pois, cada incêndio possui suas particularidades, as quais dependem diretamente da taxa de aquecimento, da temperatura máxima atingida e da duração do evento (sinistro de incêndio).

Considerando essa situação, Costa & Silva (2003, 2006) observaram que, para facilitar a determinação da ação térmica nas estruturas, modelos matemáticos de incêndio foram formulados para descrever a variação da temperatura do compartimento em função do tempo do incêndio.

A relação temperatura-tempo, nesses casos específicos, pode ser representada por “curvas temperatura-tempo” ou “curvas de incêndio”, as quais são padronizadas e popularmente conhecidas como “curva-padrão de incêndio”.

## 2.2 Curvas padronizadas de simulação de incêndio

Trata-se de curvas-padrão adotadas nos ensaios experimentais e laboratoriais de resistência ao fogo, no intuito de padronizar os ensaios e fornecer subsídios suficientes para analisar e comparar os resultados obtidos, uma vez que a simulação do incêndio foi normalizada (Costa e Silva, 2006). Nessa perspectiva, quando o tempo mínimo de resistência dos elementos estruturais é determinado por meio da curva-padrão de incêndio, o mesmo é denominado como **T**empo **R**equerido de **R**esistência ao **F**ogo ou simplesmente pela sigla **TRRF** (no Brasil, especificado conforme a ABNT NBR 14432: 2001).

O **TRRF** é um período mínimo normalizado o qual considera que uma determinada estrutura manterá suas funções de desempenho durante um cenário de incêndio simulado por uma curva-padrão.

Em geral, esse período é expresso em intervalos de 30min com valores predeterminados, em função de diversos fatores (*fib*, 2007): tipo de ocupação/uso, altura e quantidade de pavimentos da edificação, quantidade de pessoas para evacuação, dimensões dos compartimentos, rotas de fuga/saídas de emergência e sistemas de proteção disponíveis (extintores, chuveiros automáticos, entre outros).

Na Figura 4, apresentam-se os perfis das temperaturas que simulam três cenários padrões de incêndio normalizados que são comumente usados em estudos experimentais, sendo: (a) o cenário de incêndio em túneis; (b) o ocasionado por materiais a base de hidrocarbonetos e (c) o ocasionado em edificações (por materiais a base de celulósicos).

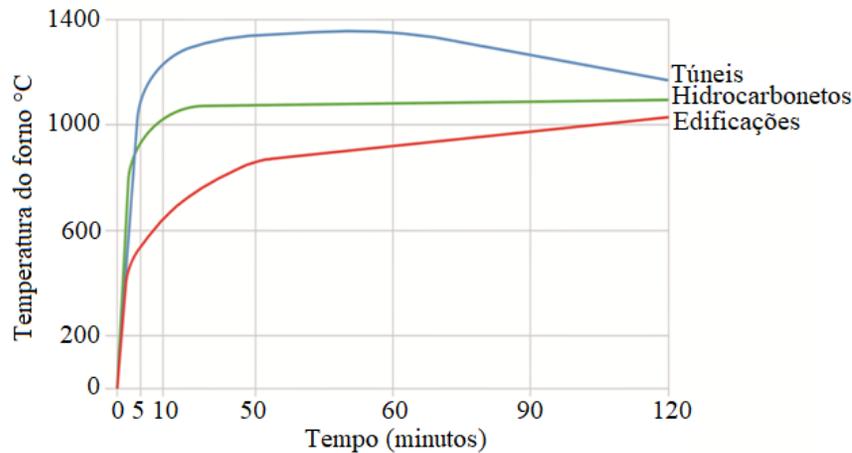


Figura 4. Curvas “idealizadas” para três cenários de simulação de incêndio: túneis, hidrocarbonetos e edificações – materiais celulósicos – até 120 minutos (The Concrete Centre, 2004).

As três curvas idealizadas e padronizadas mais difundidas no meio técnico e utilizadas nos estudos experimentais, que envolvem simulações de cenários de incêndio, causados por materiais a base de celulósicos em elementos de concreto, são as curvas: ISO 834, ASTM E119 e JIS A 1304 (Phan, 1996). Essas curvas são bem similares e podem ser observadas, sobrepostas, na Figura. 5. As curvas-padrão relacionadas a Túneis e Hidrocarbonetos não serão abordadas nesse artigo podendo ser consultadas em Leonardo Da Vinci Pilot Project: Handbook 5 (2005).

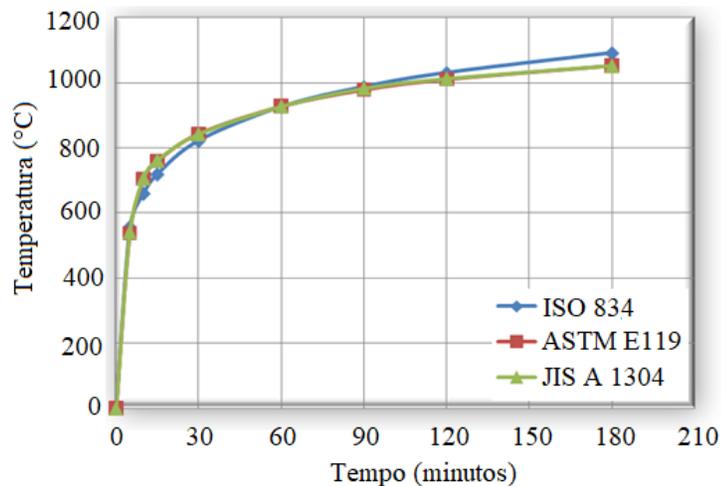


Figura 5. Curvas de incêndio-padrão (adaptado de Phan, 1996).

A curva ISO 834 é uma das mais usadas nos estudos experimentais internacionais, sendo também adotada no Brasil – transcrita na ABNT NBR 5628:2001. Essa curva especifica que a amostra deve ser submetida uma elevação de temperatura no interior do forno, dada pela seguinte equação logarítmica (Equação 1):

$$\theta - \theta_0 = 345 \log_{10} 8(t + 1) \quad (\text{Equação 1})$$

Em que:

t = tempo, expresso em minutos (min);

$\theta$  = temperatura do interior do forno no tempo t, expressa em graus Celsius (°C);

$\theta_0$  = temperatura inicial do interior do forno, expressa em graus Celsius (°C).

Outras curvas-padrão para materiais inflamáveis (ASTM E1549, RWS e RABT) foram modeladas

em função da severidade do incêndio e têm sido internacionalmente recomendadas para situações especiais (Costa, 2008). Há também curvas de incêndio denominadas “curvas naturais”, parametrizadas pela quantidade de material combustível (carga de incêndio), pelo grau de ventilação e pelas características térmicas e físicas dos materiais da compartimentação. Essas curvas são modelos simplificados do incêndio real e não serão abordadas nesse texto podendo ser consultadas em Leonardo Da Vinci Pilot Project: Handbook 5 (2005).

### 2.3 Distribuição de temperatura no interior do concreto

O calor é a energia que está sendo transferida de um sistema para outro em virtude de uma diferença de temperatura. Basicamente, existem três mecanismos clássicos de transferência de calor: o de condução, o de convecção e o de radiação.

Na condução, a energia térmica é transferida através das interações entre os átomos ou moléculas, embora não haja o transporte destes átomos ou moléculas, somente o deslocamento de energia; na convecção, a energia é transportada na forma de calor, através do transporte direto de massa; na radiação, a energia térmica é transportada através do espaço na forma de ondas eletromagnéticas que se movem na velocidade da luz.

Na ocorrência de incêndio há uma combinação desses três mecanismos de transferência de calor, no entanto, no interior da massa de concreto há predominância do fluxo de calor por **condução**.

Nesse contexto, o cálculo do desenvolvimento de um campo de temperaturas na seção transversal de um elemento de concreto estrutural, exposto ao fogo, envolve a resolução da equação diferencial clássica de *Fourier* (Equação 2):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \lambda_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + Q = \rho \cdot c_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{Equação 2})$$

Em que:

$\lambda_{\theta}$ : é a condutividade térmica do material (W/m °C);

$\rho \cdot c$ : é a calor específico volumétrico do material (produto da massa específica e o calor específico absoluto) (J/kg °C);

x, y e z: as coordenadas cartesianas do sistema tridimensional;

Q: é taxa de calor interno gerado no material;

$\partial \theta$  : é o gradiente de temperatura na direção do fluxo de calor;

t: tempo (s).

A geração de calor interna  $Q$  pode ser considerada 0 (zero) para o caso de materiais não combustíveis (como o concreto). As condições de contorno (na superfície do elemento) são expressas em termos de equações de fluxo de calor e as propriedades térmicas do material dependem do tipo e da quantidade dos insumos empregados na dosagem do concreto (Leonardo Da Vinci Pilot Project: Handobook 5, 2005).

Para exemplificar o comportamento da evolução do campo de temperaturas em função do tempo em um elemento de concreto, apresenta-se o estudo por simulação computacional realizado por Ongah, Mendis & Sanjayan (2002) em paredes de concreto de alta resistência (Figura 6) com somente um dos lados expostos ao fogo. O gráfico indica o significativo gradiente térmico no interior do material (concreto), de acordo com um modelo de fluxo de calor que simula numericamente o cenário de incêndio.

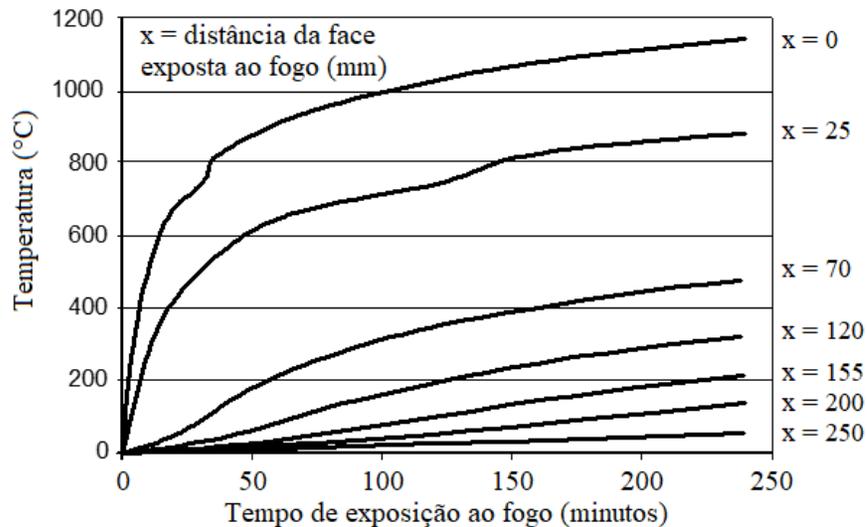


Figura 6. Evolução do campo de temperaturas em uma parede de concreto de alta resistência em função do tempo de exposição ao fogo (Ongah, Mendis & Sanjayan, 2002).

Outra forma de apresentar a evolução da temperatura dentro de um elemento de concreto, prescrita pelos principais códigos internacionais, pode ser observada na Figura 7. Nesse caso são apresentadas as curvas instantâneas de tempos padronizados em função da temperatura e da profundidade da superfície exposta ao fogo, modelo de apresentação muito comum adotado por pesquisadores e nos códigos de diversos países.

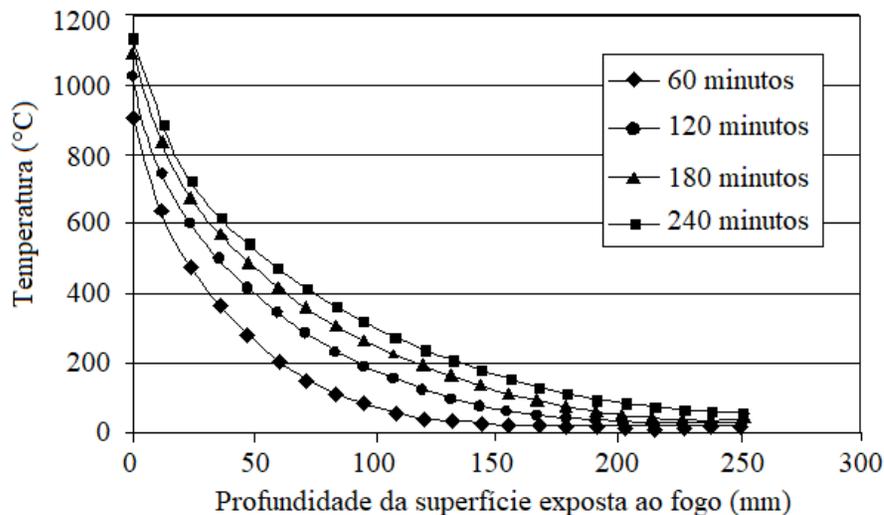


Figura 7. Distribuição de temperatura em função da distância da superfície exposta ao fogo e do tempo de exposição ao fogo, calculada através de modelo numérico (Ongah, Mendis & Sanjayan, 2002).

#### 2.4 Alterações na microestrutura do material concreto em elevadas temperaturas

Considera-se bastante complexa a análise precisa do comportamento das alterações na microestrutura de uma amostra de concreto, visto que cada concreto possui sua singularidade em virtude das vastas alternativas de insumos e de adições disponíveis, bem como do emprego de diferentes metodologias de dosagem. Destaca-se, também que, em elevadas temperaturas, a anisotropia e a heterogeneidade material concreto tornam-se muito mais evidentes.

Obviamente, algumas reações são mais marcantes tendo em vista o conhecimento prévio dos aspectos litológicos dos agregados, adições e do tipo de cimento empregado na dosagem do concreto. Quanto especificamente à natureza litológica do agregado, a Figura 8 exhibe a diferença

acentuada no comportamento (estabilidade térmica) de diversos agregados em função do aumento de temperatura. Tâmis.

No contexto da microestrutura, Taylor (1990) cita que devido a sua baixa condutividade térmica e ao alto calor específico, o concreto provê boa proteção ao aço em situação de incêndio, entretanto, esse pode ser severamente danificado devido às ações de origem térmica que prejudicam principalmente a pasta de cimento. Destaca que em baixas temperaturas, a pasta de cimento se expande quando aquecida, mas a partir dos 300°C ocorre uma contração associada com a perda de água. Nesse estágio, os agregados continuam se expandindo, e as tensões internas resultantes podem propiciar a perda de resistência, a fissuração e o deslocamento. Alguns fenômenos são mais explícitos, os elementos de quartzo, por exemplo, se expandem nitidamente a 573°C devido a uma transformação polimórfica de cristalização e a calcita se contrai a partir dos 900°C devido a sua decomposição generalizada.

Taylor (1990) descreve, ainda, os efeitos térmicos na pasta de cimento, e assinala que: abaixo de 500°C, ocorrem principalmente a carbonatação e a dilatação dos poros da matriz; entre 450 e 550°C, a decomposição do C-S-H, e em 600°C, a decomposição do CaCO<sub>3</sub>, proporcionando CaO, que eventualmente pode se reidratar durante a fase de resfriamento.

Especificamente quanto ao papel da água, Kalifa et al. (2000) observam que o excesso de água contida nas pastas de cimento *Portland* saturadas participa na formação de gradientes significativos de pressão na rede de poros do concreto durante a transferência de massas (evaporação da água) e, conseqüentemente, no aumento das fissurações decorrentes da contração da pasta.

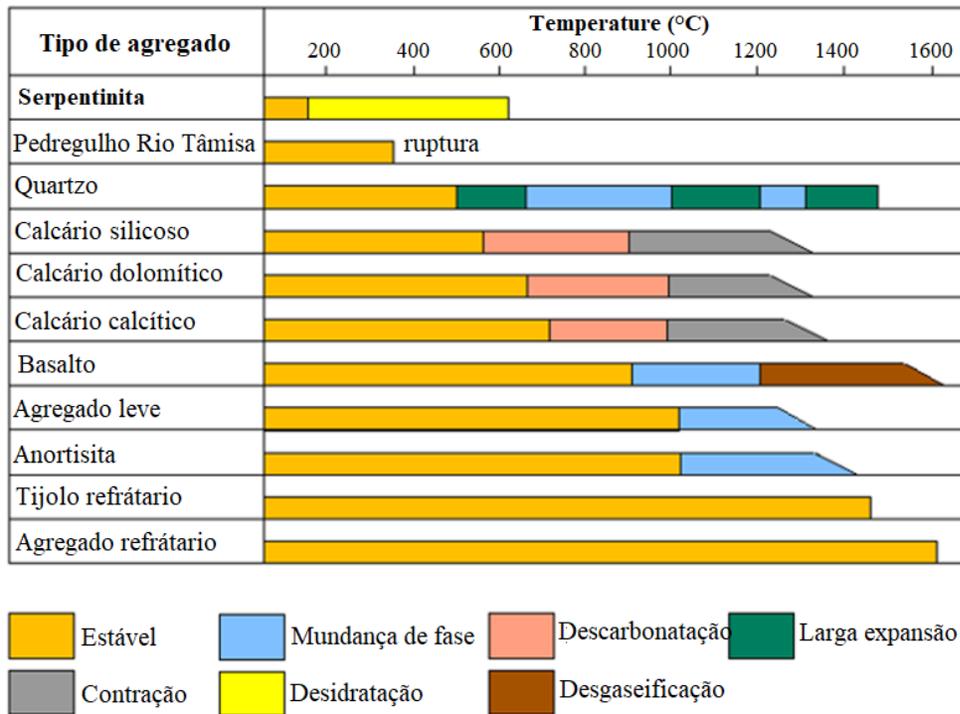


Figura 8. Comportamento de diversos agregados durante o aquecimento (adaptado de *fib*, 2007).

Nesse aspecto, apesar das significativas alterações físico-químicas que ocorrem na pasta de cimento, bem como do papel da água na mistura, a *fib* (2007) ressalta que em elevadas temperaturas são os agregados que podem realmente governar o comportamento térmico do concreto, quando este é considerado exclusivamente como um material compósito. As principais razões para formação dessa teoria se baseiam nas seguintes ponderações:

- os agregados geralmente ocupam volume significativo do concreto, entre 60% e 80% do volume de um concreto normal;

- as variações nas propriedades do agregado durante o aquecimento podem promover considerável efeito no desempenho do concreto em elevadas temperaturas. A condutividade térmica do concreto, por exemplo, é bastante influenciada pela natureza litológica do agregado;
- cada tipo de agregado reage de uma forma diferente em relação ao calor. O fator principal no comportamento do concreto aquecido é a estabilidade química e física do agregado;
- os agregados também são responsáveis por restringir as eventuais dilatações e contrações da pasta de cimento durante o aquecimento.

De maneira geral, o processo físico-químico do concreto, envolvendo a interação entre os agregados e a pasta de cimento, em situação de incêndio, pode ser simplificado conforme apresentado na Figura 9.

### O que acontece com o aumento da temperatura?

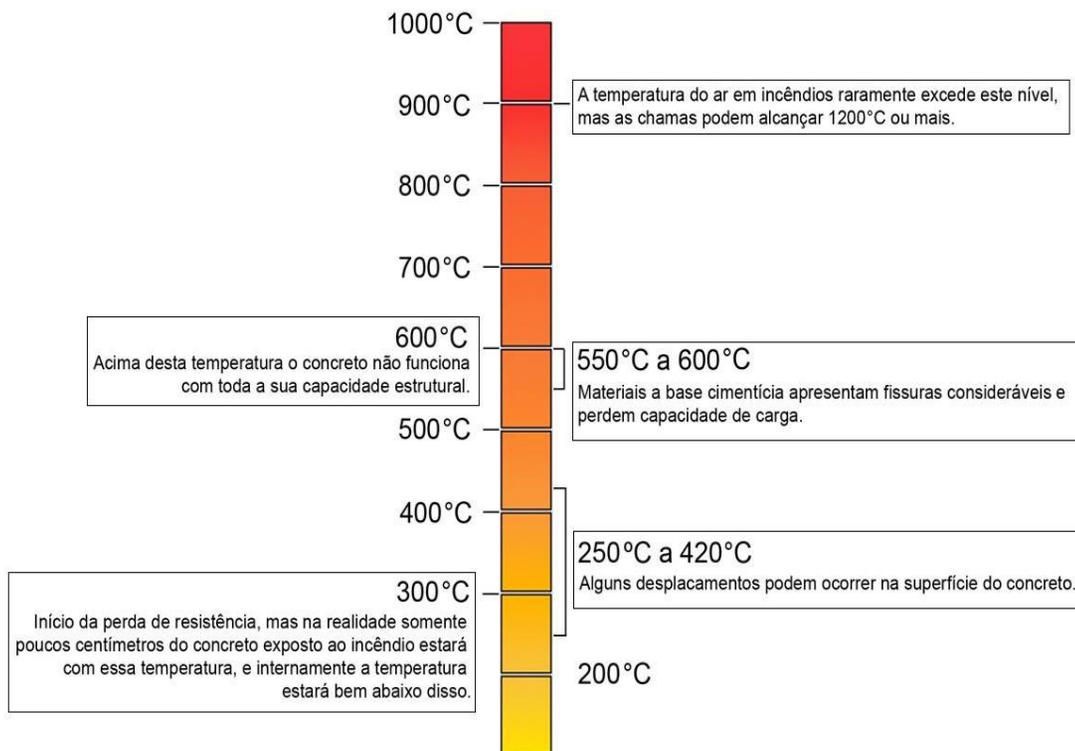


Figura 9. Processo físico-químico do concreto em situação de incêndio (adaptado de Jacobs, 2007).

Quanto ao concreto armado propriamente dito, Cánovas (1988) *apud* Costa (2008) observa que, após os 100°C, a redução da aderência entre as barras de aço e o concreto pode ocorrer em função do aumento e duração do aquecimento, e que, acima dos 600°C, pode haver a perda significativa da aderência. Destaca-se que as alterações microestruturais nas barras de aço não fazem parte do escopo deste artigo, mas podem ser consultadas em outras referências, a saber: Holmes et al. (1982), Cabrita Neves, Rodrigues & Loureiro (1996) e Purkiss (1996).

#### 2.5 Deslocamento do concreto em elevadas temperaturas (*spalling*)

O termo *spalling* é internacionalmente conhecido e padronizado nos principais códigos e pesquisas internacionais. O fenômeno físico conhecido como *spalling* (Figura 10) pode ser definido como sendo o explosivo, e para alguns até denominado de violento/explosivo, deslocamento de camadas ou pedaços de concreto da superfície de um elemento estrutural quando exposto a elevadas temperaturas e a rápidas taxas de aquecimento, ambas caracterizadas por um cenário de incêndio (*fib*, 2007).



Figura 10. Exemplo de *spalling* explosivo ocorrido em pilar de concreto de alta resistência  $f_{ck} = 83$  MPa (Kodur et al., 2005).

É necessário esclarecer, no entanto, que o *spalling* não é um mecanismo de falha ou colapso estrutural do elemento. O fenômeno pode ser leve ou severo e, conseqüentemente, conduzir ou não a uma rápida perda de seção transversal, a qual poderia desencadear um mecanismo de colapso estrutural, como falhas tradicionais ocasionadas por compressão, flexão ou cisalhamento.

A extensão, a gravidade e a natureza da ocorrência de *spalling* podem ser muito variáveis e imprevisíveis. O fenômeno pode ser insignificante em quantidade e consequência, quando da ocorrência de pequenos sulcos pontuais; no entanto, pode ser grave e comprometer a resistência ao fogo do elemento, devido ao deslocamento de grandes porções de concreto, expondo a armadura e diminuindo a sua capacidade estrutural devido à respectiva redução da seção transversal.

Tendo em vista simplificar e classificar o fenômeno de *spalling*, a *fib* (2007) propôs o agrupamento do mesmo em seis categorias, a saber<sup>5</sup>:

- *spalling* de agregado;
- *spalling* explosivo;
- *spalling* superficial;
- *spalling* por delaminação;
- *spalling* de aresta e
- *spalling* pós-resfriamento.

De todas as categorias o *spalling* explosivo é considerado o mais grave e severo em situação de incêndio. Conforme discutido no *fib* (2007), esse tipo de *spalling* pode resultar em deslocamentos explosivos e subsequentes de camadas de concreto, em geral, atingindo espessuras entre 25 e 100 mm, dependendo de cada caso específico.

Segundo Khoury & Anderberg (2000) e a *fib* (2007), a ocorrência de cada tipo de *spalling* é influenciada por diversos fatores, dos quais se destacam a resistência, a idade, o tipo e o tamanho dos agregados, o teor de umidade e a permeabilidade ao vapor de água do material; a temperatura máxima e a taxa de aquecimento das ações térmicas; a forma e tamanho da seção transversal, a presença de fissuras, a taxa de aço, o arranjo (configuração) das armaduras, a presença de fibras de polipropileno e a intensidade de carregamento do elemento estrutural. A influência desses fatores pode ser observada resumidamente no Quadro 1<sup>6</sup>.

<sup>5</sup> Os termos nas seis categorias propostas pelo *fib* (2007) foram interpretados e traduzidos pelo autor desse artigo.

<sup>6</sup> Alguns termos da tabela original proposta pelo *fib* (2007) foram interpretados e traduzidos pelos autores deste artigo.

Quadro 1. Diferentes categorias de *spalling* e seus respectivos agentes influenciadores (*fib*, 2007).

Classificação do <i>spalling</i>	Tempo de ocorrência (probabilístico)	Natureza	Aspectos sonoros	Gravidade	Influências principais*
Agregado	entre 7 e 30 minutos	fendilhamento/ rachaduras	pequenos estalos (tipo pipocamento)	superficial	H, A, S, D W
Aresta	entre 30 e 90 minutos	não violento	nenhum	pode ser severa	T, A, Ft, R
Superficial	entre 7 e 30 minutos	violento	tipo ocorrência de rachaduras / rangidos	pode ser severa	H, W, P, Ft
Explosivo	entre 7 e 30 minutos	violento	estrandos/ explosões altas	severa	H, A, S, Fs, G, L, O, P, Q, R, S, W, Z
Delaminação	quando o concreto torna-se friável (perde capacidade resistente)	não violento	nenhum	pode ser severa	T, Fs, L, Q, R
Pós-resfriamento	durante e após o resfriamento por absorção de umidade	não violento	nenhum	pode ser severa	T, Fs, L, Q, R, W1, AT

\*Foram preservadas as siglas utilizadas no documento original (*fib*, 2007), de acordo com a legenda a seguir para evitar confusões com siglas já utilizadas no idioma nacional (do Brasil).

**Legenda:**

A= expansão térmica do agregado, D = difusividade térmica do agregado, Fs = tensão de cisalhamento do concreto, Ft = tensão de tração do concreto, G = idade do concreto, H = taxa de aquecimento, L = carga/restricção, O = perfil de aquecimento, AT = tipo de agregado, P = permeabilidade, Q = formato (geometria) da seção transversal, R = armadura, S = tamanho do agregado, T = temperatura máxima, W = teor de umidade, Z = tamanho da seção transversal, W1 = absorção de umidade.

### 2.5.1 *Spalling* no concreto de alta resistência

Quando se trata de concreto de alta resistência submetido a elevadas temperaturas, é dada uma atenção especial ao fenômeno de *spalling* do tipo explosivo. Esse tipo de *spalling* é teoricamente originado pela formação de pressão de vapor de água nos poros no interior de uma massa de concreto durante seu aquecimento.

Segundo Kodur et al. (2005), o concreto de alta resistência é mais suscetível a essa formação de pressão de vapor de água, devido principalmente a sua baixa permeabilidade ao vapor de água, quando comparado ao concreto de resistência normal.

Observa-se, no entanto, que a teoria bastante difundida na literatura internacional é baseada nos estudos precursores de Shorter & Harmanthy (1965) *apud fib* (2007) e internacionalmente conhecida por “*moisture clog model*” ou *modelo de bloqueio da umidade*<sup>7</sup>. De acordo com essa teoria, a pressão de vapor de água extremamente alta no interior da massa de concreto, gerada durante exposição ao fogo, não consegue ser extravasada devido à baixa permeabilidade do concreto de alta resistência.

Segundo Kodur et al. (2005), aos 300°C essa pressão pode alcançar valores iguais ou superiores a 8MPa, sendo altos para serem resistidos pelos concretos de alta resistência que tem uma resistência à tração, em geral, da ordem de 5MPa a 7MPa.

<sup>7</sup> Esse termo foi traduzido e sugerido pelos autores deste artigo com base nos conceitos técnicos apresentados na teoria original de Shorter & Harmanthy (1965) *apud fib* (2007).

Em concordância com a teoria formalizada por Shorter & Harmanthy (1965) *apud fib* (2007), as extensas pesquisas realizadas por Phan (2002) mostraram que a ocorrência do *spalling* explosivo estava realmente relacionada à inabilidade de certos concretos de alta resistência em extravasar a pressão interna, procedente da água livre e da água quimicamente combinada que são vaporizadas com a elevação de temperatura no interior da massa de concreto.

Em seus experimentos, Phan (2002) observou que uma alternativa para minimizar os efeitos de formação de pressão interna no concreto pode ser concebida através da introdução de fibras de polipropileno nas misturas de concreto, onde tal fato foi comprovado em extensa pesquisa envolvendo corpos-de-prova de alta resistência. Foi possível caracterizar o comportamento do concreto de alta resistência quanto aos aspectos de formação de pressão interna, sendo considerado equivalente ao concreto de resistência normal, quando em elevadas temperaturas, simplesmente pelo fato da introdução de fibras de polipropileno.

Esse fato foi constatado através do estudo da pressão no poro (poro-pressão) exercida nesses dois tipos de concreto (normal e de alta resistência), procedente das elevadas temperaturas que podem ser alcançadas em um incêndio, conforme apresentado na Figura 11 (Phan, 2002).

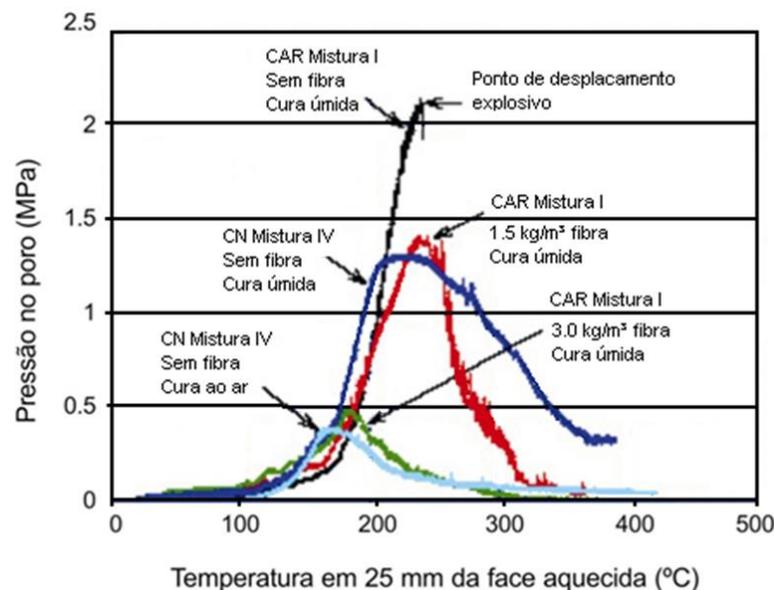


Figura 11. Pressão equivalente dos dois tipos de concreto (CN: normal e CAR: alta resistência), com introdução de fibras de polipropileno no concreto de alta resistência (em elevadas temperaturas) (Phan, 2002).

No entanto, Phan (2002) destacou que existem incoerências significativas quando associadas somente à formação de pressão no poro com o fenômeno de *spalling* explosivo, principalmente pelo fato de existirem outros fatores fundamentais que podem influenciar nos programas experimentais em geral. Somente a introdução de fibras de polipropileno não necessariamente garante a integridade do concreto frente a elevadas temperaturas, podendo haver outros agentes influenciadores, como por exemplo, o próprio tipo e dimensões da amostra (corpos-de-prova ou elementos estruturais).

#### 2.5.1.1 O efeito da presença de armadura (concreto armado)

Os estudos experimentais conduzidos pelo Professor Ph.D. Venkatesh Kodur<sup>8</sup>, quando ainda vinculado ao *NRC-CNRC National Research Council Canada*, repercutiram bastante na área de

<sup>8</sup> Atualmente, o professor Ph.D. Venkatesh Kodur está vinculado ao *Center on Structural Fire Safety and Diagnostics* do *Department of Civil & Environmental Engineering* da *Michigan State University*.

pesquisa e desenvolvimento, principalmente, do concreto de alta resistência em situação de incêndio.

Kodur et al. (2000) ensaiaram pilares, sob carregamento, de concreto normal e de concreto de alta resistência com seção transversal de 305mm x 305mm e altura de 3810mm. Os pilares de concreto normal possuíam 34MPa e os de alta resistência 83MPa, ambos aos 28 dias de idade.

Em extenso programa experimental, Kodur et al. (2000) destacaram algumas diretrizes inovadoras envolvendo elementos estruturais, submetidas a ensaios de resistência ao fogo, as quais contribuíram consideravelmente para um melhor desempenho do concreto de alta resistência em situação de incêndio. As principais diretrizes basearam-se em procedimentos adotados para o confinamento dos pilares, conforme discutido a seguir.

A principal recomendação diz respeito ao arranjo (configuração) das armaduras transversais (estribos) com um travamento (confinamento) em forma de gancho a 135° na aresta do elemento e a respectiva redução no espaçamento dos estribos, a qual corresponde a aproximadamente 0,75 vezes do requerido usualmente no concreto normal. As modificações propostas por Kodur et al. (2000) e também resumidas em Kodur et al. (2005) podem ser observadas na Figura 12.

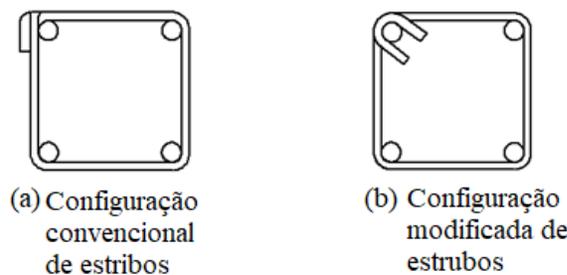


Figura 12. Configuração da armadura da seção transversal convencional (estribos) de um pilar de concreto de alta resistência (a) e configuração modificada para melhor (b) (Kodur et al., 2005).

O resultado positivo da proposta de Kodur et al. (2005) é evidente quando observados os dois elementos de concreto de alta resistência da Figura 13, após os respectivos experimentos de verificação de resistência ao fogo, realizados sob as mesmas condições de ensaio e de materiais. É importante frisar também que nessas amostras não houve adição de fibras de polipropileno na mistura de concreto, apenas a modificação no arranjo (configuração) das armaduras (indicada na Figura 12).

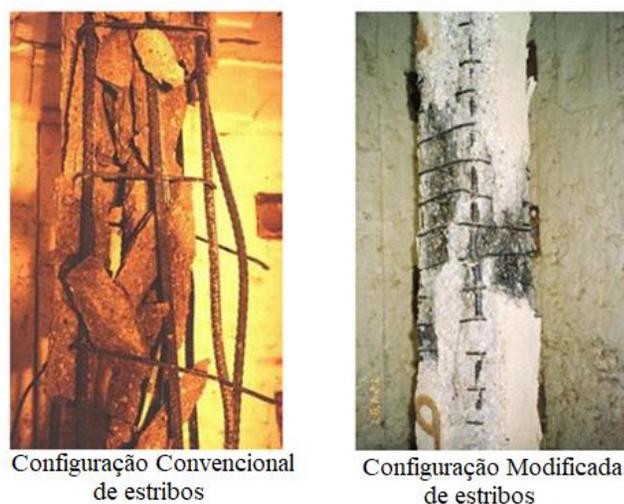


Figura 13. Resultados obtidos após o ensaio em elevadas temperaturas, sendo (a) configuração convencional da armadura de pilares de alta resistência e (b) a configuração modificada para melhor (Kodur et al., 2005).

Em suma, segundo Kodur et al. (2005), o concreto de alta resistência pode, realmente, ser mais suscetível ao fenômeno de *spalling* quando comparado ao concreto de resistência normal, sendo esse fato mais recorrente para resistências acima do patamar de 70 MPa. No entanto, esse fenômeno pode ser substancialmente minimizado quando algumas diretrizes são adotadas. Conforme observado por Kodur et al. (2000), o teor de umidade do concreto, o tipo de agregado e o tamanho da seção transversal do elemento também são relevantes, além da proposta anterior de modificação na armadura transversal. Destacam ainda que, na prática, quanto maior o teor de umidade da mistura de concreto, mais intenso e severo o fenômeno de *spalling*.

### 2.5.1.2 O efeito da idade

Morita et al. (2002) realizaram extensa pesquisa para avaliar dois parâmetros: (a) a influência da relação água/cimento na intensidade de *spalling* e (b) a influência de diferentes configurações de armadura dos elementos de concreto de alta resistência armados para minimização do efeito de *spalling*, com e sem adição de fibras de polipropileno na dosagem.

Para avaliar a influência da relação água/cimento na intensidade de *spalling*, foram experimentados vários tipos de elementos de concreto (com diferentes relações a/c), sempre com duas idades distintas: com dois meses e com um ano; sem variação das dimensões do elemento estrutural (70cm x 70cm x 140cm) e da espessura de cobrimento da armadura (5cm). A simulação de incêndio foi realizada de acordo com as prescrições da curva padrão ISO 834 em um período predeterminado de 180 minutos (3h).

Na Figura 14 é possível observar a considerável diferença em função da idade do elemento de concreto para valores de relação água/cimento equivalentes (exemplo para: a/c = 0,375 e a/c = 0,449).

O experimento conduzido por Morita et al. (2002) parece contribuir para evidenciar o quanto podem ser limitadas as pesquisas realizadas para avaliação do grau de *spalling* em elementos de concreto em idades prematuras, pois a ocorrência desse tipo de fenômeno depende significativamente do fator tempo (idade da amostra).

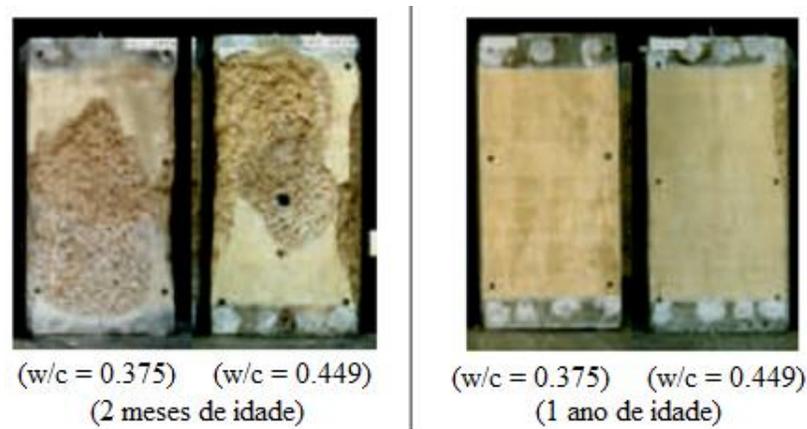


Figura 14. Pilares de concreto armado após o experimento de simulação de incêndio (180min): efeito da relação água/cimento e da idade, na ocorrência do fenômeno de *spalling*, seção transversal quadrada de lado 70cm (Morita et al., 2002).

Recentemente no Brasil (Britez, 2011), foi realizado um experimento envolvendo um pilar de grandes proporções, protótipo dos pilares de concreto armado colorido de alta resistência do edifício *e-Tower* – recorde mundial em resistência na época (Helene & Hartmann, 2003) –, com idade avançada de oito anos.

Na oportunidade, os resultados demonstraram que o concreto de alta resistência se comportou de forma íntegra (Figura 15) frente ao fogo, com 95% de sua área de seção transversal mantida após

o ensaio de simulação de incêndio (somente 5% reduzida efetivamente por efeito de *spalling*). Além disso, constatou-se nesse experimento que a utilização de pigmento a base de óxido de ferro (concreto colorido) atuou também como um excelente indicador colorimétrico (termômetro natural), auxiliando na avaliação da estrutura pós-incêndio.

O pilar experimentado ( $f_{ck}$  de 140 MPa) possuía seção transversal de 70cm x 70cm, 2 m de altura, espessura de cobrimento médio de 25mm; e foi ensaiado com três faces expostas a o fogo por um período de 180min (3h), sem carregamento, com simulação de incêndio caracterizada pela curva-padrão de aquecimento ISO 834 no Laboratório de Segurança ao Fogo do IPT, em São Paulo.

Além da idade avançada, Britez (2011) apontou que outros fatores podem ter contribuído positivamente para o bom desempenho do pilar, como o tipo de agregado graúdo empregado na dosagem original (basalto), bem como o tamanho da seção transversal e a configuração das armaduras da amostra.

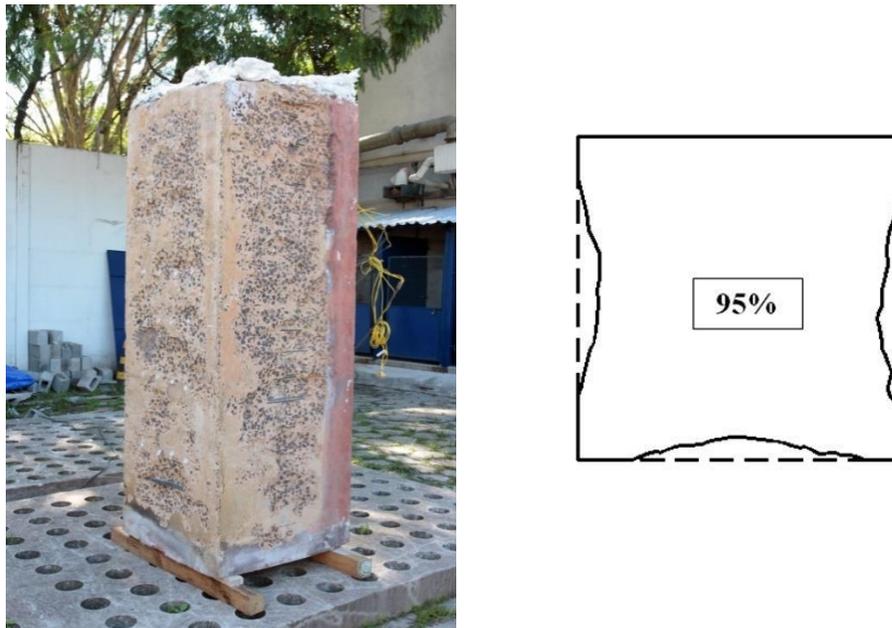


Figura 15. Integridade do pilar e detalhe da seção transversal preservada após 180min (3h) de ensaio (mostrando a pequena redução de seção transversal sofrida somente por efeito de *spalling*) (Britez, 2011).

### 2.5.1.3 O efeito da intensidade de carregamento

Apesar de importantes e normalizados, certamente, os ensaios realizados em **corpos-de-prova** (cúbicos ou cilíndricos) e até em **elementos estruturais** (pilares, vigas e lajes) de grandes proporções, com incrementos de carregamento e restrições, ainda não são suficientes para uma simulação real do comportamento do concreto quando inserido em um **sistema estrutural**, onde outros efeitos ocorrem durante um incêndio, como, por exemplo, as dilatações/alongamentos dos vínculos, as deformações e os deslocamentos generalizados de todos os elementos de concreto expostos ao fogo.

Por questões óbvias associadas aos custos envolvidos e à complexidade da realização desses tipos de experimentos, não é uma prática comum simular programas experimentais térmicos em uma edificação protótipo para avaliação de elementos estruturais. No entanto, um ensaio dessa natureza, na época bastante divulgado no meio técnico, foi realizado em setembro de 2001 no *Cardington Large Building Test Facility (LBTF)*<sup>9</sup>.

<sup>9</sup> O *Cardington Large Building Test Facility (LBTF)* estava localizado no interior do *BRE's (Building Research Establishment) Cardington Laboratory* em *Cardington, Bedford*, aproximadamente 70 km ao norte de Londres, na

A edificação protótipo do projeto *Cardington* possuía sete pavimentos, uma altura total de 25,2m e ocupava uma área de 675m<sup>2</sup> distribuída em compartimentos quadrados de 7,5m x 7,5m, o que em planta formava um retângulo com quatro compartimentos em uma direção e três noutra. Uma perspectiva da edificação protótipo do projeto *Cardington* pode ser observada na Figura 16.



Figura 16. Perspectiva da estrutura protótipo em concreto armado concebida para o experimento de simulação de incêndio em *Cardington* (Chana & Price, 2003).

A edificação protótipo não possuía vigas e se caracterizava por um sistema de construção formado por pilares e por lajes planas e maciças, que possuíam espessura de 25cm, os pilares internos seção transversal quadrada de 40cm x 40cm e os de extremidade 40cm x 25cm. Os pilares possuíam espessura de cobrimento de 40mm e foram concebidos com uso de concreto de alta resistência ( $f_{ck} = 103\text{MPa}$ , aos 28 dias de idade), contendo agregados tipo calcário, adição de sílica e, ainda, adição de 2kg de fibra de polipropileno por metro cúbico de concreto.

Conforme descrito por Chana & Price (2003), a simulação de incêndio ocorreu em uma região ocupada por quatro compartimentos em uma área total de 225m<sup>2</sup> com altura de 4,25m (pé direito) no pavimento térreo da edificação. Intencionalmente, um pilar interno foi exposto nas quatro faces e alguns de extremidade parcialmente, conforme observado na planta da Figura 17. O experimento envolveu, também, aberturas de ventilação projetadas nas paredes externas dos compartimentos a serem incendiados, bem como a simulação de carregamento. As lajes foram uniformemente carregadas com sacos de areia para uma sobrecarga útil de 3,25kN/m<sup>2</sup> (325kgf/m<sup>2</sup>) e na região dos pilares foram posicionados sacos adicionais para simular um esforço axial de 925kN (92,5tf).

---

Inglaterra. O laboratório era uma área formada por um extenso hangar, o qual permite a realização de ensaios em uma altura útil de até 50m, em um ambiente protegido do vento (CHANA & PRICE, 2003).

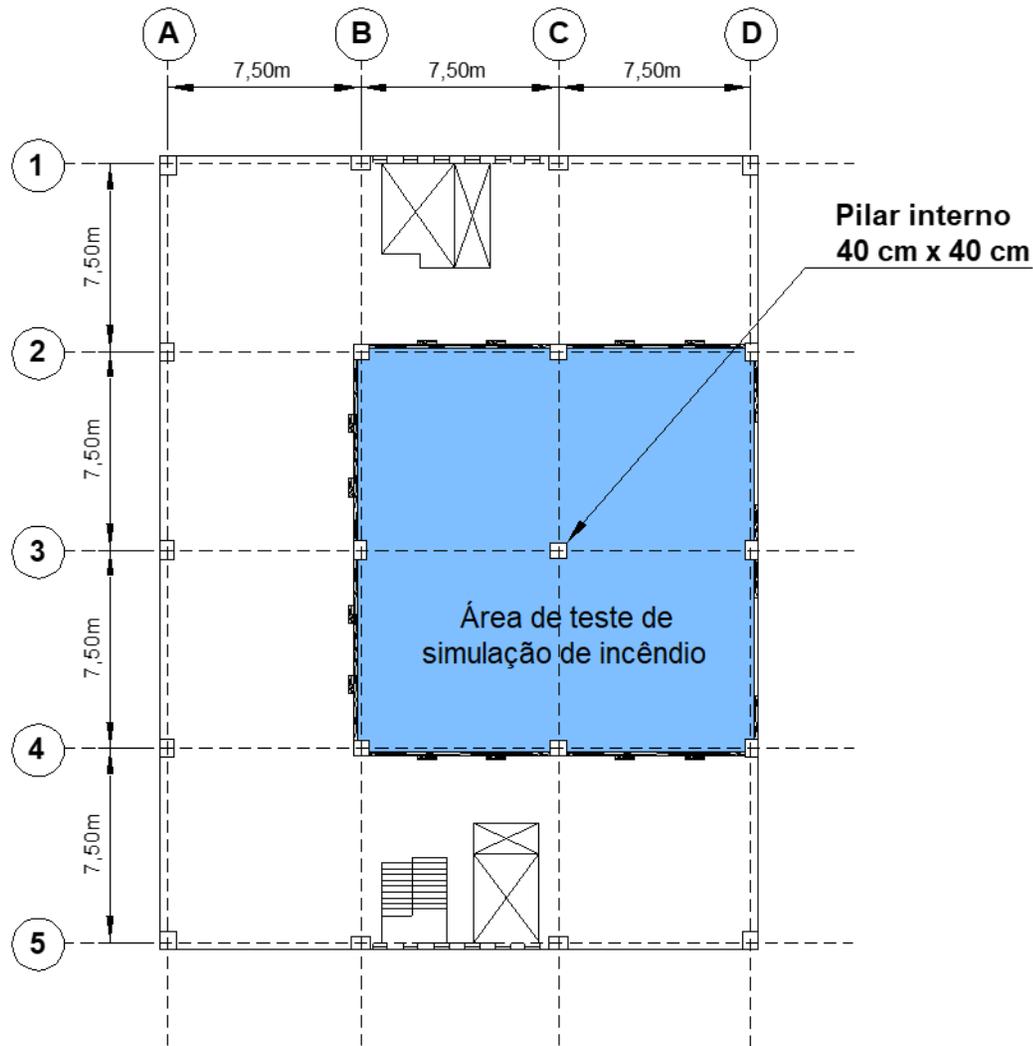


Figura 17. Planta da estrutura protótipo em concreto armado indicando a área submetida à simulação de incêndio (Chana & Price, 2003).

O incêndio foi simulado pela queima de material inflamável composto por estrados de madeira, posicionados nos compartimentos para produzir uma carga térmica de  $40\text{kg/m}^2$  ( $720\text{MJ/m}^2$ ), compatível com uma carga de incêndio típica de escritórios comerciais, por exemplo.

Durante a simulação de incêndio, nos primeiros 10 minutos do experimento, houve a ocorrência de *spalling* de pequena intensidade, praticamente superficial caracterizado por um som discreto de “pipocamento”. No entanto, após este período e durante mais 15 minutos a intensidade foi bem maior, indicando um provável *spalling* do tipo explosivo, que posteriormente foi constatado principalmente nas superfícies das lajes (tetos) dos compartimentos em chamas, ( $f_{ck} = 74\text{ MPa}$ ). Após 25 minutos, as ocorrências de *spalling* reduziram-se significativamente. A extensão e a severidade da ocorrência do fenômeno de *spalling*, após o experimento, podem ser observadas na Figura 18.



Figura 18. Detalhe da extensão e da severidade da ocorrência de *spalling* nas lajes ( $f_{ck} = 74$  MPa) após a simulação de incêndio. No destaque, observar as condições de integridade do pilar de concreto de alta resistência ( $f_{ck} = 103$  MPa) (Chana & Price, 2003).

Quanto ao aspecto de integridade do concreto de alta resistência, Chana & Price (2003) observaram que os pilares ( $f_{ck} = 103$ MPa na oportunidade do ensaio) se comportaram satisfatoriamente, com ocorrência de *spalling* de pequena intensidade, mas desprezíveis do ponto de vista da segurança e estabilidade estrutural, mesmo considerando os efeitos do carregamento, vínculos, entre outros atributos normais de uma estrutura de concreto em estado de serviço. Complementaram ainda que, nesse caso específico, pode ter havido também a contribuição positiva da adição de fibras de polipropileno na dosagem do concreto (nos pilares).

Os pesquisadores também concluíram que a integridade estrutural das lajes ( $f_{ck} = 74$ MPa) foi mantida, apesar do *spalling* generalizado e das flechas de até 7,8cm, que não comprometeram a segurança, pois conforme observado, nenhuma laje colapsou e todas continuaram suportando as cargas distribuídas de 325kgf/m<sup>2</sup>. Nesse contexto, ressalta-se que no caso das lajes maciças não foram introduzidas fibras de polipropileno na dosagem do concreto.

### 3. CONCLUSÕES

1. Considera-se que o texto, em geral, contribui potencialmente para desmistificar algumas crenças e dúvidas quanto ao fenômeno de ocorrência de *spalling*, uma das principais manifestações do material em elevadas temperaturas.
2. Dentro do enfoque de incêndios caracterizados por materiais a base celulose, mesmo de grande intensidade, em geral, pode-se concluir que uma estrutura de concreto armado comporta-se melhor que o observado em corpos de prova de pequenas dimensões, assim como elementos estruturais de dimensões maiores comportam-se melhor que elementos estruturais de pequenas dimensões, assim como elementos estruturais em ambiente seco e com idades avançadas são mais resistentes que os recém construídos e úmidos.
3. Apesar do cenário de uma estrutura de concreto incendiada ser muito desolador e causar fortes impressões negativas, à luz da engenharia, o problema pode ser mais estético do que estrutural. No entanto, evidentemente, a estrutura deve ser inspecionada e periciada por um profissional especialista qualificado, embasada por recursos técnicos e experimentais para caracterização apropriada das propriedades residuais da estrutura de concreto armado.
4. É difícil imaginar, em princípio, a decisão de demolição (pode ocorrer mais por comoção social ou por ausência de seguro do patrimônio) de uma estrutura de concreto armado que foi

submetida a elevadas temperaturas procedente de um cenário de incêndio. São muito mais comuns e recorrentes intervenções corretivas de reabilitação por reparos e reabilitações estruturais, desde que haja respaldo de uma perícia técnica detalhada, consentimento dos órgãos públicos correlatos e interesse do proprietário da edificação.

#### 4. REFERÊNCIAS

- Abrams, M. S. (1971), “*Compressive strength of concrete at temperatures to 1600F*”. American Concrete Institute, Special Publication, V 25, p.33-58.
- American Concrete Institute (2008), *ACI 318-08: building code requirements for reinforced concrete*. Farmington Hills: ACI.
- American Concrete Institute (1989), *ACI 216R-89: guide for determining the fire endurance of concrete elements*. Farmington Hills: ACI.
- American Society for Testing and Materials (2007), *E 119-07: standard test methods for fire of building construction and materials*. West Conshohocken: ASTM.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1997), *NBR 13860: glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio*. Rio de Janeiro: ABNT.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001), *NBR 14432: exigência de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001), *NBR 5628: componentes construtivos estruturais: determinação da resistência ao fogo*. Rio de Janeiro: ABNT.
- Britez, C. A. (2011), “*Avaliação de pilares de concreto armado colorido de alta resistência, submetidos a elevadas temperaturas*”. Tese (Doutorado em Engenharia), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo: USP, 252 f.
- Cabrita Neves, I.; Rodrigues, J. P. C.; Loureiro, A. P. (1996), “*Mechanical properties of reinforcing and prestressing steels after heating*”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 8 (4), p.189-194, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1996\)8:4\(189\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1996)8:4(189))
- Chana, P.; Price, B. (2003), “*The Cardington fire test*”. *Concrete*, 37 (1), p. 28-33, Jan.
- Costa, C. N. (2008), “*Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio*”. Tese (Doutorado em Engenharia), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo: USP, 405 f.
- Costa, C. N.; Silva, V. P. (2003), “*Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio: métodos tabulares apresentados em normas internacionais*”. In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 5, 2003, São Paulo.
- Costa, C. N.; Silva, V. P. (2006), “*Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio*”. In: Seminário Internacional NUTAU: Tecnologia de Durabilidade, São Paulo: NUTAU-USP.
- Costa, C. N.; Silva, V. P. (2004), “*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: NUTAU-USP. Disponível em: [www.lmc.ep.usp.br/people/valdir/fire\\_safety/Nutau2004\\_concreto.pdf](http://www.lmc.ep.usp.br/people/valdir/fire_safety/Nutau2004_concreto.pdf). Acesso em: nov. 2007.
- Costa, C. N.; Figueiredo, A. D.; Silva, V. P. (2002), “*Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas*”. In: Seminário Internacional NUTAU 2002. Sustentabilidade, Arquitetura e Desenho Urbano. São Paulo: NUTAU/FUPAM/FAUUSP.
- European Committee for Standardization (2003), *Eurocode 2: design of concrete structures: part 1-2: general rules: structural fire design*. prEN 1992-1-2. Brussels, Belgium, 106 p.
- Farny, J. A.; Panarese, W. C. (1994). “*High-strength concrete*”. Skokie, Ill.: Portland Cement Association, 53 p.
- (fib) Fédération Internationale Du Béton (2007), “*Fire design of concrete structures – materials, structures and modeling – State-of-art report*”. Lausanne, fib. 97 p. (Bulletin d’information, 38).
- Helene, P.; Hartmann, C. T. (2003), “*HPCC in Brazilian office tower*”. *Concrete International*, v. 25, n. 12, p. 64-68, Dec. 2003.

- Holmes, M.; et al. (1982), “*The effects of elevated temperatures on the strength properties of reinforcing and prestressing steels*”. *Structural Engineer*, v. 60B, p. 7-13.
- Jacobs, J. -P. (2007), “*Comprehensive fire protection and safety with concrete*”. Brussels: European Concrete Platform. 30p. Disponível em: [http://www.britishprecast.org/publications/documents/06-Fire\\_brochure-3004071.pdf](http://www.britishprecast.org/publications/documents/06-Fire_brochure-3004071.pdf). Acesso em: 22 Jun. 2011.
- Kalifa, P.; Menneveau, F.-D.; Quenard, D. (2000), “*Spalling and Pore Pressure in HPC at High Temperatures*”. *Cement and Concrete Research*, 30 (12), [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00384-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00384-7)
- Khoury, G. A.; Anderberg, Y. (2000), “*Concrete spalling review*”. [S.l.]: FSD, 2000. 60 p. Report submitted to the Swedish National Road Administration.
- Kodur, V. K. R.; et al. (2000), “*Experimental studies on the fire endurance of high-strength concrete columns*”. Canada: IRC/NRC, 146p. (NCR-CNRC Internal Report 819).
- Kodur, V. K. R.; et al. (2005), “*Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns*”. Ottawa, Ontário, Canadá: IRC/NRC. (Report NRCC-47729). Disponível em: <<http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/fulltext/nrcc47729/>>. Acesso em: nov. 2007.
- Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007 (2005), “*Handbook 5: design of buildings for the fire situation*”. Luxembourg: European Commission. Implementation of Eurocodes.
- Morita, T.; et al. (2002), “*An estimation method for fire resistance of reinforced concrete elements considering spalling*”. *Proceedings of the 1st Fib Congress*. p. 119-128.
- Neville, A. M. (1981), “*Properties of concrete*”. 3<sup>rd</sup> ed. London; Marshfield, Mass.: Pitman. 779 p.
- Ongah, R.; Mendis, P. A.; Sanjayan, J. G. (2002), “*Fire performance of high strength reinforced concrete walls*”. In: *Proceedings of the Australasian Conference On The Mechanics Of Structures And Materials*, 17, Gold Coast, Austrália. Lisse: Balkema, p. 199-204. Disponível em: [http://www.civenv.unimelb.edu.au/aptes/publications/Fire-HSC\\_walls.pdf](http://www.civenv.unimelb.edu.au/aptes/publications/Fire-HSC_walls.pdf). Acesso em: nov. 2007.
- Phan, L. T. (2002), “*High-strength concrete at high temperature: an overview*”. In: *Building and fire research laboratory*. Gaithersburg: National Institute of Standard and Technology, Disponível em: <http://www.fire.nist.gov/bfrlpubs/build02/PDF/b02171.pdf>. Acesso em: nov. 2007.
- Phan, L. T. (1996), “*Fire performance of high-strength concrete: a report of the state-of-the-art*”. In: *Building and fire research laboratory*. Gaithersburg: National Institute of Standard and Technology, NISTIR 5934. Disponível: <http://www.fire.nist.gov/bfrlpubs/build96/art075.html>. Acesso em: nov. 2007.
- Purkiss, J. A. (1996), “*Fire safety engineering design of structures*”. Oxford: Butterworth-Heinemann, 369 p.
- Seito, A I.; et al. (2008), “*A segurança contra incêndio no Brasil*”. São Paulo: Projeto. 496 p.
- Taylor, H. F. W. (1990), “*Cement chemistry*”. London: Academic Press, 475 p.
- The Concrete Centre (2004), “*Concrete and fire: using concrete to achieve safe, efficient buildings and structures*”. Camberley, Surrey, England. Disponível em: <http://www.mace.manchester.ac.uk/project/research/structures/strucfire/DataBase/References/Concrete%20&%20Fire%203557%20lo%20res.pdf>. Acesso em: nov. 2007.

## Análise numérico-experimental de paredes de alvenaria de bloco cerâmico com diferentes espessuras em altas temperaturas

F. Bolina<sup>1</sup> , B. Tutikian<sup>1\*</sup> , J. Gonçalves<sup>1</sup> , T. Souza<sup>1</sup> , G. Manica<sup>1</sup> 

\*Autor de Contato: [btutikian@terra.com.br](mailto:btutikian@terra.com.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.415>

Recepção: 01/05/2019 | Aceitação: 11/11/2019 | Publicação: 30/12/2019

### RESUMO

O estudo discute sobre a resistência ao fogo de sistemas de vedação vertical compostos por blocos cerâmicos com furos verticais em altas temperaturas. O sistema construtivo de vedação em alvenaria é amplamente utilizado no mercado da construção civil no Brasil por tratar-se de um sistema de baixo custo e alta produtividade em comparação aos elementos convencionais. Os resultados foram obtidos com modelos computacionais de elementos finitos, através do software Ansys Mechanical, calibrados por ensaio experimental em escala real, determinando-se o tempo de resistência ao fogo (TRF) para diferentes geometrias de blocos. As análises computacionais levaram a resultados que apontam um limite para eficiência do aumento de espessura de uma parede para se atingir TRF elevados em relação ao isolamento térmico.

**Palavras-chave:** tempo de resistência ao fogo; incêndio; compartimentação.

**Citar como:** Bolina, F., Tutikian, B., Gonçalves, J., Souza, T., Manica, G. (2020), "Análise numérico-experimental de paredes de alvenaria de bloco cerâmico com diferentes espessuras em altas temperaturas", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 22 – 35, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.417>

<sup>1</sup> Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, Brasil.

### Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Website: [www.alconpat.org](http://www.alconpat.org)

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo, No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2020.

## Numerical-experimental analysis of ceramic block masonry walls of different thickness at high temperatures

### ABSTRACT

The study discusses the fire resistance of vertical sealing systems composed of ceramic bricks with vertical holes at high temperatures. The masonry sealing construction system is widely used in the Brazilian construction market because it is a low cost and high productivity system compared to conventional elements. The results were obtained with finite element computational models, using the Ansys Mechanical software, calibrated by a real scale experimental test, determining the fire resistance time (FRT) for different block geometries. The computational analysis led to results that point to a limit in efficiency of the wall thickness increase in order to reach a high FRT in relation to the thermal insulation.

**Keywords:** fire resistance time; fire; compartmentation.

## Análisis numérico-experimental de paredes de mampostería con bloques de cerámica de diferentes espesores en altas temperaturas

### RESUMEN

Este estudio discute la resistencia al fuego de sistemas de sellado vertical compuestos por bloques cerámicos con agujeros verticales en altas temperaturas. La albañilería es ampliamente utilizada en el mercado de la construcción civil por tratarse de un sistema de bajo costo y alta productividad en comparación con los elementos convencionales. Los resultados fueron obtenidos con modelos computacionales de elementos finitos a través del software Ansys Mechanical, calibrados por ensayo experimental de resistencia al fuego a escala real, determinándose el tiempo de resistencia al fuego (TRF) para diferentes geometrías de bloques. Los análisis computacionales llevaron a resultados que apuntan un límite para la eficiencia del aumento de espesor de una pared para alcanzar altos TRF en relación con el aislamiento térmico.

**Palabras clave:** albañilería estructural; incendio; compartimentación.

## 1. INTRODUÇÃO

Em 1974, o incêndio do edifício Joelma, localizado em São Paulo, Brasil, ressaltou o risco de incêndios pela ausência de compartimentação horizontal e vertical. A compartimentação de áreas é um recurso da segurança contra incêndio e tem como principal objetivo conter a ação do fogo, de forma a restringir área e, com isso, o desenvolvimento das chamas, além de proteger os ocupantes presentes da ação do fogo por um período determinado. As paredes de alvenaria e divisórias podem promover a compartimentação entre cômodos, mitigando a propagação de fogo e fumaça entre os ambientes. (MARCATTI *et al.*, 2008).

Com a crescente necessidade de construir com qualidade e segurança, sobretudo pela entrada em vigor da Norma Brasileira de Desempenho das Edificações Habitacionais, a NBR 15575 (ABNT, 2013), a necessidade de verificação do desempenho dos sistemas construtivos em termos de (a) sustentabilidade, (b) habitabilidade e (c) segurança ganhou força. Segundo a NBR 15575 (ABNT, 2013), entre os sistemas que devem atender a estes requisitos, o de vedação vertical deve seguir imposições mínimas ao incêndio. Ademais, requisitos de compartimentação são exigidos por regulamentações estaduais dos Corpos de Bombeiros no Brasil, o que reforça esta necessidade e exige dos projetistas atendimento aos requisitos praticados.

É comum associar resistência ao fogo de elementos de alvenaria com a sua espessura, porém outros fatores devem ser levados em consideração, como a quantidade de camadas de ar contidas nos

blocos. Há uma complexa distribuição de temperatura na seção destes elementos que deve ser melhor investigada, haja visto os diferentes mecanismos de condução de calor nos mesmos. A alvenaria também varia conforme a região de fabricação, alterando-se os materiais constituintes disponíveis e processo de fabricação local. (ZSEMBERY, 2013; GIL et al., 2017).

Para o projeto de alvenarias estruturais em situação de incêndio, o Eurocode 6 (EN 1996-1-2, 2005) permite dois tipos de métodos de dimensionamento. Um deles utiliza dados tabelados, que fornecem a dimensão da espessura mínima requerida da parede para se obter o tempo de resistência ao fogo, entretanto é necessário indicar previamente o tipo de bloco, carregamento, compartimentação e revestimento. O segundo método, através de cálculo que considera o módulo de falha do material em exposição a altas temperaturas, define as especificações do elemento conforme a temperatura, taxa de esbeltez e deformações devido à expansão térmica restringida. (RIGÃO, 2012).

Considerando que a NBR 15220 (ABNT, 2003) utiliza a simplificação de condução térmica aparente e apresenta um coeficiente para a condução térmica do ar confinado muito menor que a do ar com ventilação, se deduz que o motivo desta redução seja devido ao transporte por convecção e irradiação térmica que ocorre entre as faces que geram este confinamento. Também é possível assumir que a explicação para a diferença de valores de condução térmica aparente nos ensaios de Bai (2017) está relacionada com o fato de suas amostras com alvéolos menores possuírem uma quantidade de alvéolos maior, resultando em mais fenômenos de convecção e irradiação térmica ocorrendo dentro da amostra.

Os ensaios laboratoriais são realizados para compreender o desempenho de sistemas de vedação vertical em situação de incêndio e, conseqüentemente, viabilizar o uso. No Brasil, a norma que rege os ensaios sobre resistência ao fogo destes sistemas é a NBR 5628 (ABNT, 2001) para paredes com função estrutural e a NBR 10636 (ABNT, 1989) para paredes sem função estrutural. Segundo as normas, os ensaios devem ser feitos em escala real, tornando o processo oneroso que, somado ao limitado número de fornos verticais na América Latina, torna o acervo técnico nessa área limitado. (RIGÃO, 2012; PACHECO et al., 2018).

Logo, o desenvolvimento de modelos teóricos e de simulações computacionais se faz necessário para avaliar o comportamento das alvenarias em uma situação de incêndio. Nestas análises, a transmissão de calor e o comportamento mecânico são fatores que ocorrem em três dimensões. Entretanto, a maioria dos modelos existentes se baseia em abordagens bidimensionais, baseados em uma escala macroscópica, impedindo uma análise correta da transmissão de calor convectiva e radiativa dentro dos blocos cerâmicos. (NGUYEN et al., 2009).

Para tornar as análises computacionais mais representativas, os modelos computacionais devem ser calibrados com dados obtidos através de testes experimentais. Os resultados disponíveis sobre ensaios de sistemas de vedação vertical abordam os itens de estanqueidade (E), isolamento térmico (I) e resistência mecânica (R), o que dificulta a execução de um modelo computacional avançado, que requer uma série de outras informações relevantes. (NGUYEN; MEFTAH, 2012; EHRENBRING et al., 2019).

Portanto, este trabalho avaliou a influência da geometria dos blocos cerâmicos com furos verticais na resistência ao fogo de sistemas de vedação vertical em situação de incêndio, utilizando modelos assistidos por computador, calibrando-os através de resultados de ensaios experimentais de resistência ao fogo de paredes em escala real, elaborados conforme a NBR 5628 (ABNT, 2001). O estudo foi dividido em cinco etapas: (1) introdução; (2) programa experimental; (3) análise numérica; (4) resultados e discussão; e (5) conclusão.

## 2. PROGRAMA EXPERIEMENTAL

### 2.1 Construção do protótipo de parede

A parede utilizada como objeto de calibração foi chamada de P1. Este sistema possui dimensões de 3,15x2,80m e foi construída em um pórtico metálico em laboratório, conforme Figura 1.

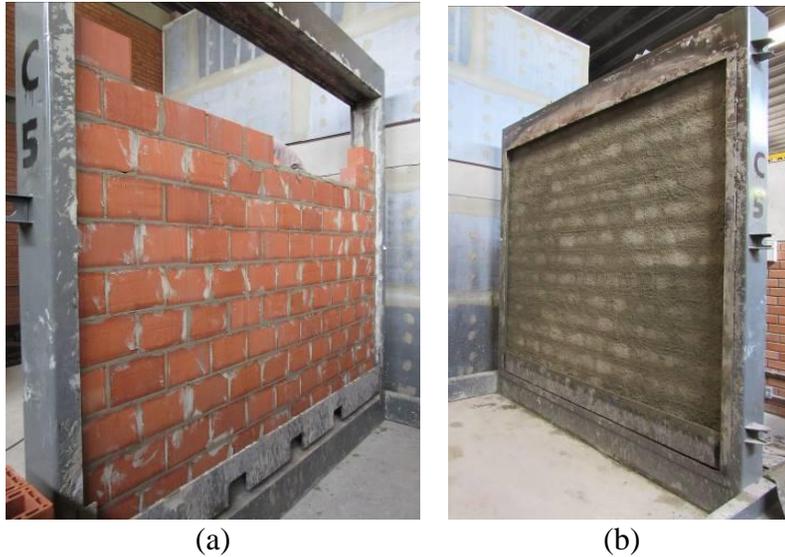


Figura 1. Sequência construtiva da parede P1.

Para a execução da parede do ensaio experimental foram aplicados blocos cerâmicos de  $f_{bk}$  de 8 MPa, com furos verticais, de 14 x 19 x 29 cm e com junta de argamassa de assentamento com cimento, areia e cal, com 4 MPa de resistência média à compressão, além de aditivos aerador, estabilizador de hidratação e retentor de água.

### 2.2 Instrumentação

Para avaliar a temperatura da parede ao longo do ensaio, foram utilizados 5 termopares na parte exposta ao fogo e cinco termopares na parte não exposta ao fogo, fixados nesta superfície, conforme Figura 2. Também foram adicionados cinco termopares ao longo do corte do bloco, como se mostra na Figura 3.

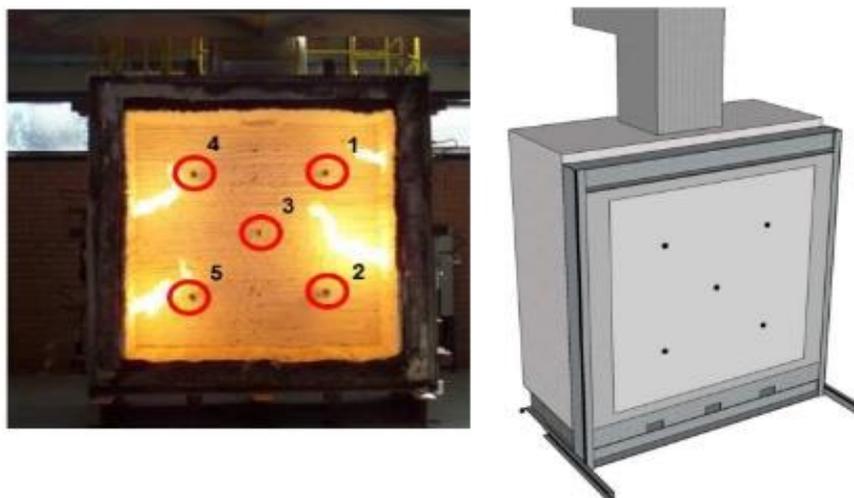


Figura 2. Termopares externos.

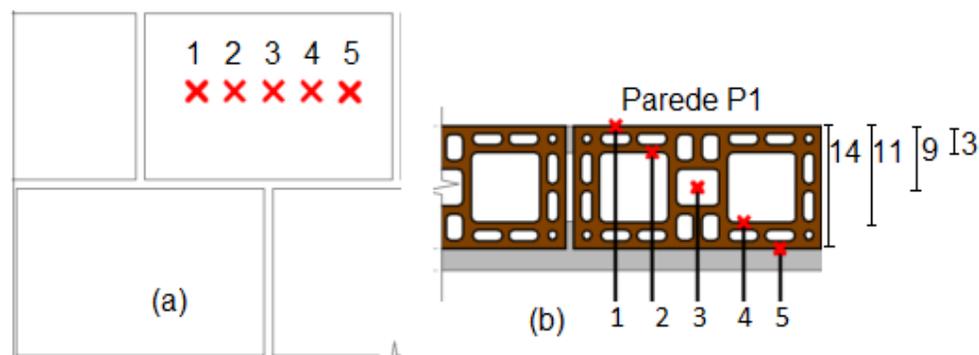


Figura 3. Localização dos termopares internos nos blocos em (a) corte e (b) planta.

### 2.3 Forno vertical de ensaio

O ensaio foi realizado no Laboratório de Segurança ao Incêndio da Unisinos. A parede foi ensaiada após 56 dias de cura, em um forno vertical. O forno possui quatro queimadores dispostos conforme a Figura 4, controlados por dois termopares que permite a aferição da evolução da temperatura pela ISO 834 (2014). A Figura 4 também mostra a sequência de montagem e instalação da parede no forno de ensaio. O forno conta com uma chaminé que regula a vazão dos gases gerados pelo aquecimento e a pressão interna ao longo do ensaio, isolamento térmico composto por manta fibrocerâmica e quatro queimadores a gás, controlado digitalmente por uma central de comando digital.

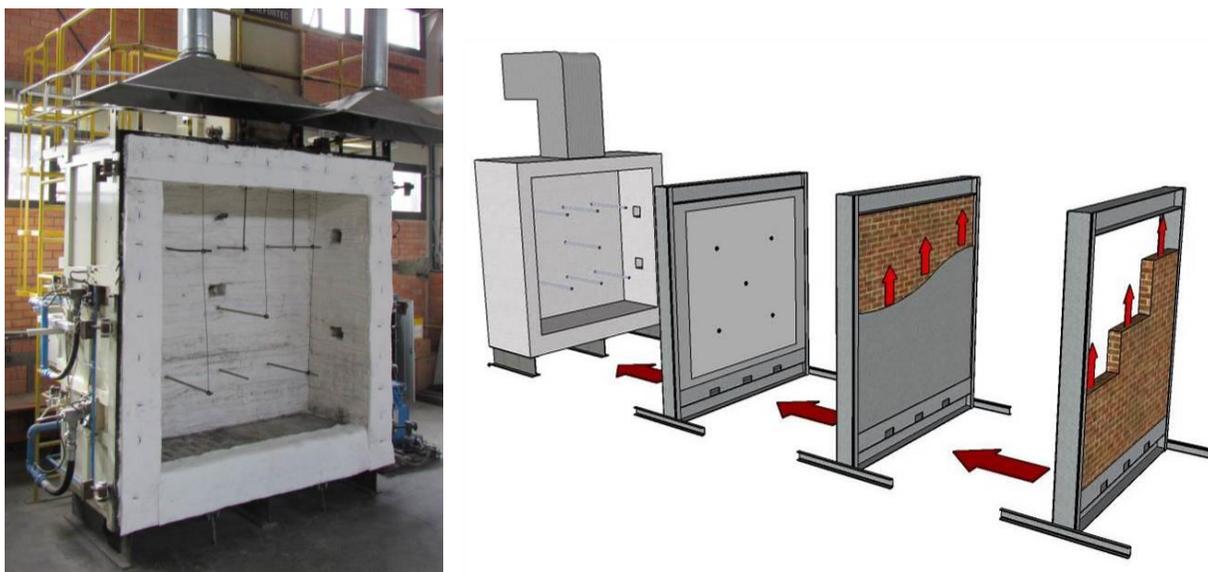


Figura 4. Detalhe do acoplamento do sistema junto ao forno vertical.

## 3. ANÁLISE NUMÉRICA

### 3.1 Premissas da Análise

Para a elaboração do modelo computacional, foi utilizado o programa *Ansys Mechanical Transient Thermal*. Neste programa, foi gerada uma malha de elementos, conforme a Figura 5. Cada divisão contida na seção dos blocos representa um elemento finito a ser calculado, de modo que o programa execute uma série de cálculos menores e os agrupe para apresentar o resultado final.

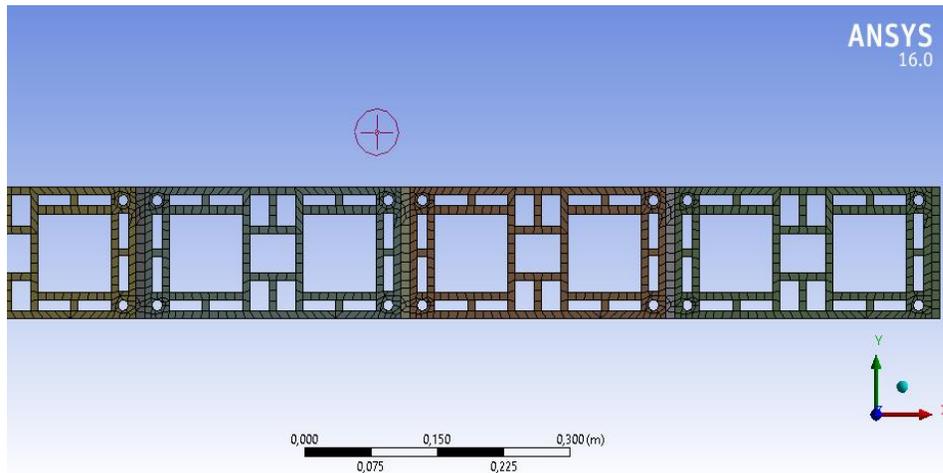


Figura 5. Malha computacionalmente hipotética para as análises computacionais.

Os elementos finitos gerados pelo programa para as análises foram do tipo QUAD\_4, que geram quatro nós e representam formas próximas de quadrados. Os tamanhos mínimos e máximos de cada elemento foram determinados manualmente, sendo o menor elemento possível com 1 mm de lado e o maior elemento possível com 50 mm de lado. A argamassa foi admitida como elemento inerte, com iteração completa com o bloco. A condutividade térmica do bloco foi dada em função das temperaturas extraídas do modelo experimental. Esta simulação foi feita em 2 dimensões, com o único objetivo de levar em consideração as isotermas dos blocos em análise.

Com posse da malha de cálculo, foi inserida a curva de temperatura a qual a parede deveria ser exposta, obedecendo a curva da ISO 834 (ISO, 2014). A temperatura inicial definida para a análise computacional foi a mesma utilizada no ensaio experimental, de 20°C.

### 3.2 Parâmetros obtidos na calibração experimental

Para a execução da análise experimental se fez necessária a utilização de parâmetros referentes às propriedades térmicas dos materiais envolvidos, ou seja, densidade, calor específico e coeficiente de condutibilidade térmica. Os parâmetros definidos para calibração estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros definidos na calibração.

Parâmetro	Valor		
	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Condutibilidade térmica (W.C/m)	Calor específico (J.C/kg)
Ar	1,125	0,025	1005
Argamassa	1709	0,9	1550
Bloco	1200	2,5	880

Para a definição dos valores de convecção, tendo em vista sua variação com o aumento da temperatura, o bloco foi dividido em duas regiões, conforme Figura 6, e para cada uma delas foi atribuído um valor de coeficiente de condutibilidade térmica de acordo com a evolução do tempo de ensaio, quando as temperaturas se elevavam. Os coeficientes utilizados estão expostos na Tabela 2.

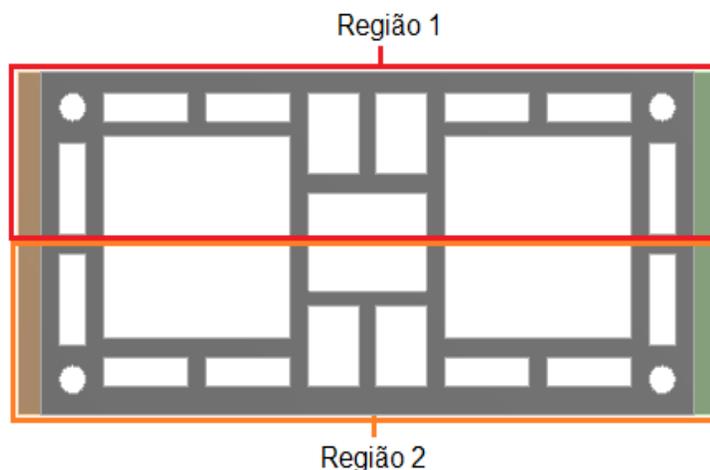


Figura 6. Regiões definidas para os coeficientes de convecção.

Tabela 2. Coeficientes de convecção térmica.

Região do bloco	Tempo de ensaio			
	30 min	60 min	120 min	240 min
<b>Região 1</b>	30 (W.C/m)	14 (W.C/m)	9 (W.C/m)	4 (W.C/m)
<b>Região 2</b>	0,7 (W.C/m)	20 (W.C/m)	6 (W.C/m)	0,5 (W.C/m)

Estes valores foram extraídos do modelo experimental, alimentando a simulação computacional.

### 3.3 Pontos de leitura das temperaturas

Os pontos de leitura de temperatura no bloco foram os mesmos admitidos experimentalmente, conforme mostrado na Figura 7. Os termopares 3 e 4, não mostrados na Figura 7, foram empregados para medir os resultados das temperaturas do ar na modelação computacional, e não dos blocos.

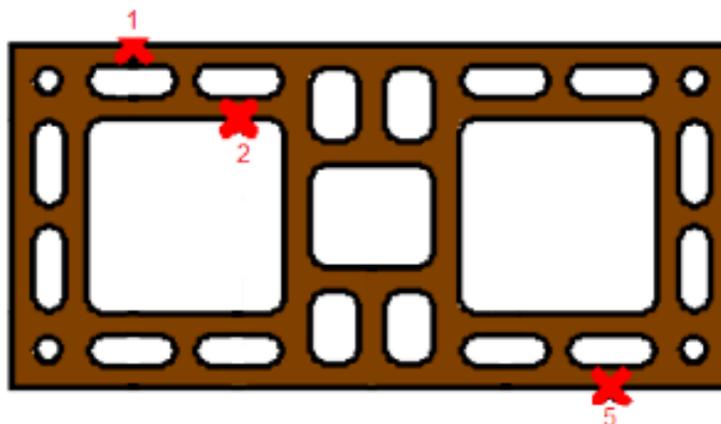


Figura 7. Pontos admitidos.

### 3.4 Modelo de calibração e validação

Para a validação do modelo computacional, através da análise experimental em forno vertical, as variáveis foram alimentadas pelos parâmetros de densidade, condutibilidade térmica, calor específico e convecção térmica, extraídas do ensaio. Por meio destas informações, o modelo computacional foi calibrado com dados experimentais, mostrado na Tabela 3.

Tabela 3. Temperaturas atingidas no modelo de calibração.

Pontos	Tempo			
	30 min	60 min	120 min	240 min
No ponto 1	833 °C	945 °C	1047 °C	1151 °C
No ponto 2	321 °C	608 °C	701 °C	846 °C
No ponto 3	46 °C	95 °C	237 °C	417 °C

A validação do modelo ocorreu através dos valores obtidos na análise numérica com as análises experimentais.

### 3.5 Extrapolação dos resultados experimentais

Com a calibração realizada conforme o resultado experimental, deu-se início ao processo de extrapolação computacional para outras geometrias de blocos. Para tanto, foram admitidas três espessuras comerciais de blocos cerâmicos de 11,5, 14 e 19 cm. Para cada uma destas espessuras definiu-se 3 blocos, com variações na quantidade de alvéolos e, portanto, porcentagem de vazios. Observa-se que foram propostas três geometrias distintas, porém as espessuras das paredes internas do bloco foram constantes, com 9 mm externamente e 8 mm internamente, conforme Figura 8.



Figura 8. Paredes internas e externas dos blocos.

A família de blocos de 11,5 cm de espessura foi chamada de BL1; a de 14 cm de espessura de BL2; e a de 19 cm de espessura de BL3. As variações de porcentagem de vazios de uma mesma família de blocos foram calculadas utilizando a relação entre área bruta e área líquida, e remeteram aos índices I, II e III. Na Figura 9 estão detalhados os blocos empregados neste estudo. Os blocos foram nomeados sequencialmente de BL1 a BL3. Observa-se que os blocos com índices de II (BL1-II, BL2-II e BL3-II) são encontrados no mercado, os comerciais. A partir daí, foram propostos blocos com menos alvéolos e pouco maiores, os com índice I (BL1-I, BL2-I e BL3-I), e blocos com alvéolos grandes e em pequena quantidade, os com índice III (BL1-III, BL2-III e BL3-III).

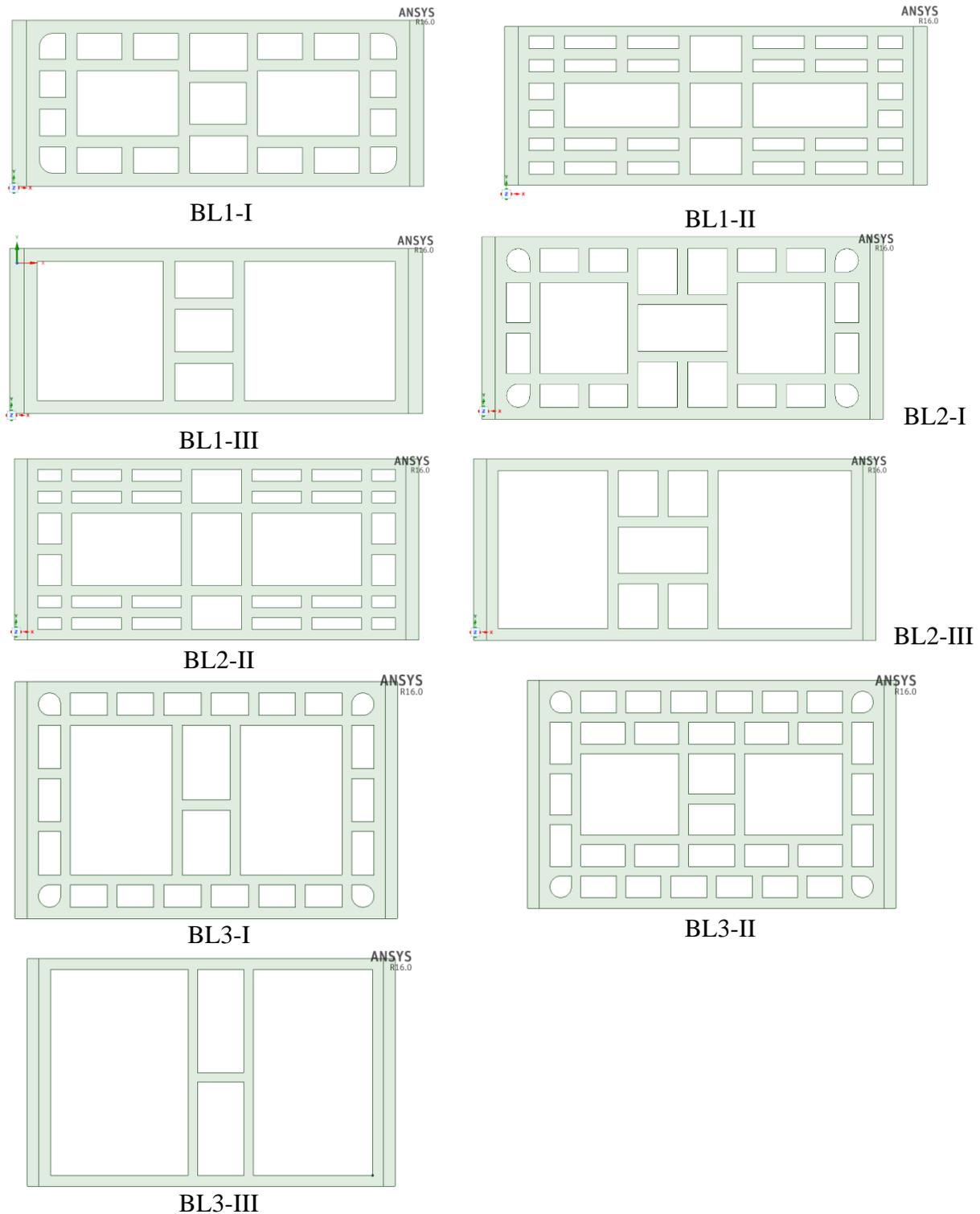


Figura 9. Blocos empregados.

A Tabela 4 mostra as nomenclaturas, medidas e volume de vazios (%) calculado para cada tipo de bloco cerâmico.

Tabela 4. Blocos utilizados nas simulações.

Nome do bloco	Dimensões (cm)	Total vazios (%)
BL1-I	11,5 x 19 x 26,5	54,2
BL1-II	11,5 x 19 x 26,5	43,7
BL1-III	11,5 x 19 x 26,5	71,4
BL2-I	14 x 19 x 26,5	54,2
BL2-II	14 x 19 x 26,5	58,6
BL2-III	14 x 19 x 26,5	72,8
BL3-I	19 x 19 x 26,5	64,3
BL3-II	19 x 19 x 26,5	57,4
BL3-III	19 x 19 x 26,5	79,0

### 3.6 Tempos de análise das isotermas dos blocos

Foram calculadas as isotermas dos blocos no programa computacional nos instantes de 30, 60, 90, 120, 180 e 240 minutos. Para definir o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) de cada bloco definiu-se a temperatura limite de 200°C (180+20°C) na face não exposta às chamas, para um termopar isolado, com base nos preceitos da NBR 10636 (ABNT, 1989).

## 4. RESULTADOS

Como o critério predominante de definição do TRF é a temperatura da face não exposta ao fogo do bloco, para as análises foram utilizadas estas medidas, com a temperatura limite de 200°C na face não exposta. Foram coletadas as isotermas dos blocos no programa computacional nos instantes de 30, 60, 90, 120, 180 e 240 minutos. Na Figura 10 estão apresentadas as isotermas de alguns dos blocos empregados neste estudo e, na Figura 11, o comparativo entre todos os blocos, com variação da geometria, percentual de vazios e espessuras.

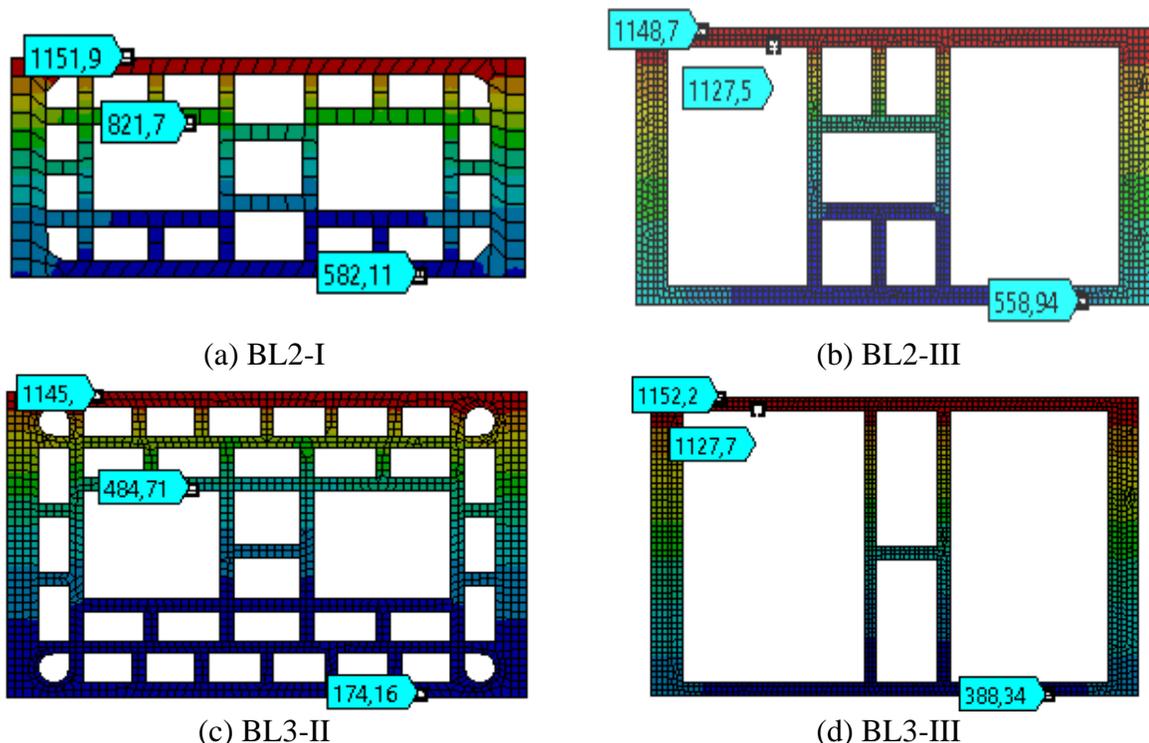


Figura 10. Isotermas dos blocos (a) BL2-I, (b) BL2-III, (c) BL3-II e (d) BL3-III aos 180 minutos.

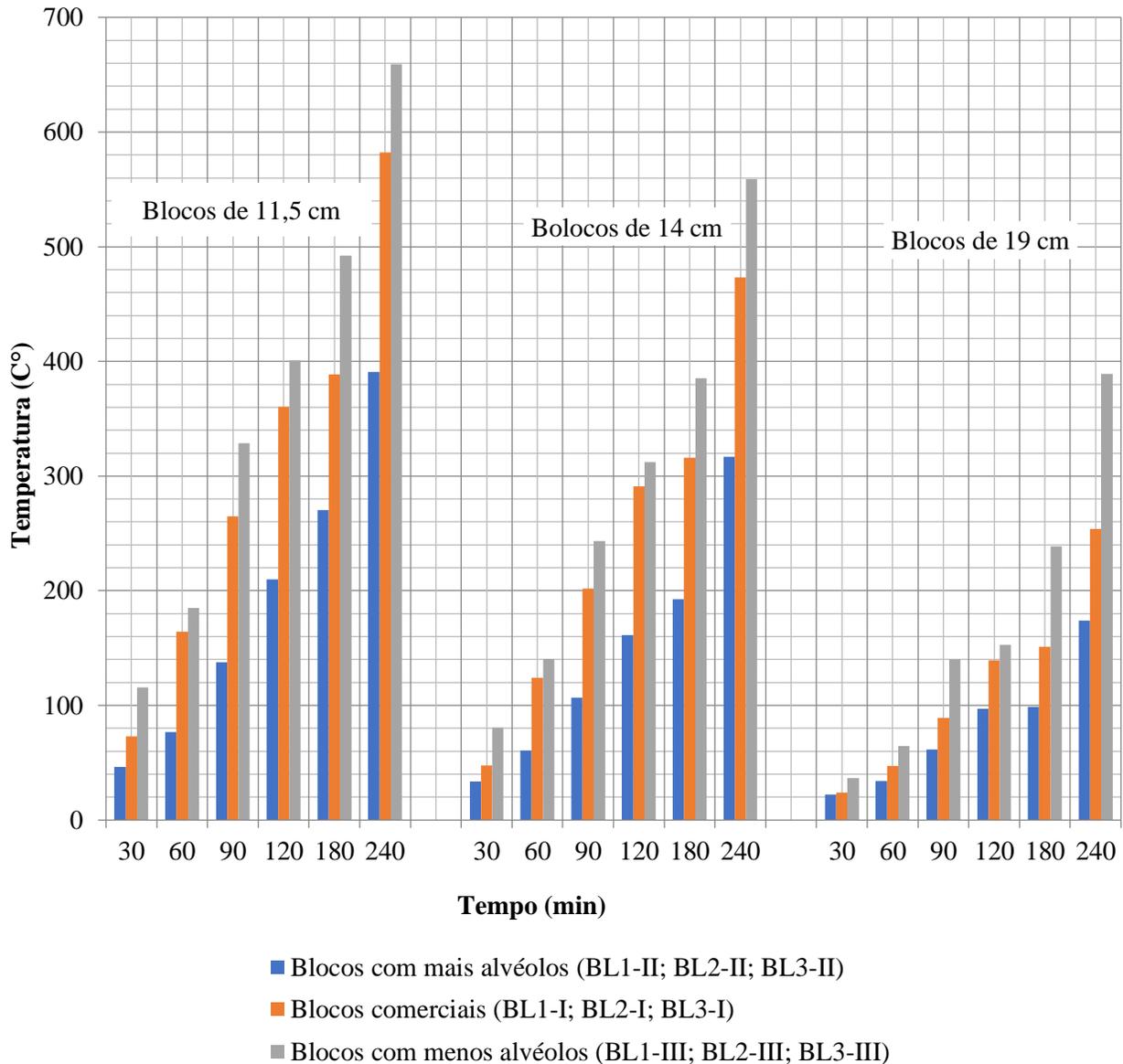


Figura 11. Comparativo entre as temperaturas na face não exposta de todos os blocos.

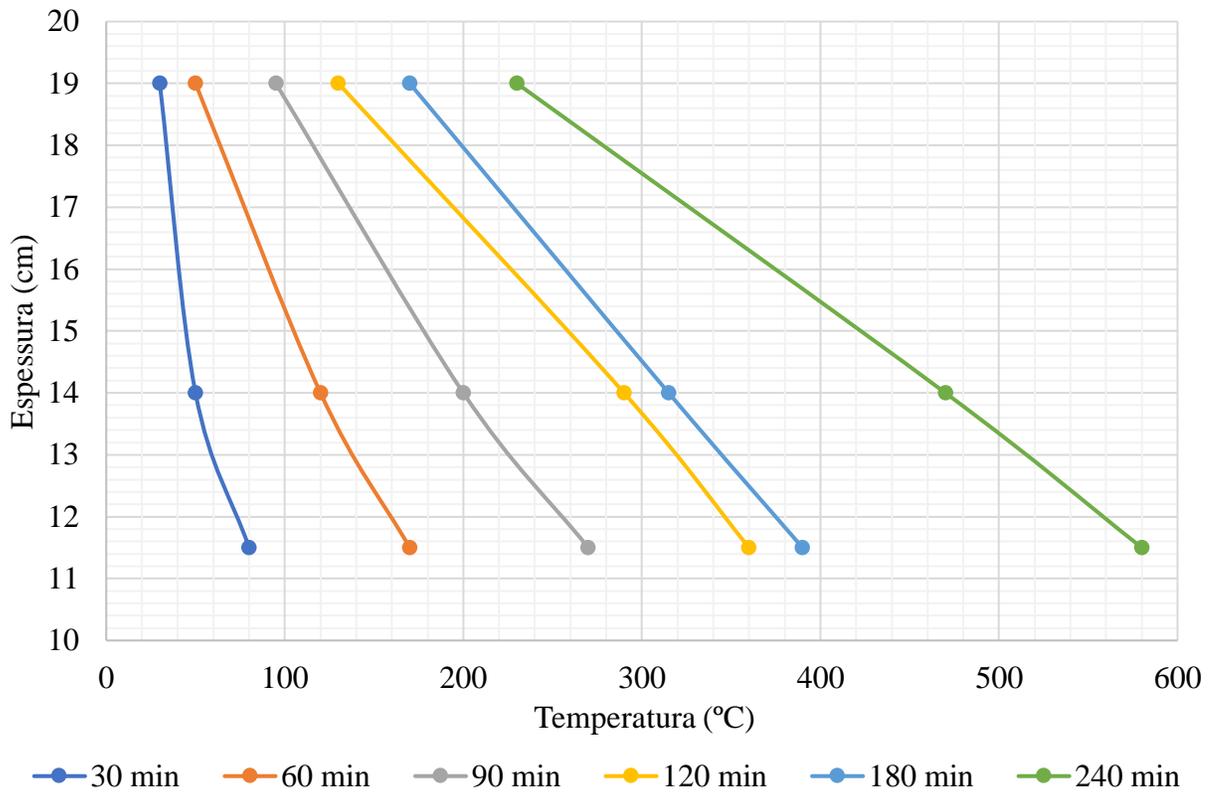
Observando a Figura 11 é possível constatar que os alvéolos possuem grande influência no isolamento térmico dos blocos, principalmente para as temperaturas mais altas. Foi possível observar que a escolha de um bloco com maior número de alvéolos pode ser uma opção mais eficaz do que a escolha de um bloco de maior espessura quando é desejado atingir um TRF elevado, indo de encontro com o que foi concluído por Lee (2017), quanto ao fato de que a influência dos alvéolos em um bloco se torna praticamente nula em temperaturas baixas. Tendo em vista a resposta dos modelos, verificou-se que, em temperaturas elevadas, os fenômenos convectivos e irradiativos que ocorrem no interior dos blocos são mais relevantes do que a condução térmica, que ocorre através do material. Isto é reforçado com o conceito da NBR 15220 (ABNT, 2003) de que o ar confinado é um excelente isolante térmico.

A partir dos resultados da Figura 11, foi possível extrapolar os valores de vazios necessários para atender a um tempo de isolamento térmico (TIT) para cada tipo de bloco, apresentados na Tabela 5. A extrapolação foi feita realizando apenas o ajuste da forma do bloco, tomando como base aquele que fora calibrado por meio experimental.

Tabela 5. Determinação do TIT a partir do percentual de vazios de um bloco.

Espessura do bloco	Percentual máximo de vazios para um TRF em minutos					
	30	60	90	120	180	240
11,5 cm	79,11%	86,64%	45,95%	42,17%	40,25%	30,95%
14 cm	81,73%	80,71%	62,89%	58,30%	53,08%	45,96%
19 cm	84,90%	84,90%	84,90%	84,90%	74,02%	59,62%

Para efeito de comparação, também foram geradas curvas da evolução da temperatura na face não exposta ao fogo nos blocos de índice II, de forma a fazer uma comparação da influência das espessuras dos blocos, apresentadas na Figura 12.



30 min: $L = 23,843e^{-0.01T}$ $R^2 = 0,9787$	60 min: $L = 22,768e^{-0.004T}$ $R^2 = 0,9948$	90 min: $L = 24,566e^{-0.003T}$ $R^2 = 0,9985$	120 min: $L = 25,136e^{-0.002T}$ $R^2 = 0,9869$	180 min: $L = 26,21e^{-0.002T}$ $R^2 = 0,9907$	240 min: $L = 26,337e^{-0.001T}$ $R^2 = 0,9912$
---	--	--	---	--	---

Figura 12. Curvas dos blocos BL1-II, BL2-II e BL3-II em (a) 30, (b) 60, (c) 90, (d) 120, (e) 180 e (f) 240 minutos.

A partir destas curvas foi possível determinar a espessura relacionada ao TIT desejado em uma parede de vedação, apresentado na Tabela 6.

Tabela 6. Determinação do TIT a partir da espessura de um bloco.

Espessura mínima para um TRF						
TRF (min)	30	60	90	120	180	240
Espesor (cm)	11,5	11,5	14	19	19	-

A Tabela 6 apresenta espessuras mínimas de paredes, que condizem o Eurocode 6 (EN 1996-1-2, 2005), reforçando a validação dos parâmetros utilizados. Observando os dados gerados a partir da análise da influência da espessura de um bloco é possível aferir que este fator tem boa influência para TITs mais baixos. Porém, a partir dos 90 minutos, este parâmetro tende a apresentar menor taxa de incremento de TIT.

## 5. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi analisado o isolamento dos blocos cerâmicos utilizados para alvenaria estrutural, através do método de elementos finitos com a utilização do programa *Ansys Mechanical*. Os blocos ensaiados via *software* foram moldados em uma configuração sem revestimento e com juntas de argamassa de 1 cm, variando apenas a espessura e quantidade de alvéolos em cada simulação.

As análises computacionais levaram a resultados que apontam um limite para eficiência do aumento de espessura de uma parede para se atingir TRFs elevados em relação ao isolamento térmico. Também foi possível demonstrar ganho de isolamento térmico quando aumentado o número de alvéolos dentro de um bloco. Assim, foi possível constatar a importância dos processos de convecção e irradiação térmica no quesito segurança contra incêndio, que se mostram mais relevantes que a condução térmica do material em questão.

Quando realizada uma análise somente das espessuras dos blocos, os resultados convergem com a tabela de projeto do Eurocode 6 (EN 1996-1-2, 2005). Quando a quantidade de alvéolos é levada em consideração, o ganho potencial de resistência térmica sem variar a espessura de um bloco vai ao encontro dos conceitos de conforto térmico que são apresentados na NBR 15220. Tal fato reforça a relevância de se utilizar deste conceito na elaboração de uma norma brasileira de projeto de alvenarias estruturais em situação de incêndio.

## 6. REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1989). *ABNT NBR 10636: Paredes divisórias sem função estrutural - Determinação da resistência ao fogo - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001). *ABNT NBR 5628: Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013). *ABNT NBR 15575: edificações habitacionais: desempenho*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003). *ABNT NBR 15220: Desempenho térmico de edificações*. Rio de Janeiro.
- Bai, G. et al. (2017). *Study on the Thermal Properties of Hollow Shale Blocks as Self-Insulating Wall Materials*. *Advances in Materials Science and Engineering*, v. 2017, p. 12.
- Ehrenbring, H. Z., Quinino, U., Oliveira, L. S., Tutikian, B. F. (2019), *Experimental method for investigating the impact of the addition of polymer fibers on drying shrinkage and cracking of concrete*. *Struct. Concr.* 20, 1064–1075. doi:10.1002/suco.201800228.
- European Committee Standardization (2005). *Eurocode 6: Design of masonry structures: Part 1-2: General rules – Structural fire design*. Brussels.
- Gil, A., Pacheco, F., Christ, R., Bolina, F. L., Khayat, K. H., Tutikian, B. F. (2017), *Comparative study of concrete panels' fire resistance*. *Aci Mater. J.* 114, 755–762.
- International Organization for Standardization (2014). *ISO 834-11: Fire resistance tests - Elements of building construction - Part 11: Specific requirements for the assessment of fire protection to structural steel elements*. Switzerland.
- Lee, L. S. H., Jim, C. Y. (2017). *Subtropical summer thermal effects of wire-rope climber green walls with different air-gap depths*. *Building and Environment*, v. 126, p. 1–12.

- Marcatti, J., Coelho Filho, H. S., Berquó Filho, J. E. (2008), *Compartimentação e afastamento entre edificações*. In: SEITO, A. I. et al (Coord.). A segurança contra incêndio no Brasil. São Paulo: Projeto Editora.
- Nguyen, T. D. et al. (2009), *The behaviour of masonry walls subjected to fire: Modelling and parametrical studies in the case of hollow burnt-clay bricks*. Fire Safety Journal, v. 44, n. 4, p. 629–641.
- Nguyen, T. D., Meftah, F. (2012), *Behavior of clay hollow-brick masonry walls during fire. Part 1: Experimental analysis*. Fire Safety Journal, v. 52, p. 55–64.
- Pacheco, F., Souza, R., Christ, R., Rocha, C., Silva, L., Tutikian, B. F. (2018), *Determination of volume and distribution of pores of concretes according to different exposure classes through 3D microtomography and mercury intrusion porosimetry*. Struct. Conc. 19, 1419–1427. doi:10.1002/suco.201800075.
- Rigão, A. O. (2012), *Comportamento de pequenas paredes de alvenaria estrutural frente a altas temperaturas*. 142 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.
- Zsebery, S., Lawrence, S. (2013), *Manual 2 - The Properties of Clay Masonry*. Think Brick. Austrália.

## Concreto reforçado com fibras poliméricas exposto ao fogo

D. M. Dias<sup>1\*</sup> , J. L. Calmon<sup>1</sup> , G. L. Vieira<sup>1</sup> 

\*Autor de Contato: [btutikian@terra.com.br](mailto:btutikian@terra.com.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.417>

Recepção: 01/07/2019 | Aceitação: 27/11/2019 | Publicação: 30/12/2019

### RESUMO

O objetivo desse trabalho foi investigar a influência da adição de fibras poliméricas de polipropileno, poliéster, poliamida, aramida e polpa de aramida no comportamento de concretos submetidos a temperaturas elevadas. Para tanto, corpos de prova com adições de fibras a uma taxa de 2kg/m<sup>3</sup> foram produzidos e submetidos a mufla, bem como a altas temperaturas através de teste de fogo direto em grelha. Protótipos também foram construídos e submetidos a simulador de incêndio real pertencente ao Corpo de Bombeiros do Espírito Santo - Brasil. Propriedades microestruturais e mecânicas foram analisadas. Observou-se que as fibras podem influenciar as propriedades do concreto e que os ensaios de teste de fogo com carga de incêndio padrão podem ser uma alternativa ou complementar análise de concreto submetido a temperaturas elevadas.

**Palavras-chave:** Concreto reforçado; fibras poliméricas; altas temperaturas; incêndio; propriedades mecânicas.

**Citar como:** Dias, D. M., Calmon, J. L. Vieira, G. L. (2020), “*Concreto reforçado com fibras poliméricas exposto ao fogo*”, Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 36 – 52, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.426>

<sup>1</sup> Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória-ES, Brasil.

### Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Website: [www.alconpat.org](http://www.alconpat.org)

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo, No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2020.

## Polymeric fiber reinforced concrete exposed to fire

### ABSTRACT

The aim of this work was to investigate the influence of the addition of polypropylene, polyester, polyamide, aramid and aramid pulp fibers on the behavior of concretes subjected to high temperatures. For that, test specimens with fiber additions were made at a rate of  $2 \text{ kg/m}^3$  and submitted to temperatures in furnace, as well as to high temperatures through direct fire test. Columns were also built and subjected to a live fire simulator belonging to the Espírito Santo Fire Department - Brazil. Microstructural and mechanical properties were analyzed. It has been observed that the fibers may influence the properties of the concrete and that fire tests with standard fire load may be an alternative or complementary analysis of concrete subjected to elevated temperatures.

**Keywords:** Reinforced concrete; polymeric fibers; high temperatures; fire; mechanical properties

## Hormigón reforzado con fibras poliméricas expuesto al fuego

### RESUMEN

El objetivo de este trabajo fue investigar la influencia de la adición de fibras poliméricas de polipropileno, poliéster, poliamida, aramida y pulpa de aramida en el comportamiento de hormigones sometidos a temperaturas elevadas. Las probetas con adiciones de fibras a una tasa de  $2 \text{ kg/m}^3$  fueron producidas y sometidas a altas temperaturas a través de pruebas en horno y de fuego directo. También se construyeron columnas y se sometieron a un simulador de incendios en vivo perteneciente al Departamento de Bomberos de Espírito Santo - Brasil. Se analizaron las propiedades microestructurales y mecánicas. Se observó que las fibras pueden influir en las propiedades del concreto y que los ensayos de fuego con carga de incendio estándar pueden ser una alternativa o complemento para el análisis de hormigón sometido a temperaturas elevadas.

**Palabras clave:** Concreto reforzado; fibras poliméricas; altas temperaturas; fuego; propiedades mecánicas.

## 1. INTRODUÇÃO

Grandes incêndios já comprometeram severamente várias estruturas ao longo da história (Metha e Monteiro, 2008). A segurança estrutural contra incêndio é uma das considerações mais importantes que devem ser aplicadas nas construções (Khalaf e Huang, 2016). O comportamento do concreto sob a ação de agentes agressivos tem sido objeto de estudos nas áreas de tecnologia e durabilidade de concretos (Petrucci, 1981).

Ma et al. (2015), Haddad et al. (2008), Cree et al. (2013) e Park e Yim (2016) mostraram que a alta temperatura danifica seriamente a micro e a mesoestrutura do concreto, o que causa decaimento das propriedades mecânicas e até efeitos nocivos no nível estrutural devido à fissuração do concreto e a exposição do aço às chamas em caso de incêndio.

O comportamento de um incêndio real é muito diferente da maioria dos ensaios em mufla. Em uma abordagem baseada em desempenho, pode-se usar uma representação mais realista do fogo, que compreende a uma fase de aquecimento seguida de uma fase de resfriamento até que volte à temperatura ambiente (Gernay e Franssen, 2015). Ensaios com chama real são importantes para entender o verdadeiro comportamento do concreto em incêndios, já que ensaios laboratoriais convencionais nem sempre refletem o comportamento dessa situação patológica. Assim como a resistência ao fogo de estruturas construídas é maior que a prevista em ensaios de elementos

individuais (Lennon et al., 2007), observa-se que os métodos tradicionais de ensaios em materiais são mais conservativos do que os testes de fogo.

A utilização de fibras no concreto vem se tornando popular, principalmente pela resistência à fissuração, retração plástica e aumento da tenacidade e, mais especificamente, as fibras poliméricas conferem ao concreto melhor comportamento pós-fissuração, previnem e controlam a formação e propagação de fissuras e também evitam o fenômeno de lascamento explosivo (*spalling*) (Alhozaimy et al., 1996; Kurtz e Balaguru, 2000; Ezziane et al., 2015; Poon et al., 2004). Corroborando a idéia, Pai e Chandra (2013) lembraram que uma melhor compreensão dos conceitos por trás do reforço de fibras, novos métodos de fabricação e novos tipos de fibras orgânicas levaram os pesquisadores a concluir que fibras sintéticas e naturais podem, de fato, reforçar o concreto.

Em um incêndio, as fibras derretem a uma certa temperatura, o que auxilia na liberação de vapor de água através dos poros (Pliya et al., 2011). A porosidade adicional e os pequenos canais criados pelo derretimento das fibras de polipropileno podem diminuir a pressão interna de vapor no concreto e reduzir a probabilidade de *spalling* (Noumowe, 2005), especialmente em concreto de alta resistência.

Lee et al. (2012) lembram que desde os primeiros artigos que discutiram a resistência ao fogo do concreto, como o relatório da ACI em 1919 (ACI, 2019), a adição de fibras ao concreto tem sido sugerida por vários pesquisadores. No entanto, a discussão da influência positiva das fibras poliméricas nas propriedades mecânicas do concreto ainda não está finalizada, porque embora alguns estudos indiquem que as fibras não influenciam significativamente ou pioram as propriedades de um concreto de referência, outros estudos mostraram o contrário, antes e depois de serem submetidos a altas temperaturas, as fibras podem melhorar as propriedades mecânicas do concreto, como mostra Shihada (2011) e Drzymala et al. (2017).

Estudos demonstraram que as fibras de polipropileno são eficazes na mitigação do deslocamento de concretos expostos a altas temperaturas (Ezziane et al., 2015; Xiao e Falkner, 2006; Behnood e Ghandehari, 2009; Bangi e Horiguchi, 2012; Akca e Zihnioğlu, 2013) e que a adição de fibras de polipropileno é o método mais utilizado na prevenção do *spalling* em concreto de alta resistência. Song et al. (2005) avaliaram os efeitos da adição de fibras de nylon e polipropileno e mostraram que a resistência à compressão dos concretos aumentou, respectivamente, 12,4% e 5,8% quando comparados ao concreto sem fibras. Em relação às fibras de poliéster, dependendo da porcentagem utilizada, a adição de fibras pode contribuir para o aumento da resistência à compressão do concreto, como Suresh et al. (2014) concluíram. Em uma dosagem ideal, as fibras de poliéster melhoraram a resistência à compressão e a tração à flexão do concreto exposto a altas temperaturas na faixa de 150-250°C durante intervalos de 1,2 ou 3 horas (Sekhar e Raju, 2017). A adição de fibras de poliéster no concreto pode contribuir para um atraso na falha do concreto normal quando submetido a uma sustentada faixa de temperatura de 25 a 400°C (Suresh et al., 2014). A fibra de aramida ainda é incomum para a indústria da construção (Çavdar, 2013), mostrando que pode ser melhor estudada.

Portanto, devido às lacunas existentes e à importância do tema, o objetivo deste trabalho foi investigar a influência da adição de fibras de polipropileno, poliéster, poliamida, aramida e polpa de aramida no comportamento de concretos submetidos a temperaturas elevadas usando diferentes testes. Para tanto, foram confeccionadas amostras com adição de fibra a uma taxa de 2 kg/m<sup>3</sup>. As amostras foram submetidas a temperaturas de 300°C, 500°C e 700°C no forno, bem como a altas temperaturas através de teste de fogo direto em grelha. Protótipos também foram construídos e submetidos a simulador de incêndio real pertencente ao Corpo de Bombeiros do Espírito Santo - Brasil. Testes de resistência à compressão, resistência à tração na flexão, resistência à tração por compressão diametral, perda de massa e velocidade de pulso ultrassônico foram realizados posteriormente.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiais e proporções de mistura

Para a preparação do concreto, foi utilizado o cimento Portland CP III 40 RS, conforme classificação em norma (ABNT, 2018). Areia natural de módulo de finura de 1,92 e dimensão máxima de 2,4 mm foi utilizada como agregado miúdo. Dois tipos de agregado granítico foram utilizados no concreto como agregado graúdo, um de dimensão máxima característica de 19 mm e outro de 9 mm. Um superplastificante foi utilizado na preparação dos concretos. As fibras foram utilizadas na dosagem de 2kg/m<sup>3</sup>. Essa dosagem teve como objetivo principal reduzir a possibilidade de *spalling* e seguiu uma tendência extraída do estudo do estado da arte do melhor consumo de fibra (Poon et al., 2004; Behnood e Ghandehari, 2009; Kim et al., 2013; Lourenço et al., 2011; Bei e Zhixiang, 2016), onde os melhores resultados foram obtidos com taxa igual ou muito próxima a ela. As propriedades típicas das fibras são mostradas na Tabela 1.

Tabela 1. Propriedades das fibras

Fibra	Diâmetro (µm)	Comp. (mm)	Mód. De elasticidade (GPa)	Resist. tração (GPa)	Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	Ponto de fusão (°C)
Polipropileno	12	12	9,0	0,5	0,91	160
Poliéster	20-25	15	8,2	0,3 – 0,5	1,34	235
Poliamida (Nylon 6.6)	30	12	5,0	0,9	1,14	260
Aramida (Kevlar 29/49)	14	12	65/125	2,8	1,44	427-482
Polpa de aramida Kevlar	2-13	0,5-1,0	65/125	2,8	1,45	423

### 2.2 Preparação dos corpos de prova

A proporção dos materiais utilizados para a confecção dos concretos está na Tabela 2. Foram produzidos seis traços, a referência sem fibras (NF), concreto reforçado com fibras de polipropileno (PP), concreto reforçado com fibras de poliéster (POL), concreto reforçado com fibras de poliamida (NY), concreto reforçado com fibras de aramida (AR) e concreto reforçado com fibras de polpa de aramida (AP).

Tabela 2. Proporção da concretagem

Material	NF	PP	POL	NY	AR	AP
Cimento (kg/m <sup>3</sup> )	340	340	340	340	340	340
Agregado miúdo (kg/m <sup>3</sup> )	770	770	770	770	770	770
Agregado graúdo 9 mm (kg/m <sup>3</sup> )	300	300	300	300	300	300
Agregado graúdo 19 mm (kg/m <sup>3</sup> )	842	842	842	842	842	842
Água (l/ m <sup>3</sup> )	170	170	170	170	170	170
Superplastificante (l/ m <sup>3</sup> )	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85
a/c	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Fibra (kg/m <sup>3</sup> )	0	2	2	2	2	2
Abatimento (mm)	190	30	50	70	60	20
Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	2471	2439	2455	2457	2460	2452

Foram moldados corpos de prova cilíndricos e prismáticos de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2015a). As misturas de concreto fresco foram testadas quanto à trabalhabilidade pelo ensaio de

tronco de cone de acordo com a NBR NM 67 (ABNT, 1998). Protótipos de concreto armado com seção transversal de 20x20cm e altura de 1,35m foram moldados logo depois.

Os corpos de prova permaneceram em cura úmida por 28 dias. Após esse período, os espécimes foram mantidos em ambiente controlado (câmara climatizadora) por mais 7 dias, com temperatura constante de 23°C e umidade relativa de 77%, próximo à realidade encontrada no estado do Espírito Santo - Brasil. Como os ensaios de altas temperaturas são influenciados pela umidade e, considerando que o objetivo era testar o concreto o mais próximo possível da realidade, foi realizado o controle de temperatura e umidade. Condicionar as amostras com o objetivo de fornecer a condição de umidade interna similar aos edifícios construídos é indicado pela ASTM E119 (ASTM, 2018).

### 2.3 Métodos de ensaios em altas temperaturas

Antes dos ensaios mecânicos, as amostras foram submetidas a ensaios de altas temperaturas em mufla e chama direto. Na mufla, as temperaturas máximas atingidas para análise foram 300, 500 e 700°C. Essas faixas de temperatura analisadas (intervalos em que importantes transformações ocorrem no concreto) seguem uma tendência encontrada no estado da arte, como, por exemplo, em Xiao e Falkner (2006), Shihada (2011), Suresh et al. (2014) e Yermak et al. (2017). Em um estudo anterior, Dias et al. (2017) observaram que a temperaturas mais altas os concretos perdiam sua capacidade estrutural.

Em relação ao *spalling*, um fenômeno que ocorre com o concreto sujeito a altas temperaturas, fatores como tipo agregado, tamanho das amostras, presença de aditivos, resistência do concreto e, principalmente, taxa de aquecimento, influenciam o aparecimento ou não do deslocamento. Na maioria dos casos, é necessária uma temperatura superior a 700°C para o *spalling*. No entanto, temperaturas acima de 500°C, adicionadas a outras características, já são suficientes. Por exemplo, Akca e Zihnioglu (2013) disseram que deslocamentos explosivos foram observados em seu trabalho, especialmente em amostras não fibrosas e que começaram após 500°C.

Como os incêndios reais em compartimentos apresentam um ponto ápice e logo depois o decaimento (Hartin, 2018), nos testes realizados, após atingir a temperatura máxima estipulada, o forno foi desligado. A taxa de aquecimento utilizada foi de 10°C min e o resfriamento foi à temperatura ambiente por 24 horas. Os testes em mufla seguiram metodologias comumente encontradas no estado da arte para esse tipo de ensaio laboratorial (Ezziane et al., 2015; Poon et al., 2004; Pliya et al., 2011; Shihada, 2011; Pai e Chandra, 2013; Xiao e Falkner, 2006; Behnood e Ghandehari, 2009; Akca e Zihnioglu, 2013; Suresh et al., 2014; Sekhar e Raju, 2017; Bei e Zhixiang, 2016; Choumanidis et al., 2019; Srikar et al., 2016; Yermak et al., 2017).

Para obter resultados que pudessem ser comparados com o aquecimento em mufla, também foram realizados testes de chama direta de acordo com a ISO 834-R (ISO, 2015). Para realizar o teste, as amostras foram colocadas verticalmente em uma grelha de aço com dimensões de (500x500) mm, a uma altura de 100mm do material combustível, deixando espaço entre elas para ter contato direto com o fogo. Nos ensaios com fogo real, como encontrado em (Shihada, 2011), o material combustível utilizado foi a madeira. A quantidade de madeira utilizada em cada teste foi calculada com base em uma carga de incêndio padrão de risco baixo de 300 MJ/m<sup>2</sup> comumente encontrada em apartamentos no Brasil (Espírito Santo, 2009; São Paulo, 2011; ABNT, 2000), sendo considerando o potencial calórico de 19 MJ/kg de madeira em cada queimadura. Para iniciar a queima foi utilizado álcool. Dois sensores termopar do tipo K foram inseridos no dispositivo para aferir a evolução da temperatura. O Corpo de Bombeiros do Espírito Santo - Brasil (CBMES) apoiou com conhecimento e equipamentos de proteção a realização do teste de chama real. Esse teste durou 80 minutos, o que praticamente coincidiu com o final do material combustível, e o resfriamento foi ambiente. O teste em mufla e o teste de fogo podem ser vistos na Fig. 1

Um termógrafo de sensor infravermelho foi utilizado antes, durante e após os testes de alta temperatura. Testes mecânicos de resistência à compressão, resistência à tração à flexão e resistência à tração por compressão diametral foram realizados após os testes de alta temperatura.

Aferições de velocidade de pulso ultrassônico e perda de massa foram realizadas antes e após a submissão a alta temperatura.

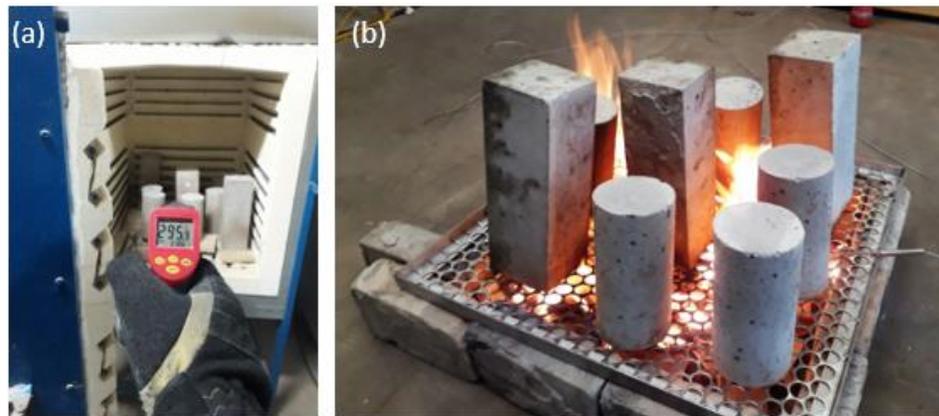


Fig. 1. Aumento da temperatura através da mufla (a) e chama direta em grelha (b)

Com o objetivo de complementar a análise, especialmente sobre *spalling*, foram realizados testes com fogo real nos protótipos, através de um dos simuladores de incêndio do CBMES. O módulo escolhido fornece um comportamento extremo de incêndio nos primeiros minutos de incêndio. A ventilação era controlada pelas portas frontais. A carga de incêndio estipulada também apresentava risco baixo usando madeira compensada e paletes. A disposição da carga de incêndio e dos pilares no simulador podem ser vistos na Fig. 2. A montagem seguiu padrões de queima dos corpos de bombeiros e teve como objetivo fornecer realidade na evolução do fogo e uniformidade de queima. Os sensores termopar tipo k foram inseridos a 0,8m e 1,6m de altura no container para medir a temperatura interna e um sensor estava monitorando a temperatura externa. Um bombeiro com todo o equipamento de proteção individual necessário iniciou esta simulação. Veja na Fig. 3 uma sequência de fotos da execução do ensaio.



Fig. 2. Simulador escolhido (a), dispositivo montado (b) e disposição dos sensores (c)



Fig. 3. Simulação de incêndio real nos protótipos

#### 2.4 Procedimentos dos ensaios

Os testes de resistência à compressão axial, resistência à tração na flexão, resistência à tração por compressão diametral, perda de massa e velocidade de pulso ultrassônico (UPV) foram realizados posteriormente. Análises em macro e microescala também foram realizadas nos corpos de prova. A verificação do concreto submetido a temperaturas elevadas começou pela análise visual, observando deslocamento, fissuras e mudanças de cor. Foram geradas imagens de fragmentos de corpos de prova a uma profundidade de 1cm através de um microscópio eletrônico de varredura (MEV), visando verificar a zona de transição entre o agregado e a matriz cimentícia e, principalmente, a interação das fibras no concreto e a permanência ou não delas perante às altas temperaturas.

Os corpos de prova de concreto foram submetidos ao ensaio de resistência à compressão axial, seguindo o procedimento da NBR 5739 (ABNT, 2007), após serem submetidos a temperaturas elevadas. O ensaio de resistência à tração na flexão foi realizado de acordo com os padrões encontrados na NBR 12142 (ABNT, 2010), empregando o princípio da viga simplesmente apoiada com duas forças concentradas nos terços do vão. Para complementar a análise dos ensaios mecânicos destrutivos, também foi realizado o ensaio de resistência à tração por compressão diametral. O ensaio seguiu as normativas da NBR 7222 (ABNT, 2011).

A perda de massa foi obtida através da razão entre a diferença da massa do corpo de prova antes e depois de ser submetido a temperatura elevada e a massa antes da queima, sendo o resultado apresentado em porcentagem. Os ensaios não destrutivos para determinar a velocidade de propagação de ondas longitudinais, obtidas por pulsos ultrassônicos, através dos corpos de prova de concreto, foram realizados com base na NBR 8802 (ABNT, 2013), onde foi empregada a transmissão direta entre os transdutores.

### 3. RESULTADOS

Para os concretos submetidos às diferentes temperaturas na mufla foi realizada análise estatística dos resultados obtidos nos ensaios, a fim de verificar se realmente existe uma diferença estatística em um intervalo de confiança de 95%, que reflete um nível de significância de 0,05. Foi utilizada a análise de variância (ANOVA), seguido do teste de comparações múltiplas de Tukey. Em um primeiro momento foram analisados os resultados de altas temperaturas em mufla separadamente, e no segundo momento foi realizada a comparação com o teste de fogo do ensaio de chama direta. Não houve *spalling* em nenhum corpo de prova ensaiado. Como a temperatura e a umidade foram controladas na cura, verificou-se que em condições climáticas normais encontradas no Espírito

Santo - Brasil, o deslocamento foi mitigado, mesmo se tratando de concretos com resistência superior a 50 MPa – concreto de classe II (ABNT, 2015b).

A partir de uma análise geral, que será mostrada nos tópicos a seguir, maiores perdas percentuais foram observadas após a faixa de 500°C. Isso é explicado pelo fato do calor passar por condução ao interior do corpo de prova e pelas transformações da microestrutura do concreto que ocorrem durante o aquecimento e são mais prejudiciais após essa faixa (Ma et al., 2015; Castellote et al., 2004 ; EN Eurocode, 2004; Khoury, 1992).

### 3.1 Microestrutura do concreto

Pelas imagens geradas, a interação das fibras foi considerada satisfatória. Nos ensaios em mufla na faixa de 700°C, não foi observada a presença de fibras em nenhum traço, o que era esperado, uma vez que o ponto de fusão de todas as fibras não excedeu 500°C, como mostra a Tabela 1.

A Fig. 4 mostra as imagens do MEV dos concretos após serem submetidos a uma temperatura de 500°C na mufla.

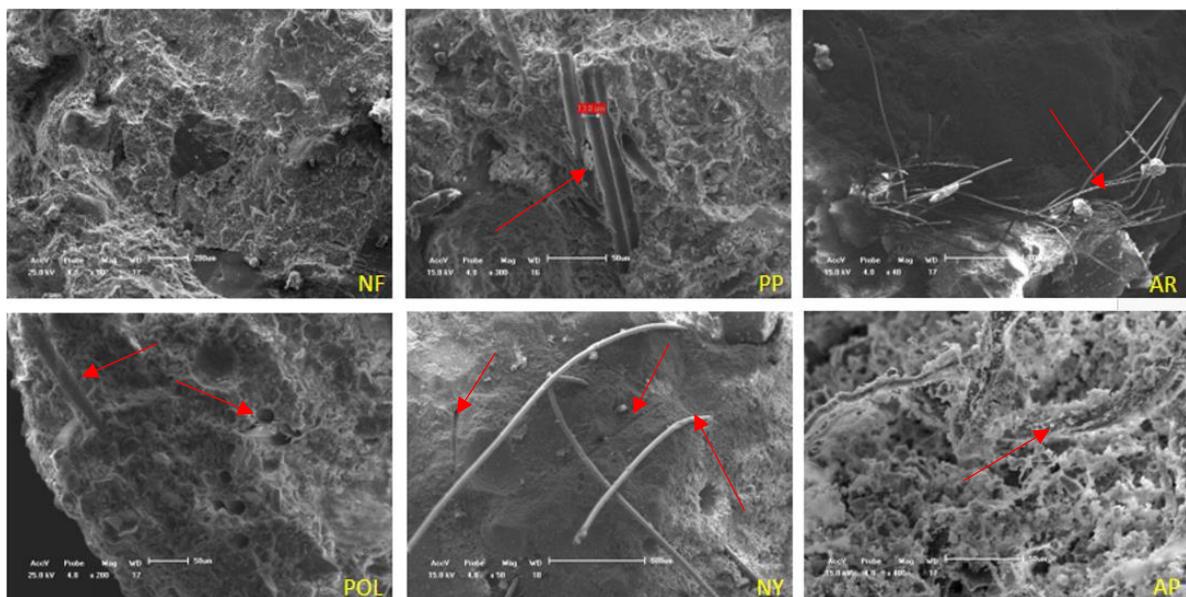


Fig. 4. MEV dos concretos após serem submetidos a 500°C

Observa-se que PP e POL não continham mais fibras após 500°C, que AR e AP não perderam as fibras em sua totalidade e em NY houve fusão parcial das fibras. A temperatura aplicada foi de 500°C, mas vale lembrar que o calor do concreto passa por condução e é por isso que algumas fibras da parte interna da NY permaneceram e outras não, ou seja, no ponto analisado a temperatura interna do concreto foi próxima de 260 ° C. As setas na Fig. 4 mostram isso. As setas indicam a presença ou vazios das fibras em cada tipo de concreto submetido a altas temperaturas.

Adiante será visto que NF e AP foram os concretos que apresentaram *spalling* no ensaio do simulador. Correlacionando com o ensaio do MEV verifica-se que a falta de porosidade para liberar vapor de água influenciou o deslocamento do NF. Já no AP, a alta fibrilação da polpa de aramida, a concentração superficial e o fato dela não fundir foram fatores determinantes para não aumentar a porosidade do concreto. Mais explicações serão fornecidas no tópico Teste em simulador de incêndio real.

### 3.2 Teste de fogo em grelha

Os sensores termopar tipo K mediram o comportamento da evolução real da temperatura ao longo do tempo nos ensaios de fogo direto em grelha e no ensaio do simulador de incêndio. Observa-se

que o comportamento é bastante diferente da curva padrão ISO 834 de um forno elétrico. Essa diferença pode ser vista na Fig. 5.

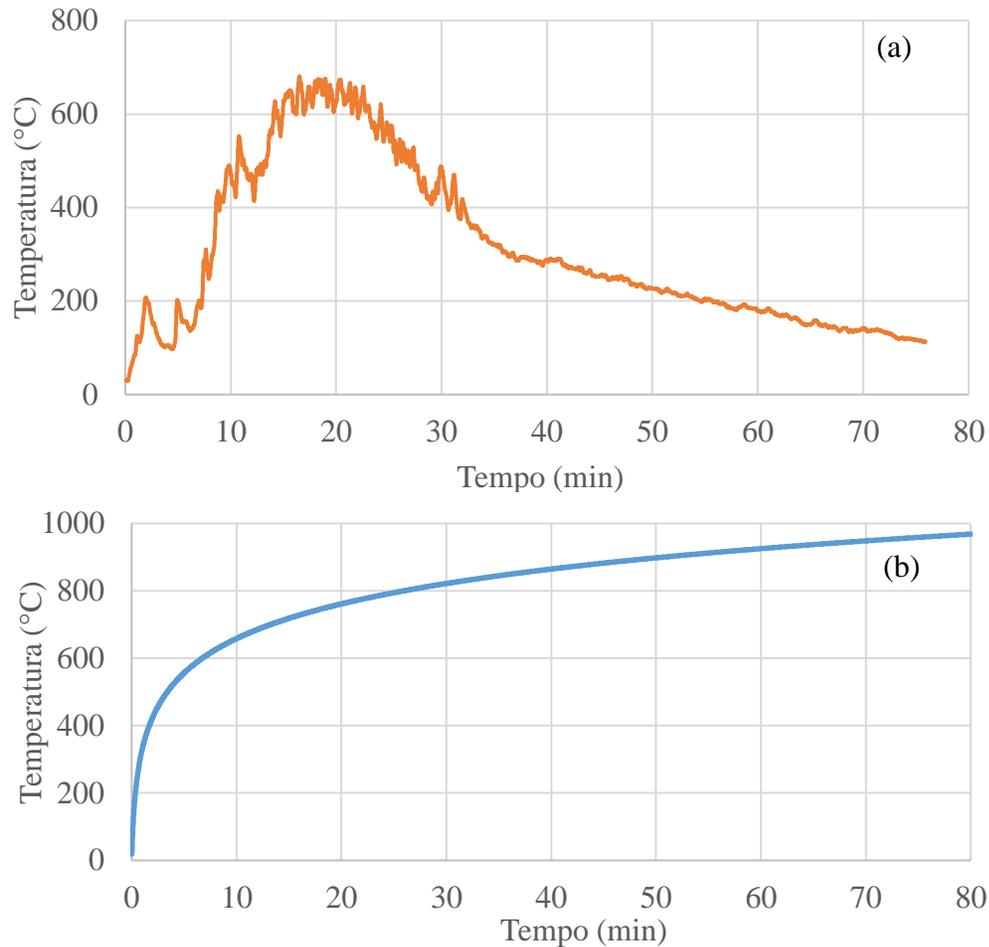


Fig. 5. Temperatura x tempo no teste de fogo em grelha (a) e na curva ISO 834 (b)

Conforme observado no gráfico, no teste de fogo em grelha houve as fases da queima em compartimento, ou seja, os ensaios apresentaram o ponto de ignição, fase de crescimento, com ou sem queima generalizada, ponto ápice e decaimento em virtude da falta de material combustível. Comportamento diferente do encontrado em ensaios de mufla. Outro ponto divergente é o padrão de aquecimento do corpo de prova. O calor é passado por condução ao espécime. Em um incêndio, a frente de fogo, na maioria das vezes, possui um padrão. Na queima em mufla todos os lados transferem energia de maneira igual ao corpo de prova. Na Fig. 6 observa-se em imagens de termógrafo como o calor é passado nos dois tipos de ensaios realizados.

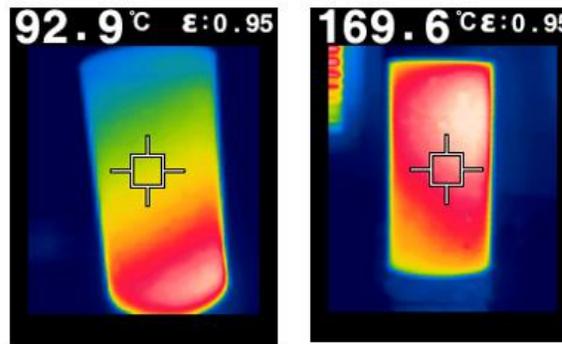


Fig. 6. Corpo de prova em fase de resfriamento logo após passar por queima em grelha (a) e logo após ser submetido a 500°C em mufla (b)

A Fig. 6 (a) mostra um gradiente de temperatura bem definido, evidenciando pontos quentes na parte inferior da amostra, onde a carga de incêndio foi concentrada. A Fig. 6 (b) mostra que o aquecimento do corpo de prova é quase uniforme, o que era esperado, uma vez que a mufla aquece por todos os lados. A maioria dos incêndios reais tem uma frente de incêndio estabelecida, ou seja, o teste de incêndio em grelha foi mais eficaz nesse aspecto.

Outra informação importante é que embora a grelha atinja temperaturas mais altas que a mufla a 500°C, por exemplo, a temperatura da face do corpo de prova na mufla foi maior que o corpo de prova na grelha, mostrando que a energia térmica irradiada da mufla é maior.

Ensaio de concretos submetidos a temperaturas elevadas através de muflas podem ser reproduzíveis, mas não representam a realidade de um incêndio em compartimento e são muito mais severos do que os testes de fogo com material de carga finita.

### 3.3 Resistência à compressão axial

Os dados de resistência à compressão axial dos concretos ensaiados em mufla foram submetidos a ANOVA. Observou-se que o efeito isolado do tipo de concreto (NF, PP, POL, NY, AR e AP) e da variação de temperatura (23, 300, 500 e 700°C) foram significativos, bem como a interação entre as duas variáveis. Fig. 7 apresenta a resistência à compressão axial em função da temperatura dos concretos analisados.

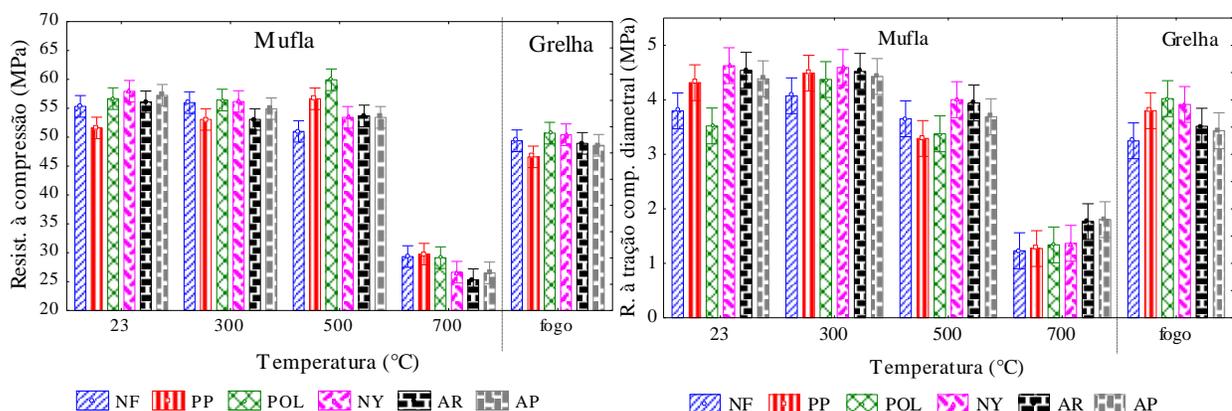


Fig. 7. Resistência à compressão axial (a) e à tração por compressão diametral (b) em função da temperatura em mufla e na grelha.

Analisando o ensaio na mufla, observa-se que de 23°C a 500°C quase não há alteração na resistência à compressão. A 700°C ocorre uma queda média de aproximadamente 50,2% dessa propriedade mecânica quando comparada à temperatura ambiente. Esse comportamento pode ser

explicado pela faixa de temperatura em que as transformações importantes ocorrem no concreto, como mostra Castellote et al. (2004).

Após a ANOVA, conclui-se que há uma diferença entre os grupos de concretos submetidos a diferentes temperaturas, no entanto, somente com esta análise não é possível apontar se a diferença ocorre dentro do grupo ou entre os grupos. Um teste de comparação múltipla pode ser usado quando existe diferença, pois completa a análise, comparando e mostrando o resultado de todos os pares média. Para isso, foi utilizado o teste de comparações múltiplas de Tukey.

Após o teste de comparações múltiplas de Tukey, concluiu-se que:

- A resistência à compressão axial do NF não se alterou até a faixa de 300°C. O PP apresentou o mesmo comportamento;
- A resistência do POL não se alterou até 500°C;
- Até 300°C a resistência à compressão do NY é a mesma. Entre 300-500°C não houve alteração de resistência. O AP obteve o mesmo comportamento;
- Para o AR entre 300-500°C a resistência é a mesma, assim como o valor em temperatura ambiente é o mesmo que a 500°C.

Analisando o teste de fogo em grelha, os resultados mostram que o efeito da alta temperatura através de mufla é mais severo ao concreto. Apesar da temperatura final do teste de fogo chegar a quase 700°C, os valores obtidos de resistência à compressão axial em mufla a 700°C são em média 55% dos resultados em grelha.

### **3.4 Resistência à tração na flexão**

Ao realizar a ANOVA, observou-se que as fibras e a temperatura influenciam independentemente o comportamento da resistência à tração à flexão no concreto. A temperatura foi a variável de maior impacto seguida pelo tipo de concreto (adição de fibras), mas a interação entre essas duas fontes de variação, tipo de concreto e temperatura, não foi significativa, pois o valor de P foi superior a 0,05.

### **3.5 Resistência à tração por compressão diametral**

Observou-se que não houve alteração no resultado até a faixa de 300°C quando comparado à temperatura ambiente, e o valor médio da resistência diminuiu 12,9% na faixa de 500°C e 65,2% a 700°C.

Apresentou significância quando analisados as fontes de variação tipo de concreto e temperatura independentemente, bem como a interação entre as variáveis foi significativa com um intervalo de confiança de 95%. Fig. 7b apresenta o gráfico da resistência à tração por compressão diametral em função da temperatura.

Observou-se que NY, AR e AP apresentaram médias maiores que NF, PP e POL. Embora seja um ensaio que possa apresentar maiores variações de resultados do que os outros dois ensaios apresentados anteriormente (resistência à compressão axial e resistência à tração na flexão), vale ressaltar que as características das fibras podem ter influenciado os resultados. Verifica-se que mais uma vez a temperatura foi a variável de maior impacto. Após o teste de comparações múltiplas, verifica-se que a 700°C não há diferença entre os concretos analisados. Sugere-se que a orientação das fibras possa ter interferido nos resultados, pois nesse teste o POL obteve o menor resultado médio enquanto o AR obteve o maior. No teste de resistência à compressão, essa lógica foi invertida, ou seja, o POL obteve o maior resultado médio e o AR, o pior. Como essas amostras cilíndricas foram moldadas nas mesmas condições, é hipotetizado que a orientação das fibras possa ter influenciado o resultado. Verifica-se que os resultados obtidos no teste de fogo em grelha são próximos aos obtidos na mufla a 500°C.

### 3.6 Perda de massa

Os resultados da perda de massa foram significativos para um intervalo de confiança de 95%.

A partir dos 300°C a temperatura já influencia na perda de massa dos concretos ensaiados. Tanto nessa faixa de temperatura, onde a grande parte de perda de massa corresponde a água livre do compósito, quanto em 700°C, onde toda água livre já foi liberada, muitas transformações químicas já aconteceram, fissuras consideráveis já apareceram e o concreto já perdeu grande parte de sua característica estrutural (Ma et al, 2015).

Na faixa de 500°C verifica-se que NF obteve a menor perda de massa do que os outros concretos. Essa faixa de temperatura é suficiente para fundir grande parte das fibras, proporcionando o esperado aumento de poros, mas ainda não é suficiente para realizar todas as transformações químicas do concreto. O gráfico de perda de massa em função da temperatura está na Fig. 8a.

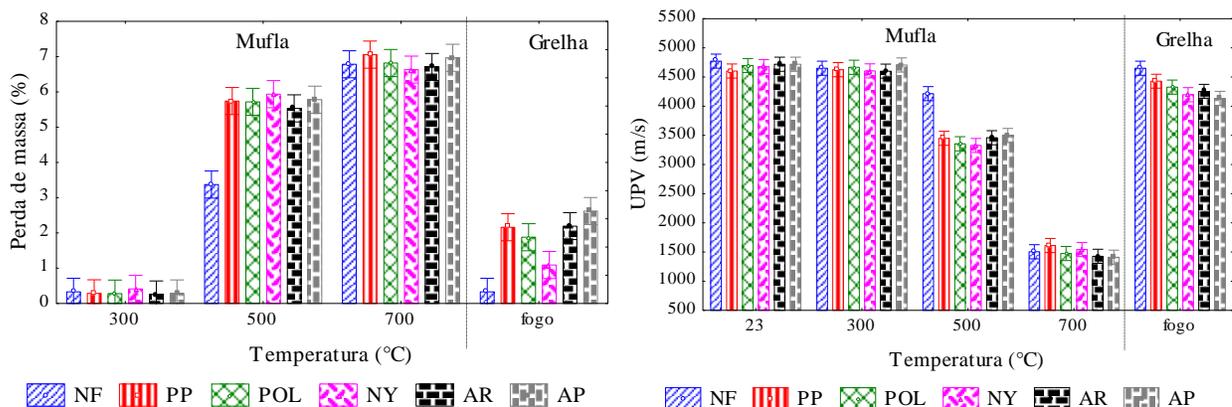


Fig. 8. Perda de massa (a) e UPV (b) em função da temperatura.

Apesar da temperatura final do teste de fogo real em grelha chegar a quase 700°C, o concreto apresenta menos perda que o concreto a 500°C em mufla, conforme pode ser visto nos resultados de perda de massa e UPV.

### 3.7 Velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

A Fig. 8b evidencia o resultado esperado, ou seja, sugere-se a existência de fissuras e de até mesmo aumento dos poros com o acréscimo da temperatura.

Por análise gráfica, verificou-se que até 300°C não houve aumento de fissuras capazes de apresentar diferenças na análise ultrassonográfica. O método de teste não destrutivo para determinar a velocidade de propagação de ondas longitudinais, obtido por pulsos ultrassônicos através de um componente de concreto, tem como uma de suas principais aplicações a detecção de falhas internas de concretagem, profundidade de fissuras e outras imperfeições (ABNT, 2013). Devido à taxa de aquecimento, à temperatura máxima atingida e ao resfriamento utilizado, a 300°C a perda de umidade não foi detectada. A 500°C, o NF exibiu velocidade superior à do concreto com fibras, e a temperatura de 700°C era suficiente para obter o mesmo resultado em todos os concretos analisados.

Esses números mostram que a temperatura não é a única variável que influencia significativamente os resultados do mesmo concreto após condições severas, pois o fluxo de calor, a frente de fogo e a carga de incêndio são essenciais para determinar o comportamento. Os ensaios em mufla, embora importantes para fins de comparação, não representam a realidade de um incêndio real e outros testes, como o teste de fogo real, podem complementar a análise.

### 3.8 Teste em simulador de incêndio real

Na Fig.9 são mostrados os índices de temperatura em função do tempo de cada um dos sensores que monitoraram o incêndio no simulador de incêndio.

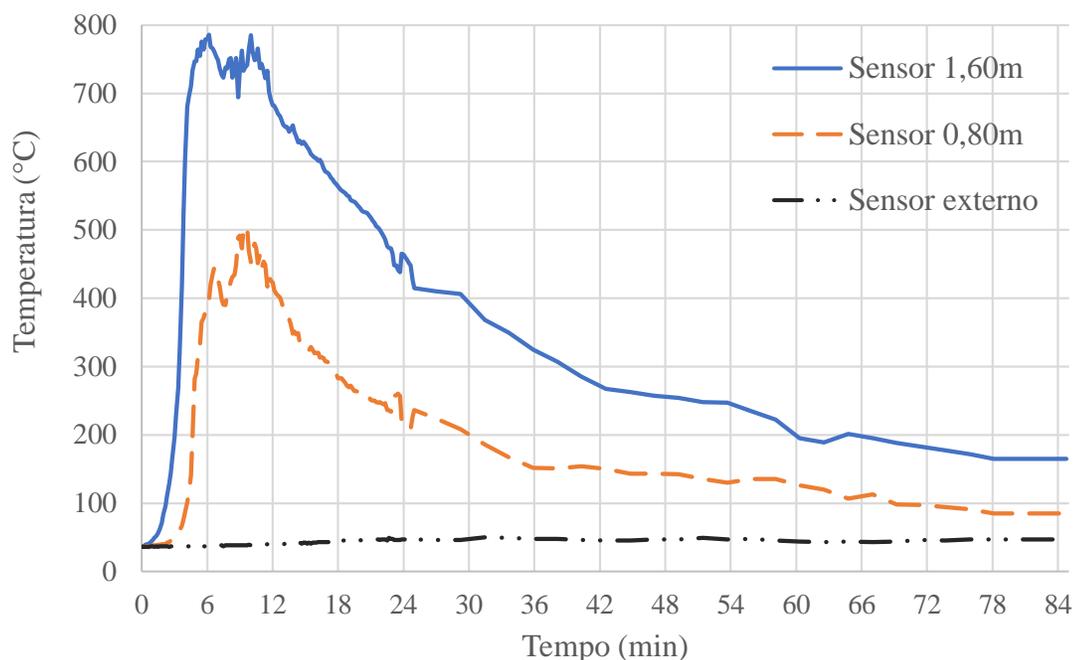


Fig. 9. Temperatura x tempo no simulador de incêndio para os três sensores.

A temperatura média no sensor externo ao container foi de 42°C. Observou-se que, de fato, o fogo teve um comportamento extremo no simulador, pois em apenas 6 minutos após o início do incêndio a temperatura no container atingiu sua faixa máxima de 786°C no sensor localizado a 1,60m.

Os primeiros 2 minutos foram de queima lenta apenas no centro da ignição do material e de muita liberação de fumaça branca (vapor de água da madeira). Com 4 minutos de simulação, já havia uma queima generalizada dos paletes centrais e chamas tocando o teto. Até 5 minutos, ficou claro que a fumaça branca começou a ficar cinza. A partir daí o comportamento começou a mudar. Em 6 minutos, a fumaça já estava cinza claro e já ocupava toda a porta. Nesse momento, começou a queimar a madeira do fundo. Aos 10 minutos ocorreu a queima geral na madeira do fundo e do teto. Aos 11 minutos, a fumaça gerada já estava turva, quase marrom-cáqui, uma característica de queima incompleta, o que significa que ainda havia muito material combustível sendo carregado na fumaça. Tanto que, no momento do ensaio até os 12 minutos, a fumaça foi queimada, com o aparecimento de chamas fora do container (esse momento é chamado de "flash"). É por isso que se pode ver quase um segundo pico de aumento de temperatura no sensor superior. Após uma queima generalizada, aos 13 minutos a fumaça estava cinza escura. Aos 23 minutos, queima lenta apenas no centro (o restante do material combustível). Depois disso, a curva de temperatura continua a diminuir. Este é um comportamento real de um incêndio.

Após o ensaio e o resfriamento total do local, a análise visual de cada protótipo foi realizada no dia seguinte. A Fig. 10 mostra os pilares lado a lado. As marcações feitas nas imagens dos pilares mostram os deslocamentos ocorridos em alguns dos concretos.



Fig. 10. Pilares após serem submetidos ao fogo, destacando NF e AP pós fogo, mostrando o topo (a), centro (b) e base (c).

Observou-se que NF foi o que exibiu maior deslocamento, seguido pelo AP. AR também apresentou um pequeno deslocamento na base. Os pilares de PP e POL não apresentaram deslocamento, ou seja, os danos não foram observados na análise visual. Tais concretos só apresentaram marca de queima oriundas da madeira. Pelo menos uma face de cada pilar apresentou essa marca de fuligem, característica muito comum encontrada nos incêndios devido a queima incompleta dos materiais combustíveis.

Dessa análise conclui-se que as fibras poliméricas diminuem a incidência de *spalling* no concreto e que as fibras com menor temperatura de fusão são mais eficientes, pois elas derretem em temperaturas mais baixas e abrem poros, liberando assim o vapor d'água no interior do concreto. Fibras poliméricas de alto desempenho, como foi o caso da aramida, não se mostraram eficientes no quesito deslocamento. A polpa de aramida, por ser menor e criar mais redes e entrelaçamentos de fibras, não derreteu antes da faixa de 500°C e não liberou poros, oferecendo resistência para o concreto. Tal fato foi essencial para o aparecimento do *spalling*.

A Fig. 10 também mostra os detalhes dos pilares mais afetados. *Spalling* de superfície e de aresta foram observados em NF e AP. Como principais influências, além da presença da fibra no caso do PA, podem-se citar a permeabilidade do concreto, expansão térmica do agregado, presença de armadura e taxa de aquecimento.

## 4. CONCLUSÃO

Com base nos resultados deste estudo experimental, originam-se as seguintes conclusões:

- Ensaio de teste de fogo com carga de incêndio padrão podem ser uma alternativa ou complementar análise de concreto submetido a temperaturas elevadas, já que os ensaios em mufla não representam fielmente as condições encontradas em um incêndio real em compartimento
- A temperatura não é a única variável que influencia significativamente os resultados do concreto após condições severas, pois o fluxo de calor, a frente de fogo e a carga de incêndio são essenciais para determinar o comportamento, o que indica que testes complementares são importantes para análises amplas.
- As fibras poliméricas diminuem a incidência de *spalling* no concreto e as fibras com menor temperatura de fusão (polipropileno e poliéster) são mais eficientes, pois elas derretem em temperaturas mais baixas e abrem poros, liberando assim o vapor d'água no interior do concreto. As fibras poliméricas consideradas de alto desempenho, como é o caso da aramida, não se mostraram eficientes no quesito deslocamento.
- Apesar do teste do fogo em grelha chegar a uma temperatura próxima a 700°C, os concretos apresentaram menos fissuras que os concretos em mufla a 500°C.

- Nos ensaios mecânicos realizados após 700°C os resultados obtidos foram os mesmos estatisticamente para todos os concretos, ratificando que todas as transformações importantes no concreto já aconteceram, as fibras já derreteram e fissuras importantes já são apresentadas nessa faixa de temperatura.
- O simulador de incêndio proporcionou o comportamento mais extremo do fogo e assim foi possível observar o deslocamento de concreto de alguns protótipos, indicando que tipo de cura, tamanho do corpo de prova, presença de fibras e o tipo de queima influenciam no comportamento do concreto perante ao fogo.

## 5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio concedido pelo Corpo de Bombeiros Militar do Estado do Espírito Santo (CBMES), pelo Laboratório de Ensaios de Materiais de Construção (LEMAC) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo (UFES) e pela empresa Concrevit. Além disso, ressalta-se um agradecimento à Fundação de Amparo à Pesquisa e Inovação do Espírito Santo (FAPES) pelo suporte financeiro

## 6. REFERÊNCIAS

- ABNT Brazilian association of technical standards. (1998). *NBR NM 67: Concrete - Slump test for determination of the consistency*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2000). *NBR 14432: Fire-resistance requirements for building construction elements - Procedure*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2007). *NBR 5739: Concrete - Compression test of cylindrical specimens - method of test*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2010). *NBR 12142: Concrete - Determination of tension strength in flexure of prismatic specimens*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2011). *NBR 7222: Concrete and mortar - Determination of the tension strength by diametrical compression of cylindrical test specimens*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2013). *NBR 8802: Hardened concrete — Determination of ultrasonic wave transmission velocity*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2015a). *NBR 5738: Procedure for molding and curing concrete test specimens*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2015b). *NBR 8953: Concrete for structural use - Density, strength and consistence classification*. Rio de Janeiro.
- ABNT Brazilian association of technical standards. (2018). *NBR 16697: Portland cement - Requirements*. Rio de Janeiro.
- ACI Committee on Fireproofing (2019). Report of committee on fireproofing (1919).
- Akca, A. H., Zihnioğlu, N.Ö. (2013). *High performance concrete under elevated temperatures*. Constr. Build. Mater. 44, 317–328. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.005>
- Alhozaimy, A. M., Soroushian, P., Mirza, F. (1996). *Mechanical properties of polypropylene fiber reinforced concrete and the effects of pozzolanic materials*. Cem. Concr. Compos. 18, 85–92. [https://doi.org/10.1016/0958-9465\(95\)00003-8](https://doi.org/10.1016/0958-9465(95)00003-8)
- ASTM International. (2018). *ASTM E119-18a, Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*. <https://doi.org/10.1520/E0119-18A>
- Bangi, M. R., Horiguchi, T. (2012). *Effect of fibre type and geometry on maximum pore pressures in fibre-reinforced high strength concrete at elevated temperatures*. Cem. Concr. Res. 42, 459–466. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.11.014>

- Behnood, A., Ghandehari, M. (2009). *Comparison of compressive and splitting tensile strength of high-strength concrete with and without polypropylene fibers heated to high temperatures*. Fire Saf. J. 44, 1015–1022. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.07.001>
- Bei, S., Zhixiang, L. (2016). *Investigation on spalling resistance of ultra-high-strength concrete under rapid heating and rapid cooling*. Case Stud. Constr. Mater. 4, 146–153. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2016.04.001>
- Castellote, M., Alonso, C., Andrade, C., Turrillas, X., Campo, J. (2004). *Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction*. Cem. Concr. Res. 34, 1633–1644. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00229-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00229-1)
- Choumanidis, D., Badogiannis, E., Nomikos, P., Sofianos. (2016). *The effect of different fibres on the flexural behaviour of concrete exposed to normal and elevated temperatures*. Constr. Build. Mater. 129, 266-277. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.089>
- Cree, D., Green, M., Noumowé, A. (2013). *Residual strength of concrete containing recycled materials after exposure to fire: A review*, Constr. Build. Mater. 45, 208–223. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.04.005>
- Çavdar, A. (2013). *The effects of high temperature on mechanical properties of cementitious composites reinforced with polymeric fibers*, Compos. Part B Eng. 45 (2013) 78–88. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.09.033>
- Dias, D., Calmon, J., Degen, M. (2017). *Concreto reforçado com fibras poliméricas submetido a temperaturas elevadas*. In: Congresso Brasileiro do Concreto-2017, 59, 2017, Bento Gonçalves, RS. Anais... São Paulo: IBRACON.
- Drzymała, T., Jackiewicz-rek, W., Tomaszewski, M., Kuś, A. (2017). *Effects of High Temperature on the Properties of High Performance Concrete (HPC)*, Proc. Eng. 172, 256–263. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.108>
- European Standard (2004). *EN 1992-1-2: Eurocode 2 – Design of Concrete Structures. Part 1.2: General Rules – Structural Fire Design*, p. 97.
- Espírito Santo. Corpo De Bombeiros Militar Do Estado. (2009). *Norma Técnica 04 – Carga de incêndio*. Vitória: CBMES.
- Ezziane, M., Kadri, T., Molez, L., Jauberthie, R., Belhacen, A. (2015). *High temperature behaviour of polypropylene fibres reinforced mortars*. Fire Saf. J. 71, 324–331. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2014.11.022>
- Gernay, T., Franssen, J.M. (2015). *A performance indicator for structures under natural fire*. Eng. Struct. 100, 94–103. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.06.005>
- Haddad, R. H., Al-Saleh, R. J., Al-Akhras, N. M. (2008). *Effect of elevated temperature on bond between steel reinforcement and fiber reinforced concrete*. Fire Saf. J. 43, 334–343. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2007.11.002>
- Hartin, E. (2008). *Extreme Fire Behavior: Understanding the Hazards*. 2008. Access in: <<http://cfbt-us.com/pdfs/ExtremeFireBehavior.pdf>>. Acess 17 fev. 2018.
- ISO 834-1:1999 (2015). *Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction – Part 1: General Requirements*.
- Khalaf, J., Huang, Z. (2016). *Analysis of the bond behaviour between prestressed strands and concrete in fire*. Constr. Build. Mater. 128, 12–23. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.016>
- Khoury, G. A. (1992). *Compressive strength of concrete at high temperatures : a reassessment*. Magazine of Concrete Research 44 (161), 291–309.
- Kim, Y., Lee, T., Kim, G. (2013). *An experimental study on the residual mechanical properties of fiber reinforced concrete with high temperature and load*. Mater. Struct. 46, 607–620. <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9918-y>
- Kurtz, S., Balaguru, P. (2000). *Postcrack creep of polymeric fiber-reinforced concrete in flexure*. Cem. Concr. Res. 30, 183–190. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00228-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00228-8)
- Lee, G., Han, D., Han, M.C., Han, C. G., Son, H. J. (2012). *Combining polypropylene and nylon fibers to optimize fiber addition for spalling protection of high-strength concrete*. Constr. Build. Mater. 34, 313-320. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.02.015>

- Lennon, T., Rupasinghe, R., Canisius, G., Waleed, N., Matthews, S. (2007). *Concrete structures in fire – Performance, design and analysis*. BRE 1-81.
- Lourenço, L. A. P., Barros, J. A. O., Alves, J. G. A. (2011). *Fiber reinforced concrete of enhanced fire resistance for tunnel segments*.
- Ma, Q., Guo R., Zhao, Z., Lin, Z., He, K. (2015). *Mechanical properties of concrete at high temperature-A review*. *Constr. Build. Mater.* 93, 371–383. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.131>
- Mehta, P. K., Monteiro, P. J. M. (2008). *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*. 3ed. <https://dx.doi.org/10.1036/0071462899>
- Noumowe, A. (2005). *Mechanical properties and microstructure of high strength concrete containing polypropylene fibres exposed to temperatures up to 200 °c*. *Cem. Concr. Res.* 35, 2192–2198. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.03.007>
- Pai, S., Chandra, K. L. (2013). *Analysis of polyester fibre reinforced concrete subjected to elevated temperatures*. *International Journal of Civil, Structural, Environmental and Infrastructure Engineering Research and Development (IJCSEIERD)* 3 (2013) 1–10.
- Park, S.-J., Yim, H. J. (2016). *Evaluation of residual mechanical properties of concrete after exposure to high temperatures using impact resonance method*. *Constr. Build. Mater.* 129, 89–97. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.116>
- Petrucci, E. G. R. (1981). *Concreto de cimento Portland*. 8 ed. Rio de Janeiro: Editora Globo.
- Pliya, P., Beaucour, A. L., Noumowé. (2011). *Contribution of cocktail of polypropylene and steel fibres in improving the behaviour of high strength concrete subjected to high temperature*. *Constr. Build. Mater.* 25, 1926–1934. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.064>
- Poon, C. S., Shui, Z. H., Lam, L. (2004). *Compressive behavior of fiber reinforced high-performance concrete subjected to elevated temperatures*. *Cem. Concr. Res.* 34, 2215–2222. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.02.011>
- São Paulo. Corpo De Bombeiros Militar Do Estado. (2011). *Instrução Técnica 14 - Carga de incêndio nas edificações e áreas de risco*. São Paulo.
- Sekhar, M. P., Raju, K. (2017). *A Study on Effect of Mechanical Properties of Recron 3S Fibre Concrete on Different Grades Exposed to Elevated Temperatures*. *International Journal for Innovative Research in Science & Technology* 4, 41–46.
- Shihada, S. (2011). *Effect of polypropylene fibers on concrete fire resistance*. *J. Civ. Eng. Manag.* 17, 259–264. <https://doi.org/10.3846/13923730.2011.574454>
- Song, P. S., Hwang, S., Sheu, B. C. (2005). *Strength properties of nylon- and polypropylene-fiber-reinforced concretes*. *Cem. Concr. Res.* 35, 1546–1550. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.06.033>
- Srikar, G., Anand, G., Prakash, S. Suriya. (2016). *A Study on Residual Compression Behavior of Structural Fiber Reinforced Concrete Exposed to Moderate Temperature Using Digital Image Correlation*. *Int. J. Concr. Struct. Mater.* 10, 75–85. <https://doi.org/10.1007/s40069-016-0127-x>
- Suresh, N., Bindiganavile, V., Prabhu, M. (2014). *Compressive Behaviour of Polyester Fiber Reinforced Concrete Subjected To Sustained Elevated Temperature*. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering* 4, 220–224.
- Xiao, J., Falkner, H. (2006). *On residual strength of high-performance concrete with and without polypropylene fibres at elevated temperatures*. *Fire Saf. J.* 41, 115–122. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2005.11.004>
- Yermak, N., Pliya, P., Beaucour, A. L., Simon, A., Noumowé, A. (2017). *Influence of steel and/or polypropylene fibres on the behaviour of concrete at high temperature: Spalling, transfer and mechanical properties*. *Constr. Build. Mater.* 132, 240–250. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.120>

## Resistência ao fogo de blocos de alvenaria cerâmica de vedação utilizando proteção de tinta intumescente

C. A. S. Sales<sup>1</sup> , C. F. G. Nascimento<sup>1</sup> , T. M. Silva<sup>2</sup> , L. M. Barreto<sup>2</sup> , P. C. Lordsleem Jr.<sup>2</sup> , W. A. Soares<sup>2</sup> , P. Castro-Borges<sup>3</sup> , E. C. B. Monteiro<sup>1,2\*</sup> 

\*Autor de Contato: [eliana@poli.br](mailto:eliana@poli.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.417>

Recepção: 01/07/2019 | Aceitação: 27/11/2019 | Publicação: 30/12/2019

### RESUMO

Avaliou-se a eficiência da proteção superficial de estruturas de alvenaria de vedação com tinta intumescente em relação à resistência mecânica e ao isolamento térmico. Foram utilizados 60 blocos cerâmicos de alvenaria de vedação. A temperatura da face diretamente exposta à chama foi em média 25% inferior para o bloco com a proteção passiva. A resistência à compressão dos blocos com proteção passiva foi cerca de 70% superior aos blocos sem proteção, após 60 minutos de exposição direta a chama. Mais de 70% dos blocos sem proteção passiva e que foram expostos a chama tiveram resistência a compressão de 1,35 MPa, enquanto 100% dos blocos com proteção tiveram valores de 2,38 MPa, mesmo após 60 minutos de exposição.

**Palavras-chave:** alvenaria; incêndio; proteção passiva; tintas intumescentes; resistência.

**Citar como:** Sales, C. A. S., Nascimento, C. F. G., Silva, T. M., Barreto, Lordsleem Jr., A. C., Soares, W. A., Castro-Borges, P., L. M., Monteiro, E. C. B. (2020), “Resistência ao fogo de blocos de alvenaria cerâmica de vedação utilizando proteção de tinta intumescente”, Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 53 - 68, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.417>

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife-PE, Brasil.

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife-PE, Brasil.

<sup>3</sup> Centro de Investigación y de Estudios Avanzados (CINVESTAV) Unidad Mérida, México.

### Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Website: [www.alconpat.org](http://www.alconpat.org)

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo, No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2020.

## **Fire resistance of ceramic-masonry sealing blocks using intumescent paint protection**

### **ABSTRACT**

The efficiency of surface protection of sealing masonry structures with intumescent ink was evaluated in relation to mechanical resistance and thermal insulation. Sixty ceramic sealing masonry blocks were used. The temperature of the face directly exposed to the flame was on average 25% lower for the block with passive protection. The compressive strength of the blocks with passive protection was about 70% higher than the unprotected blocks, after 60 minutes of direct exposure to the flame. More than 70% of the blocks without passive protection and that were exposed to flame had compressive resistance of 1.35 MPa, while 100% of the blocks with protection had values 2.38 MPa, even after 60 minutes of exposure

**Keywords:** masonry; fire; passive protection; intumescent paints; resistance.

## **Resistencia al fuego de bloques de albañilería cerámica de sellado utilizando protección de tinta intumescente**

### **RESUMEN**

Se evaluó la eficiencia de la protección superficial de las estructuras de mampostería de sellado con tinta intumescente en relación con la resistencia mecánica y el aislamiento térmico. Se utilizaron sesenta bloques de mampostería de sellado cerámico. La temperatura de la cara directamente expuesta a la llama fue en promedio un 25% menor para el bloque con protección pasiva. La fuerza de compresión de los bloques con protección pasiva fue aproximadamente 70% mayor que la de los bloques sin protección, después de 60 minutos de exposición directa a la llama. Más del 70% de los bloques sin protección pasiva y expuestos a llamas tenían una resistencia a la compresión de 1,35 MPa, mientras que el 100% de los bloques con protección tenían valores de 2,38 MPa, incluso después de 60 minutos de exposición.

**Palabras clave:** albañilería; incendio; protección pasiva; pinturas intumescentes; resistencia.

## **1. INTRODUÇÃO**

Os incêndios estão presentes na história de várias cidades no mundo e, em algumas delas, chegaram a protagonizar mudanças significativas no desenho urbano e nas características construtivas de suas edificações acontecendo em escala urbana, ou seja, atingindo centenas ou milhares de estruturas colocando em risco a vida de milhares de pessoas (FREITAS, 2014).

No Brasil, o conhecimento sobre segurança contra incêndio em edificações só se tornou assunto de importância após duas grandes tragédias nacionais: os incêndios nos edifícios Andraus (em 1972 com dezesseis mortos) e Joelma (em 1974 com cento e oitenta e nove mortos), ambos na cidade de São Paulo até entrar em pauta para o desenvolvimento de normas regulamentadoras para minimizar esses acontecimentos.

As normas e legislações nacionais de segurança contra incêndio definem que as paredes e elementos de vedação devem possuir um determinado tempo de resistência ao fogo, o qual varia com o tipo de ocupação da edificação e com a altura total. Contudo as sugestões de desempenho de materiais oferecidas pela grande parte desses códigos normalmente são baseadas em conhecimentos empíricos, sendo que os mesmos denotam uma resistência ao fogo bem superior, quando ensaiados em laboratório. Como os blocos cerâmicos possuem bom desempenho ao fogo, logicamente, espera-se que uma parede construída com tais blocos também possua boa resistência ao fogo.

Segundo a NBR 14432 (2000), pode ser definida como a propriedade de um elemento de construção de resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento térmico.

A resistência ao fogo das paredes de uma edificação é muito importante para a segurança contra incêndio, uma vez que, em incêndios ocorridos em edifícios de grande altura, constatou-se que as vias de circulação apresentavam uma grande vulnerabilidade à fumaça, ao calor e às chamas, o que dificultava o abandono da edificação e permitia ao incêndio propagar-se rapidamente (ONO, 2007). Andreini e Sassu (2011) defendem que uma parede alvenaria por não produzirem fumaça ou gases tóxicos, a mesma com blocos cerâmicos torna-se uma boa alternativa para minimizar a propagação do incêndio, proporcionando tanto o isolamento térmico e quanto a estabilidade necessária ao edifício. Entretanto, foram encontrados poucos estudos sobre a resistência ao fogo de paredes de alvenaria com blocos cerâmicos, os quais envolveram somente paredes com 14 cm de espessura (THOMAZ e HELENE, 2000).

Nguyen e Meftah (2012), reforçam que os estudos para determinação das características mecânicas desses materiais são realizados em laboratórios, com resultados empíricos resultando em estruturas mais caras (NADJAI *et al.*, (2006).

A proteção passiva contra incêndio é constituída por meios de proteção incorporados à edificação e que não requer nenhum tipo de acionamento para o seu funcionamento em situação de incêndio. São exemplos de proteção passiva o controle de materiais de acabamento e revestimento, proteção das rotas de fuga, compartimentação e isolamento de risco (SEITO *et al.*, 2008).

Assim, medidas devem ser implantadas na proteção contra incêndio e algumas delas são as tintas intumescentes que foram desenvolvidas há muito tempo - a primeira patente é de 1938 e os princípios que regem sua atuação já são muito bem conhecidos. Revestimentos intumescentes são muito utilizados na proteção de estruturas de aço para períodos de trinta e sessenta minutos, e seu uso para noventa minutos tem aumentado em alguns países.

Devido à falta de informações técnicas oferecidas pela maioria dos fabricantes de tintas intumescentes, em relação à resistência à compressão de blocos cerâmicos após exposição ao fogo, de acordo com regulamentos ou informações geralmente generalizadas e também por causa de poucas pesquisas científicas encontradas na literatura, o objetivo deste trabalho foi estudar a resistência ao fogo, com a aplicação de proteção passiva de tinta intumescente, nos blocos de alvenaria de cerâmica de vedação, após exposição direta à chama. Desta forma, a eficiência da proteção passiva em relação à resistência mecânica e ao isolamento térmico pode ser verificada.

### **1.1 Fatores que influenciam o desempenho ao fogo de paredes de alvenaria**

O desempenho ao fogo de uma parede de alvenaria depende de diversos fatores. Primeiramente, destacam-se fatores ligados ao tipo de bloco utilizado na alvenaria, compreendendo as características do material utilizado e a geometria dos blocos (THOMAZ; HELENE, 2000).

Além do bloco, as características construtivas como o tipo das juntas de assentamento, dos revestimentos e do preenchimento dos vazados também exercem influência na resistência ao fogo (THOMAZ; HELENE, 2000; MEYER, 2006). Por fim, Meyer (2006) ainda apresenta alguns fatores ligados à estabilidade estrutural da parede, como o índice de esbeltez da parede, o carregamento aplicado e a presença de excentricidades.

### **1.2 Proteção passiva**

A obtenção das condições de segurança ao incêndio requer adequados meios de combate, visando não permitir o colapso estrutural do edifício, facilitando a fuga dos usuários e garantindo a aproximação e ingresso no edifício para ações de combate (COELHO, 2010).

Proteção passiva é o conjunto de medidas de proteção contra situações de incêndio incorporadas à construção do edifício e que devem, portanto, ser previstas pelo arquiteto. Seu desempenho ao fogo independe de qualquer ação externa (SEITO, *et al.*, 2008).

Os principais meios de proteção passiva são: saídas de emergência (localização, quantidade e projeto), reação ao fogo de materiais de acabamento e revestimento, resistência ao fogo dos elementos construtivos, controle de fumaça, separação entre edificações.

### 1.3 Tintas intumescentes

As tintas intumescentes foram desenvolvidas há muito tempo - a primeira patente é de 1938 - e os princípios que regem sua atuação já são muito bem conhecidos. Desde sua criação, e, em particular, durante os últimos vinte anos, seu uso tem crescido em todos os países. O termo intumescente deriva do latim “tumescere”, que significa iniciar, expandir.

A intumescência ocorre pela reação de componentes ativos sob influência do calor, produzindo uma expansão significativa. Esses componentes ativos, ou intumescentes, expandem muitas vezes sua espessura inicial aplicada quando aquecidos (tipicamente mais do que 60x), produzindo uma massa carbonácea que protege qualquer substrato sobre o qual o revestimento tenha sido aplicado. Os revestimentos intumescentes possuem os seguintes ingredientes: um catalisador que se decompõe sob efeito do calor, produzindo um ácido mineral (como o ácido fosfórico). O polifosfato de amônio é o catalisador comumente utilizado; um agente carbonizante, como o amido, que se combina com o ácido mineral, formando uma massa carbonácea; um aglutinante, ou resina, que amolece a uma temperatura predeterminada; um agente espumífico que se decompõe juntamente com a fusão do ligante, liberando grandes volumes de gases não-inflamáveis. Esses gases incluem o dióxido de carbono, amônia e vapor de água.

A produção desses gases promove o inchamento (intumescimento) da massa carbonácea, gerando uma espuma carbonácea, que se expande cerca de 60x (ou mais) o volume original da tinta, promovendo a proteção térmica. O uso destes produtos corresponde, em certos países, a mais do que 40% do mercado de produtos de proteção térmica usados em edifícios de múltiplos andares.

### 1.4 Desempenho estrutural em situação de incêndio

Em situação de incêndio, há necessidade de se minimizar o risco de colapso estrutural da edificação. Os materiais empregados na estrutura e nas compartimentações devem estar em acordo com o TRRF – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo, conforme a norma NBR 14.432 (2000). Devem também ser atendidas normas específicas para o tipo de estrutura em questão, como a NBR 15.575 (2013) e a NBR 14323 (2013). Para outros de estrutura, a NBR 15.575 (2013) estabelece que deve ser obedecido o Eurocode correspondente.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Materiais e equipamentos

Foram utilizados 60 (sessenta) Blocos Cerâmicos de Alvenaria de vedação com 8 furos na horizontal e dimensões (9 cm x 19 cm x 19 cm), adquiridas no comércio de Recife-PE; Maçarico com Gás Butano (Temperatura da chama 1200 °C); Termômetro Infravermelho Marca BENETECH modelo GM300 (Temperatura: -50°C a 380°C); Termômetro digital Salvterm 1200K (Temperatura: -50°C a 1350°C) com sensor de superfície com haste de 6,5mm de diâmetro por 260mm de comprimento; Tinta Intumescente CKC-333®; Rolo de espuma para aplicação da tinta intumescente; Equipamentos de Proteção individual: máscara, luvas e óculos de Proteção; Proteção do laboratório: Extintor Portátil de Pó Químico Seco de 4Kg.

### 2.2 Caracterização dos tipos de corpos de prova

Os 60 (sessenta) corpos de prova foram distribuídos em 4 grupos (tipos) de 15 (quinze) blocos, sendo os dois primeiros grupos utilizados como base de referência para fins de análise de resistência à compressão (condição saturada e não saturada). Podemos verificar o organograma com o resumo dos ensaios, bem como, o detalhamento da execução experimental por tipo mostrado na Figura 1.

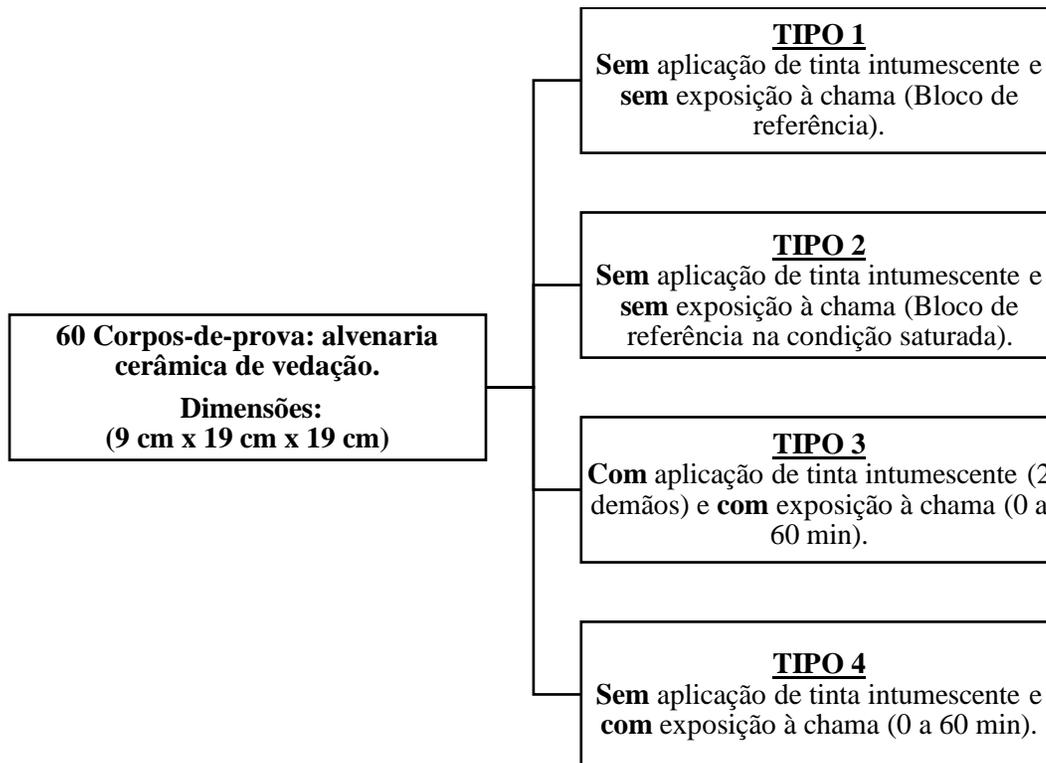


Figura 1. Planejamento experimental.

É importante notar que o experimento é uma simulação para comparação e análise do comportamento de blocos de vedação com e sem tinta de proteção passiva, que apesar de ter a NBR 10636/89 como parâmetro, a metodologia aplicada no experimento realizado nesta pesquisa não está associada à norma citada e à ISO 834, desta forma não é possível atestar o tempo de resistência ao fogo (TRF) das amostras de acordo com as normas.

É interessante ressaltar que o tempo de exposição ao fogo definido para os grupos 3 e 4 foi de 60 minutos em função de limitações de custo do combustível, por ser o tempo indicado pelo fabricante como tempo de proteção para 2 demãos de tinta, bem como por ser o dobro do tempo mínimo exigido para paredes estruturais até cinco pavimentos, segundo a norma de desempenho.

É importante mencionar que existem diferenças significativas entre ensaios para o sistema de vedação, prismas e blocos individualmente, bem como que os revestimentos desses últimos também influenciam nos testes.

A análise será realizada no bloco cerâmico de vedação, sem qualquer tipo de revestimento que não seja a proteção da tinta intumescente (tipo 3). Essa condição, além de simular condições de muitas unidades habitacionais de baixa renda, também simula a condição mais extrema possível do material no caso de um incêndio.

A aplicação da chama, bem como as medições de temperatura foram realizadas no centro geométrico de todas as faces, com a finalidade de encontrarmos os maiores valores a que foram expostos, ficando a lata contendo o combustível a uma distância de 20 centímetros dos blocos expostos. A temperatura média ambiente durante os ensaios foi de 33°C.

### 2.2.1 Corpo de prova Tipo 1 (Bloco de referência – não saturado) e Corpo de Prova Tipo 2 (Bloco de referência – saturado)

Os 15 (quinze) blocos caracterizados como do tipo 1 são aqueles utilizados como referência para efeito de resistência à compressão. Para esses blocos não foram aplicadas proteções passivas nem exposição a nenhum tipo de chama, sendo conservados a temperatura ambiente.

Já os 15 (quinze) blocos caracterizados como do tipo 2, diferentemente do modelo anterior foram ensaiados após 24h de imersão em água. No que se refere ao recebimento, preparação, acondicionamento dos corpos de prova e procedimentos estão de acordo com o previsto nas normas ABNT NBR 15270-1, ABNT NBR 15270-2, ABNT NBR 15270-3 e podem ser observados no diagrama a seguir na Figura 2.

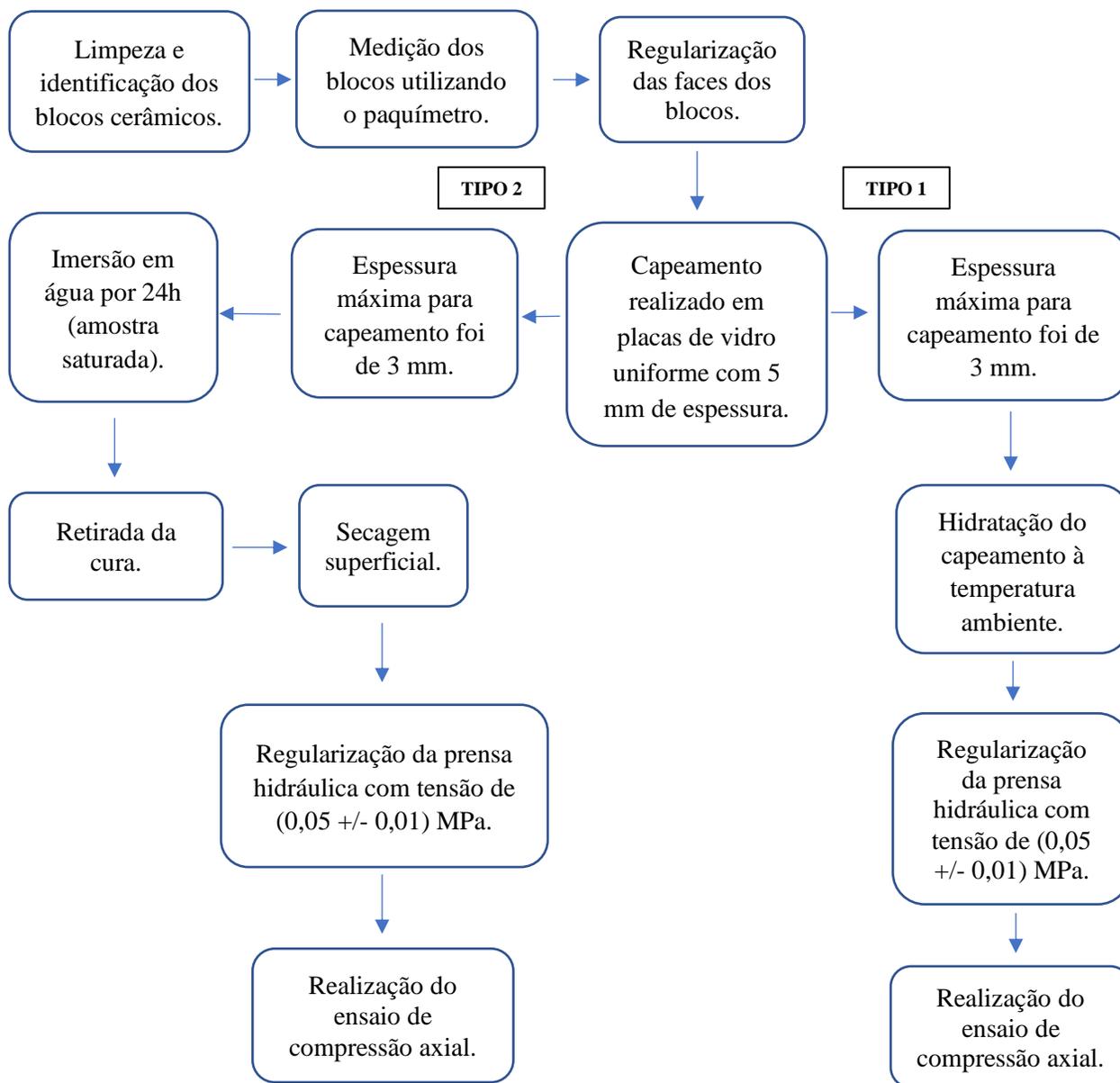


Figura 2. Recebimento, preparação e acondicionamento dos corpos de provas.

### 2.2.2 Corpo de Prova Tipo 3 (com aplicação de tinta intumescente e exposição direta a chama) e Corpo de Prova Tipo 4 (sem aplicação de tinta intumescente e exposição direta a chama)

Nos 15 (quinze) blocos denominados tipo 3, foram executados os procedimentos iniciais de caracterização e preparação (capeamento) idênticos aos já descritos para o tipo 1 (Figura 3), porém, nesse tipo de bloco foram aplicadas 2 (duas) demãos de tinta intumescente (Figura 4), conforme descrição a seguir, além de exposição de cada bloco à 60 minutos de exposição direta a chama mostrado na Figura 5.



Figura 3. Capeamento dos blocos cerâmicos.



Figura 4. Aplicação da tinta intumescente.



Figura 5. Aplicação da tinta intumescente

Foram aferidas, após a aplicação dos 60 minutos de exposição direta a chama, a temperatura da face que sofreu diretamente a aplicação da chama, a temperatura da face imediatamente oposta, através do primeiro septo do bloco e a temperatura da face do bloco sem aplicação de tinta intumescente.

Além do levantamento de temperaturas visando verificação da eficiência do isolamento térmico, após a exposição à chama, os blocos foram levados à prensa hidráulica para fins de verificação da resistência a compressão e carga máxima suportada.

A tinta escolhida para o ensaio foi a tinta intumescente da marca CKC-333, a qual foi selecionada em função da gama de certificações internacionais, bem como por ter sido a única marca, dentre as disponíveis no mercado nacional, que se dispuseram a apoiar esta pesquisa encaminhando amostra para teste.

A tinta intumescente CKC-333 é um revestimento interno à base de água acrílica, atóxico, inodoro, antimofa e antifungos, que a aproximadamente 200°C, dá início a um processo de expansão volumétrica, provocando o retardamento da elevação das temperaturas nos elementos de concretos, alvenarias e drywall.

Já nos 15 (quinze) blocos caracterizados como do tipo 4 foram executados os procedimentos iniciais de caracterização e preparação (capeamento) idênticos aos já descritos para o tipo 1, porém, não foi aplicada proteção passiva por tinta intumescente, havendo 60 minutos de exposição direta a chama.

Foram aferidas as temperaturas, após a aplicação dos 60 minutos de exposição direta a chama, nos mesmos locais que os blocos do tipo 3, bem como, após o levantamento de temperaturas, os blocos foram levados a prensa hidráulica para fins de verificação da resistência a compressão e carga máxima suportada. Os blocos dos tipos 3 e 4 foram submetidos a uma hora de incidência direta à chama e antes de serem levados a prensa hidráulica, para verificação da resistência a compressão e carga máxima suportada (Figura 6), foram aferidas as temperaturas nas faces onde a chama

incidiu diretamente, na face imediatamente oposta, através do primeiro septo e na face mais distante da aplicação da chama. O procedimento experimental para os blocos do tipo 4 foi idêntico ao realizado com os blocos do tipo 3, porém, esses corpos de prova não receberam a proteção passiva por tinta intumescente mostrado na Figura 7.



Figura 6. Resistência à compressão.



Figura 7. Blocos sem proteção passiva.

### 3. RESULTADOS E DISCURSÕES

Para determinar a resistência e o desvio padrão dos blocos do (tipo 1) foram utilizadas as Equações 1 e 2 respectivamente.

$$\bar{R}_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{15} R_i \rightarrow \bar{R}_1 = 2,484MPa ; \quad (1)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} \rightarrow s \cong 0,70 \quad (2)$$

Para determinar a resistência máxima e mínima considerando os valores calculados anteriormente para a média e desvio padrão foi utilizado a Equação 3.

Para  $k = 3$ :

$$\bar{R}_1 \pm 3s \rightarrow 2,484 \pm 3.(0,70) \Rightarrow R_{1\min} = 0,40MPa \text{ e } R_{1\max} = 4,57MPa \quad (3)$$

Onde  $k$  é o coeficiente de variação do tempo em segundos. Para determinação do desvio padrão e a carga máxima suportada dos blocos do tipo 1 utilizou-se a equação 3 e 4 respectivamente.

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (c_i - \bar{c})^2}{n-1}} \rightarrow s \cong 10,23 \quad (4)$$

Para  $k = 3$ :

$$\bar{C}_{1\max} \pm 3s \rightarrow 39,997 \pm 3.(10,23) \Rightarrow \bar{C}_{1\max\min} = 9,30KN \text{ e } \bar{C}_{1\max\max} = 70,69KN \quad (5)$$

Para determinar a resistência e o desvio padrão dos blocos do tipo 2, utilizou-se a Equações 1 e 2

Resistência ao fogo de blocos de alvenaria cerâmica de vedação  
utilizando proteção de tinta intumescente

respectivamente.

$$\bar{R}_2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{15} R_i \rightarrow \bar{R}_2 = 2,036MPa;$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} \rightarrow s \cong 0,46$$

Considerando os valores calculados anteriormente para média e desvio padrão conforme Equação 3, tem-se:

$$\bar{R}_2 \pm 3s \rightarrow 2,036 \pm 3.(0,46) \Rightarrow R_{2\min} = 0,66MPa \text{ e } R_{2\max} = 3,41MPa$$

Para determinação da média da carga máxima, o desvio padrão e as cargas máxima e mínima suportada pelos blocos do tipo 2, foram utilizadas as Equações 6, 7 e 8 respectivamente.

$$\bar{C}_{2\max} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{15} C_i \rightarrow \bar{C}_{2\max} = 33,505KN; \tag{6}$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (c_i - \bar{c})^2}{n-1}} \rightarrow s \cong 10,23 \tag{7}$$

$$\bar{C}_{2\max} \pm 3s \rightarrow 33,505 \pm 3.(7,47) \Rightarrow \bar{C}_{2\max\min} = 11,20KN \text{ e } \bar{C}_{2\max\max} = 55,81KN \tag{8}$$

Levando em consideração os três desvios padrão, observa-se que todos os valores para a resistência a compressão e carga máxima suportada dos blocos dos tipos 1 e 2 devem ser considerados como representativos calculados de acordo com as Equações 9 e 10 respectivamente. Comparando os valores médios das resistências à compressão e as cargas máximas suportadas dos tipos 1 e 2, tem-se:

$$\frac{\bar{R}_1 - \bar{R}_2}{\bar{R}_1} = \frac{2,484 - 2,036}{2,484} = 0,18 \text{ ou } 18\% \tag{9}$$

$$\frac{\bar{C}_1 - \bar{C}_2}{\bar{C}_1} = \frac{39,997 - 33,505}{39,997} = 0,16 \text{ ou } 16\% \tag{10}$$

Realizou-se a análise de variância (ANOVA) para um único fator, que para os tipos 1 e 2 se distinguem pela condição saturada ou não, através da análise do software MS Excel 2016, onde os dados de resistência à compressão resultaram na Tabela 1.

Tabela 1. ANOVA (Resistência Tipos 1 e 2).

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	1,506	1	1,50662	4,3395	0,046486	4,19597
Dentro dos grupos	9,721	28	0,34719			

Pode-se verificar que, como o valor de P encontrado (0,046) é menor do que o nível de significância estipulado que foi de 5% (0,05) ou, analisando de outra forma, como o valor de F (4,33) encontrado é maior do que o  $F_{\text{crítico}}$  (4,19) então devemos rejeitar a hipótese nula ( $H_0$ ) em que as médias seriam iguais.

Dessa forma, podemos afirmar que as condições saturadas e não saturadas influenciam os resultados obtidos para a resistência à compressão. Realizando a mesma verificação de representatividade dos dados coletados para os blocos dos tipos 3 e 4, verificamos que, para três desvios padrão, todos os dados são significativos mostrados nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 2. Valores médios e desvios padrão para blocos do tipo 3.

Dados	TIPO 3 (Com Exposição à Chama e Com Proteção)						
	Temperatura (60' de exposição)					Cmáx(KN)	R(MPa)
	Td(°C)	Ti1(°C)	Ti2(°C)	$\Delta T1$ (°C)	$\Delta T2$ (°C)		
<b>Média (X)</b>	<b>938,067</b>	<b>187,000</b>	<b>40,920</b>	<b>751,067</b>	<b>897,147</b>	<b>37,993</b>	<b>2,380</b>
<b>Desvio Padrão (s)</b>	54,61	10,62	2,00	57,89	54,21	7,19	0,42
<b>X+3s</b>	1101,89	218,85	46,91	924,75	1059,79	59,55	3,64
<b>X-3s</b>	774,25	155,15	34,93	577,39	734,50	16,44	1,12

Tabela 3. Valores médios e desvios padrão para blocos do tipo 4.

Dados	TIPO 4 (Com Exposição à Chama e Sem Proteção)						
	Temperatura (60' de exposição)					Cmáx(KN)	R(MPa)
	Td(°C)	Ti1(°C)	Ti2(°C)	$\Delta T1$ (°C)	$\Delta T2$ (°C)		
<b>Média (X)</b>	<b>1166,33</b>	<b>509,73</b>	<b>92,82</b>	<b>656,60</b>	<b>1073,51</b>	<b>21,86</b>	<b>1,34</b>
<b>Desvio Padrão (s)</b>	34,16	30,46	5,39	44,78	35,09	5,81	0,35
<b>X+3s</b>	1268,81	601,12	108,98	790,95	1178,78	39,28	2,40
<b>X-3s</b>	1063,86	418,35	76,66	522,25	968,24	4,45	0,29

Avaliando inicialmente a temperatura da face onde a chama incidiu diretamente, verifica-se que as temperaturas variam aproximadamente 25% em termos médios de acordo com a Equação 11.

$$\frac{\bar{T}_{ds} - \bar{T}_{dc}}{\bar{T}_{dc}} = \frac{1166,33 - 938,07}{938,07} = 0,2433 \text{ ou } 24,33\% \quad (11)$$

Quando analisamos as faces imediatamente opostas a aplicação da chama, a variação de temperatura entre os blocos com e sem proteção assume valores médios da ordem de 172% maiores quando os blocos não possuem proteção passiva mostrado na Equação 12.

$$\frac{\bar{T}_{fs} - \bar{T}_{fc}}{\bar{T}_{fc}} = \frac{509,73 - 187,00}{187,00} = 1,7258 \text{ ou } 172,58\% \quad (12)$$

Nas Figuras 8 e 9 observa-se os resultados do comportamento das faces dos blocos quando exposto e não exposto a chama e como a tinta para proteção utilizada influencia nesse processo.

### TEMPERATURA DA FACE OPOSTA À CHAMA

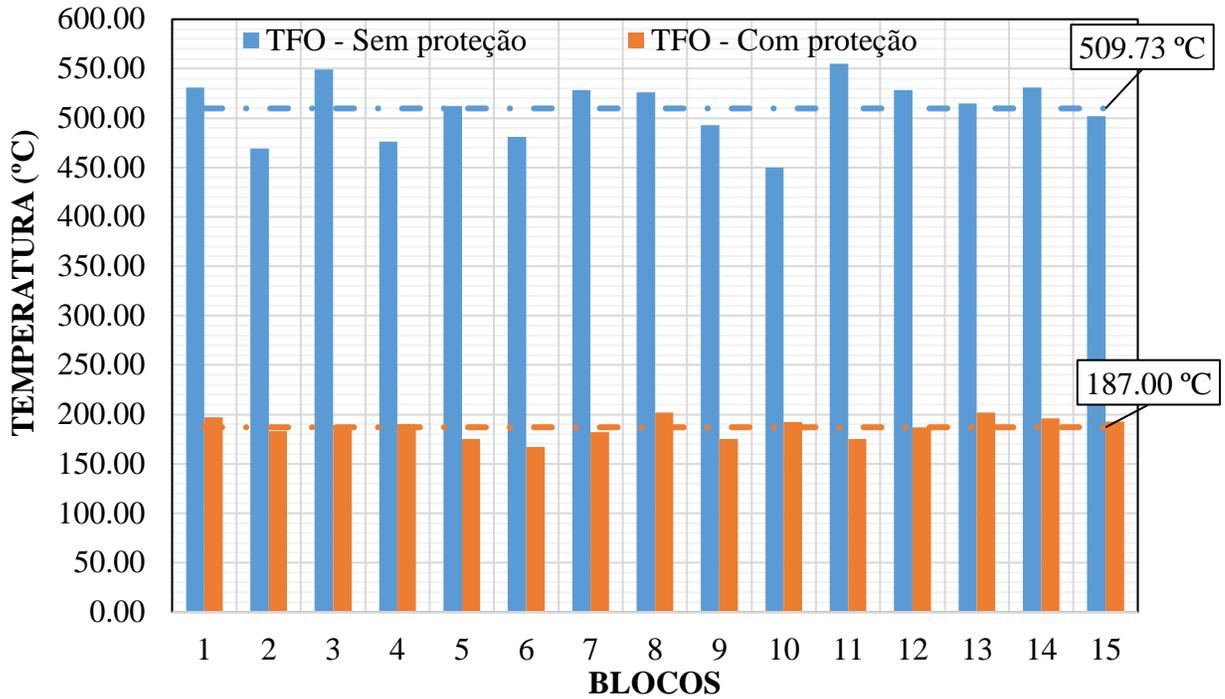


Figura 8. Comparativo das temperaturas das faces imediatamente opostas para os blocos com e sem proteção passiva, tipos 3 e 4 respectivamente.

### TEMPERATURA DA FACE EXPOSTA DO BLOCO

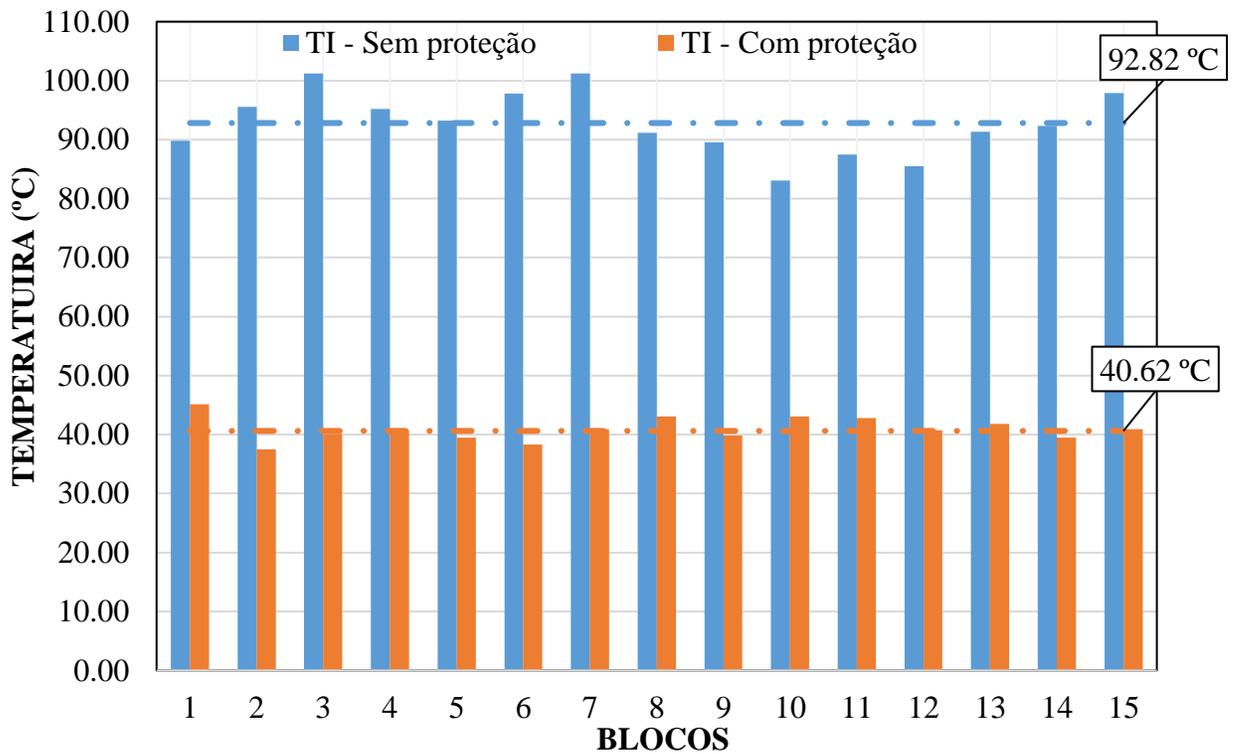


Figura 9. Comparativo das temperaturas das faces opostas para os blocos com e sem proteção passiva, tipos 3 e 4 respectivamente.

Essa menor diferença entre as variações de temperatura, na face oposta mais distante deve ocorrer em virtude do isolamento térmico natural que o ar entre os septos proporciona ao bloco. Verifica-se que nenhum dos blocos com proteção passiva atingiu temperaturas maiores que 46° C. A seguir utilizou-se a Equação 13 para determinar a percentagem dessa variação.

$$\frac{\bar{T}_{is} - \bar{T}_{ic}}{\bar{T}_{ic}} = \frac{92,82 - 40,62}{40,62} = 1,285 \text{ ou } 128,50\% \quad (13)$$

Realizando análise de variância para o fator temperatura dos tipos 3 e 4, considerando as temperaturas de cada face medida e para todos os grupos de medições de temperatura realizadas, o valor de P é inferior ao nível de significância estipulado de 5% (0,05), bem como o valor de F é inferior ao Fcrit.

Dessa forma, rejeita-se a hipótese nula (H0) em que as médias seriam iguais. Portanto, podemos afirmar que os valores são distintos e as condições de proteção e sem proteção passiva, tornam as amostras distintas. As Equações 14 e 15 foram utilizadas no comparativo da resistência à compressão e da capacidade máxima de carga entre os blocos com e sem proteção passiva.

$$\frac{\bar{R}_c - \bar{R}_s}{\bar{R}_s} = \frac{2,38 - 1,34}{1,34} = 0,776 \text{ ou } 77,6\% \quad (14)$$

$$\frac{\bar{C}_c - \bar{C}_s}{\bar{C}_s} = \frac{37,993 - 21,860}{21,860} = 0,738 \text{ ou } 73,8\% \quad (15)$$

Verifica-se que após a exposição ao fogo, durante o período de 60 minutos, os blocos sem proteção diminuíram em média 70% de sua resistência à compressão e 67% da sua capacidade máxima de carga quando comparados aos blocos que possuíam a proteção passiva.

Pode-se ainda comparar os valores de resistência à compressão e capacidade de carga entre os blocos com proteção e os blocos do tipo 1 que foram aqueles que tiveram maiores valores de resistência e capacidade de carga, os quais foram escolhidos como referência conforme mostrado nas Equações 16 e 17.

$$\frac{\bar{R}_1 - \bar{R}_3}{\bar{R}_1} = \frac{2,484 - 2,38}{2,484} = 0,042 \text{ ou } 4,2\% \quad (16)$$

$$\frac{\bar{C}_1 - \bar{C}_3}{\bar{C}_1} = \frac{37,997 - 37,993}{37,997} = 0,000105 \text{ ou } 0,011\% \quad (17)$$

Comparando os valores médios da resistência à compressão, tem-se uma pequena variação de 5%. Entretanto, os valores o valor nulo de variação de capacidade máxima de carga média, não traduz a mesma análise individual referente a resistência definida por norma, já que há uma grande variação nos valores vistos nas Figuras 10 e 11.

Verifica-se que para o nível de significância determinado em 5%, bem como o Fcrit, os valores da resistência são relevantes em função da proteção e não proteção passiva, tornando os dados amostrais distintos.

### RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS BLOCOS COM E SEM PROTEÇÃO PASSIVA

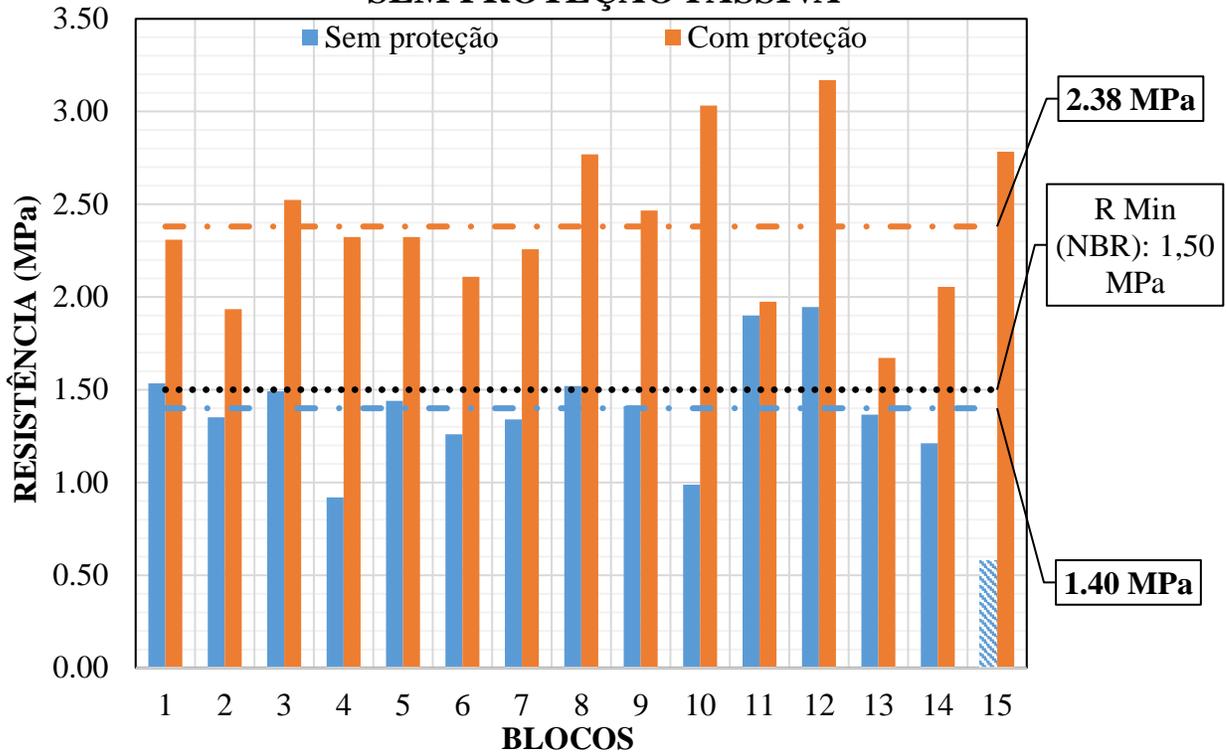


Figura 10. Comparativo das resistências à compressão para os blocos com e sem proteção passiva, tipos 3 e 4 respectivamente.

### RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO: COMPARAÇÃO ENTRE OS BLOCOS DE REFERÊNCIA E OS BLOCOS COM PROTEÇÃO PASSIVA

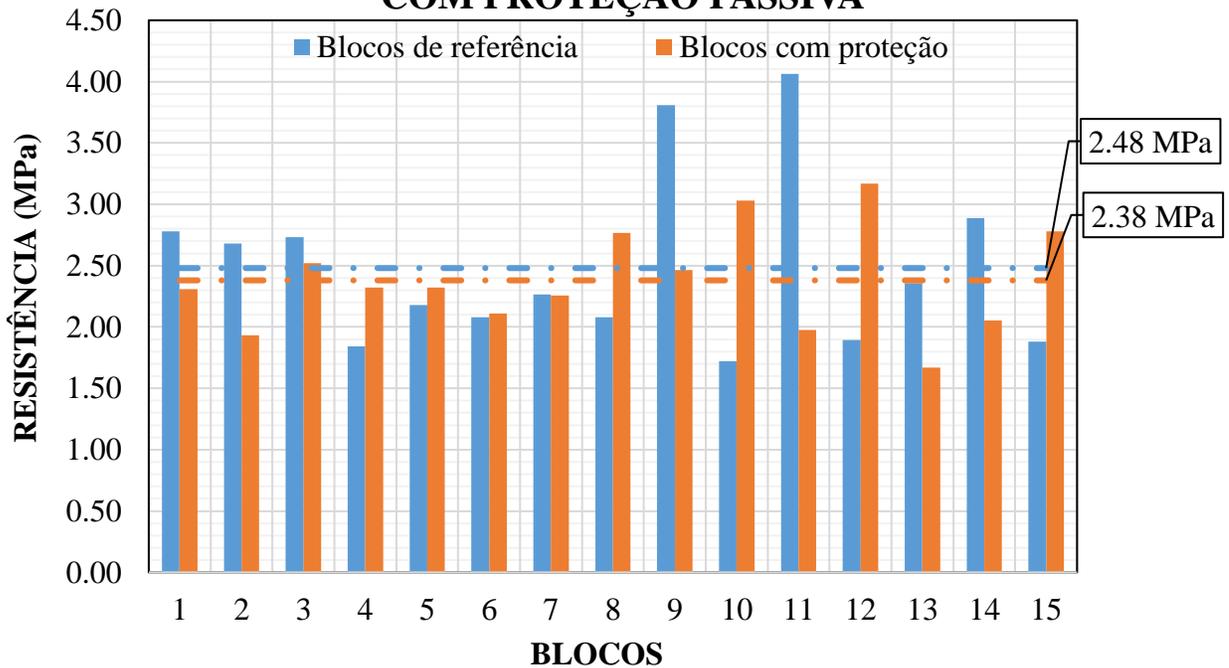


Figura 11. Comparativo da Resistência à Compressão entre Blocos de Referência e Blocos com Proteção Passiva.

Verifica-se que para o valor de P é inferior ao nível de significância estipulado de 5% (0,05), bem como o valor de F é inferior ao  $F_{crit}$ . Pode-se afirmar que os valores são distintos e as condições de proteção e sem proteção passiva, tornam as amostras distintas.

Tabela 4. Resumo de Dados (resistência à compressão - tipos 3 e 4)

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	8,03833	1	8,03833	53,794	5,50E-08	4,19597
Dentro dos grupos	4,18399	28	0,14943			

Verifica-se que mesmo após 60 minutos de incidência direta da chama nos blocos do tipo 3, os quais possuíam proteção passiva por tinta intumescente, que os valores médios da resistência a compressão bem como da capacidade máxima de carga sofreram pequena variação, abaixo de 5%, quando comparados aos valores obtidos dos blocos de referência, demonstrando, além da excelente eficiência no isolamento térmico, que os parâmetros estruturais dos blocos foram mantidos. Em função dessa pequena variação, realizou-se novamente o teste de análise de variância com o intuito de verificar se as médias eram distintas (Tabela 5).

Tabela 5. ANOVA (Resistência a Compressão- tipos 1 e 3)

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	0,081	1	0,08112	0,24575	0,62395	4,19597
Dentro dos grupos	9,242	28	0,33009			

Dessa forma, como o valor de P encontrado (0,624) é bem superior ao nível de significância estipulado que foi de 5% (0,05) ou, analisando de outra forma, como o valor de F (0,245) encontrado é inferior do que o  $F_{crítico}$  (4,19) então deve-se aceitar a hipótese nula ( $H_0$ ) em que as médias seriam iguais. Portanto, estamos considerando os conjuntos de blocos de referência, que não foram expostos, ao conjunto de blocos protegidos por tintas intumescentes, após 60 minutos de exposição, como idênticos.

Além disso, no que se refere a exigência da NBR 15270 (2005) - Componentes Cerâmicos - Parte 1 - Blocos Cerâmicos para alvenaria de vedação - Terminologia e requisitos, quanto à resistência à compressão mínima para blocos de vedação com furos da horizontal, todos os blocos com proteção passiva (tipo 3) permaneceram atendendo ao requisito normativo, que exige pelo menos 1,5 MPa. Já para os 15 blocos sem a proteção passiva (tipo 4), 11 (onze) blocos tiveram resistência menor do que o exigido pela norma brasileira e 2 (dois) ficaram muito próximos desse valor.

Em termos de custo benefício, pode-se dizer que os materiais retardantes e de proteção passiva foram beneficiados pelo maior emprego e disseminação no Brasil, o que fez com que os custos também caíssem consideravelmente. Hoje em dia é possível realizar o tratamento de tecidos a R\$7,00/m<sup>2</sup> e pinturas intumescentes a R\$17,00/m<sup>2</sup>. As madeiras envernizadas, por ser um material mais nobre, de altíssima tecnologia, e ainda por cima produzidas no Reino Unido, apresenta um preço de R\$30-35/m<sup>2</sup>. Para o produto utilizado na pesquisa temos um custo de aproximadamente R\$45/m<sup>2</sup>.

Considerando que atualmente os revestimentos empregados em projetos novos ou de reforma, chegam a custar até R\$350/m<sup>2</sup> sem muita dificuldade, justifica-se bastante o emprego de retardantes e materiais de proteção passiva. Percentualmente, a proteção passiva de uma edificação completa, incluindo as suas áreas comuns, não passa de 0.3% do seu orçamento total. Se incluirmos todos revestimentos internos usados pelos arquitetos e decoração, não irá ultrapassar em média 0,6% do custo do prédio.

## 4. CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos e de suas respectivas análises, conclui-se que a proteção superficial proporcionada pela tinta intumescente apresentou uma redução do gradiente térmico da parede em situação de incêndio e melhor eficiência mecânica após a exposição ao fogo. Os seguintes destaques são apresentados a partir das análises realizadas:

- Ao comparar os valores de resistência a compressão e capacidade máxima de carga dos blocos escolhidos como referência (tipos 1 e 2), observou-se uma variação nos valores inferiores a 18%, em termos médios, nas condições não saturadas e saturadas.
- A temperatura da face diretamente exposta à chama, medida em seu ponto mais desfavorável, foi em média 25% inferior em relação ao bloco com proteção passiva.
- Após a incidência da chama por 60 minutos e ao analisar as temperaturas das faces imediatamente opostas, encontrou uma diferença superior a 170% nos blocos sem a pintura indicando que há uma redução do gradiente térmico nos blocos com a tinta intumescente.
- A resistência à compressão e capacidade máxima de carga dos blocos com proteção passiva foram cerca de 70% superiores aos blocos sem proteção, após 60 minutos de exposição direta a chama. Mais de 70% dos blocos sem proteção passiva e que foram expostos a chama tiveram resistência a compressão de 1,35 MPa, valor inferior ao mínimo estipulado pela norma brasileira (1,50 MPa), enquanto 100% dos blocos com proteção tiveram valores de 2,38 MPa, mesmo após 60 minutos de exposição.

## 5. AGRADECIMENTOS

O presente artigo foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento do Pessoal do Ensino Superior - Brasil - (CAPES) - Código de Financiamento 001. Esta pesquisa é de grande relevância para a comunidade científico-acadêmica e não seria possível sem a colaboração de todos os participantes. Somos imensamente gratos a todos direta e indiretamente envolvidos, especialmente a professora Dr. Eliana Cristina Barreto Monteiro e a Universidade Católica de Pernambuco (Unicap).

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andreini, M., Sassu, M. (2011), *Mechanical Behaviour of Full Unit Masonry Panels Under Fire Action*. Fire Safety Journal, v. 46, n. 7, p. 440– 450.
- Associação brasileira de normas técnicas (2000). *NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação brasileira de normas técnicas (2005). *NBR 15270: Componentes cerâmicos Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e requisitos*. Rio de Janeiro.
- Associação brasileira de normas técnicas (2005). *NBR 15270: Componentes cerâmicos Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos*. Rio de Janeiro.
- Associação brasileira de normas técnicas (2005). *NBR 15270: Componentes cerâmicos Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação brasileira de normas técnicas (2013). *NBR 15575: Edificações habitacionais – Desempenho Parte 4: Requisitos para os sistemas de vedações verticais internas e externas*. Rio de Janeiro.
- Associação brasileira de normas técnicas (2013). *NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*. Rio de Janeiro.
- Câmara Brasileira da Indústria da Construção (CBIC) (2013), *Desempenho de edificações habitacionais: guia orientativo para atendimento à norma ABNT NBR 15575/2013*. Fortaleza,

Gadioli Cipolla Comunicação.

Coelho, A. L. (2010), *Incêndios em edifícios*. Editora Orion, primeira edição – outubro de 2010.

Meyer, U. (2006), *Extended Application Rules for the fire performance of masonry walls*. In: 7th International Masonry Conference, Londres. Disponível em: < <http://www.masonry.org.uk/> >. Acesso em: 28 de abril de 2019.

Nadjai, A. et al. (2006), *Compartment Masonry Walls in Fire Situations*. Fire Technology, v. 42, n. 3, p. 211-231.

Nguyen, T. D., Meftah, F. (2012), *Behavior of Clay Hollow-Brick Masonry Walls During Fire: part I: experimental analysis*. Fire Safety Journal, v. 52, p. 55-64.

Freitas, L. (2014), *Segurança em boates aumenta após um ano da tragédia em Santa Maria*. Disponível em: <<https://diariodonordeste.verdesmares.com.br/editorias/metro/seguranca-em-boates-aumenta-apos-um-ano-da-tragedia-em-santa-maria-1.799643>> Acesso em: 28 de abril de 2019.

Ono, R. (2007), *Parâmetros para garantia da qualidade do projeto de segurança contra incêndio em edifícios altos*. Ambiente Construído. Porto Alegre, v. 7, n. 1, p. 97-113.

Seito, A. I. et al. (2008). *A Segurança contra Incêndios no Brasil*. São Paulo: Projeto Editora. p 496,497.

Thomaz, E., Helene, P. (2000), *Qualidade no projeto e na execução de alvenaria estrutural e de alvenarias de vedação em edifícios*. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, BT/PCC/252. São Paulo: EPUSP, 31 p.

## Análise numérica das características da seção de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio

F. Barcellos<sup>1</sup>, F. Bolina<sup>2</sup>, B. Tutikian<sup>2\*</sup>

\*Autor de Contato: [btutikian@terra.com.br](mailto:btutikian@terra.com.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.448>

Recepção: 29/07/2019 | Aceitação: 11/12/2019 | Publicação: 30/12/2019

### RESUMO

Este trabalho busca avaliar o desempenho de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio, correlacionando-as ao projeto em temperatura ambiente, conforme NBR 14323 (ABNT, 2013), NBR 8800 (ABNT, 2008) e NBR 14762 (ABNT, 2010), através da curva de aquecimento da ISO 834 (ISO, 1999) e distribuição de temperaturas obtidas segundo o software Ansys. Os modelos computacionais foram calibrados pela norma e extrapolados computacionalmente. Foram analisadas lajes com chapas trapezoidais de diferentes geometrias e com camadas de concreto variadas. Como resultados, as chapas com reentrâncias apresentaram melhor desempenho face às trapezoidais, sendo a espessura da camada de concreto preponderante no comportamento destas lajes ao incêndio, visto a sua maior estabilidade térmica.

**Palavras-chave:** segurança contra incêndio; lajes mistas; aço; concreto.

**Citar como:** Barcellos, F., Bolina, F., Tutikian, B. (2020), " *Análise numérica das características da seção de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio* ", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 69 – 78, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.448>

<sup>1</sup> Master student in Graduate Program of Architecture and Urbanism, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, Brazil.

<sup>2</sup> it Performance, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, Brazil.

### Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Website: [www.alconpat.org](http://www.alconpat.org)

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo, No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2020.

## Numerical analysis of composite concrete and steel slabs section under fire situation

### ABSTRACT

This work aims to evaluate the performance of composite slabs under fire, correlating them to the project at normal temperature, according to NBR 14323 (ABNT, 2013), NBR 8800 (ABNT, 2008) and NBR 14762 (ABNT, 2010). ), through the heating curve of ISO 834 (ISO, 1999) and distribution of slab temperatures obtained by using Ansys software. The computational models were calibrated according to the standard and extrapolated to other design scenarios, with different geometries, thicknesses and effective thicknesses of the concrete layer. As results, the steel deck with recesses had better performance in relation to the trapezoids, being the thickness of the concrete layer the preponderant variable in the behavior of these slabs at high temperatures, due to their greater thermal stability.

**Keywords:** fire safety; composite slabs; steel; concrete.

## Análisis numérico de la sección de losas de hormigón compuesto y acero bajo incendio

### RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo evaluar el rendimiento de las losas compuestas bajo fuego, correlacionándolas con el proyecto a temperatura normal, de acuerdo con NBR 14323 (ABNT, 2013), NBR 8800 (ABNT, 2008) y NBR 14762 (ABNT, 2010), a través de la curva de calentamiento de ISO 834 (ISO, 1999) y la distribución de las temperaturas de losas obtenidas utilizando el software Ansys. Los modelos computacionales fueron calibrados de acuerdo con el estándar y extrapolados a otros escenarios de diseño, con diferentes geometrías, espesores y espesores efectivos de la capa de concreto. Como resultado, la plataforma con rebajes tuvo un mejor rendimiento en relación con los trapecios, siendo el espesor de la capa de hormigón la variable preponderante en el comportamiento de estas losas a altas temperaturas, debido a su mayor estabilidad térmica.

**Palabras clave:** seguridad contra incendios; losas compuestas; acero; hormigón.

## 1. INTRODUÇÃO

As lajes mistas de aço e concreto possuem algumas vantagens construtivas em comparação a sistemas tradicionais. Elas oferecem uma plataforma de trabalho durante a execução da estrutura, velocidade de construção, aumento da estabilidade local e global da estrutura de aço, redução da altura das vigas e do peso próprio da estrutura (Craveiro, 2010; Liang, 2015). Apesar de ser uma solução bastante empregada, sua sensibilidade ao fogo do aço exige maior atenção em projeto (Li; Wang, 2013). A sensibilidade dos materiais metálicos a altas temperaturas fundamenta esta discussão. No caso destas lajes, a esbelteza da chapa perfilada incorporada pode promover rápida falência e ruptura brusca, como citado por (Li et.al., 2017).

As análises de estruturas mistas em altas temperaturas elaborados no *Building Research Establishment* na década de 90, em Cardington, na Inglaterra, motivados por incêndios em edifícios altos, como do One Meridian Plaza, nos Estados Unidos (1991), e BroadGate, na Inglaterra (1990), mostraram um desempenho superior ao esperado das lajes mistas, que não apresentaram colapso (Selamet; Bolukbas, 2016). A sua interação com a viga e sua redistribuição de esforços promoveram a mobilização do efeito de membrana (Nguyen et.al., 2015), que melhorou sua resistência ao fogo. Discussões sobre o conservadorismo das normas eclodiram (Bailey et.al., 2000), face ao fenômeno notado – de difícil predição à nível de projeto (Gillie et.al., 2001) – que demonstrou que estruturas

metálicas possuíam uma resistência ao fogo inerente, não identificadas em simulações e/ou verificações numéricas (Omer et.al., 2009).

Nos estudos feitos em Cardington, no Reino Unido, foi constatado que a geometria da chapa de aço tem papel importante na distribuição da temperatura na laje, influenciando sua resistência ao fogo (Li et al 2017). A nervura da chapa faz com que a umidade do concreto neste local demore mais a evaporar, diminuindo a temperatura geral do concreto. A espessura da chapa de aço, por sua vez, não influencia na distribuição da temperatura na laje, uma vez que sua pequena dimensão faz com que a sua temperatura média seja praticamente igual em todos os casos, com valores médios semelhantes (Li, Wang, 2013).

O concreto também tem grande influência sobre o comportamento das lajes mistas expostas a incêndios. Devido sua baixa condutividade térmica, quanto maior a espessura de sua camada, menor é consequência das altas temperaturas na laje, que apresenta uma maior resistência ao fogo (Li, Wang, 2013). Ainda, o efeito de membrana se torna mais desenvolvido nestes casos. O deslocamento do concreto tende a ser mitigado nestas lajes, haja visto a barreira propiciada pela chapa perfilada (Costa et al, 2002; Wang, 2002).

A verificação de estruturas mistas de aço e concreto em situação de incêndio é feito pela NBR 14323 (ABNT 2013), com forte inspiração no EN 1994-1-2 (EN, 2005). Ela especifica que o projeto destas estruturas em alta temperatura deve ser feito no Estado Limite Último (ELU), não sendo necessária verificação no Estado Limite de Serviço (ELS). A norma propõe que o dimensionamento pode ser feito através do resultado de ensaios ou por métodos analíticos de cálculo.

A verificação estrutural das lajes em altas temperaturas passa por três critérios: estanqueidade, isolamento térmico e capacidade resistente, sendo que a NBR 14323 (ABNT 2013) considera o critério de estanqueidade atendido com a presença da chapa de aço. O critério do isolamento térmico é determinado pela espessura efetiva da laje. Sua capacidade resistente é determinada através de análise plástica global, considerando os momentos positivos e negativos gerados pelo carregamento especificado e obtidos através do diagrama de momentos fletores.

Segundo a norma, a contribuição proporcionada pela chapa de aço no momento resistente é calculada pelo somatório da contribuição de cada elemento que compõe a chapa, conforme Equação 1, sendo  $A_{efi}$  a área efetiva da parte  $i$  em  $\text{cm}^2$ ,  $d_i$  a distância do centro de gravidade da parte  $i$  até a linha neutra da seção da laje em  $\text{cm}$ ,  $f_{yk}$  a resistência ao escoamento do aço utilizado em  $\text{kN/cm}^2$  e  $k_{y,\theta i}$  o coeficiente de redução da resistência do aço conforme a temperatura indicada para aquele elemento, que é calculada através de coeficientes indicados na norma para o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) de 60, 90 e 120 minutos. Para o cálculo da posição linha neutra em relação à face superior da laje é utilizada a Equação 2, onde  $f_{ck}$  é a resistência à compressão do concreto em  $\text{kN/cm}^2$ ,  $k_{c,\theta}$  é o coeficiente de redução da resistência do concreto conforme a temperatura e  $b_w$  é a largura da laje.

$$M_{Rd,faço} = \sum A_{efi} d_i f_{yk} k_{y,\theta i} \quad (1)$$

$$y_p = \frac{\sum A_{efi} f_y k_{y,\theta i}}{0,85 f_{ck} k_{c,\theta} b_w} \quad (2)$$

A contribuição proporcionada pelo concreto é calculada conforme a Equação 3, sendo que  $A_{ef,c}$  é a área de contribuição do concreto acima da linha neutra em  $\text{cm}^2$ ,  $d$  é a distância do centro de gravidade da área comprimida do concreto até a linha neutra em  $\text{cm}$ ,  $f_{ck}$  é a resistência à compressão do concreto em  $\text{kN/cm}^2$  e  $k_{c,\theta}$  é o coeficiente de redução da resistência do concreto conforme a temperatura, sendo indicado em norma para TRRF de 60, 90 e 120 minutos.

$$M_{Rd,c} = A_{ef,c} d f_{ck} k_{c,\theta} \quad (3)$$

O momento resistente final da laje é a calculado como a soma dos momentos resistentes da chapa de aço e do concreto. O cálculo do cisalhamento não é considerado por esta norma, motivo pelo qual não será realizada a sua avaliação neste trabalho.

Apesar dos estudos que constataam a importância da geometria e espessura da chapa de aço (Li et.al., 2017; Li, Wang, 2013), e de existirem comercialmente diversas geometrias e espessuras disponíveis, as mesmas não são levadas em consideração no isolamento térmico, senão a espessura efetiva mínima da camada de concreto, conforme a NBR 14323 (ABNT 2013), merecendo, portanto, maior investigação.

Portanto, este trabalho visa analisar o comportamento de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio, abordando a influência da geometria e da espessura da chapa de aço e da espessura da camada de concreto no tempo de resistência ao fogo da laje, calculando a temperatura da mesma de forma computacional segundo o Ansys, tomando como base os critérios de dimensionamento e de verificação de normas brasileiras e europeias.

## 2. MÉTODO

A verificação numérica foi feita com base nas equações da NBR 8800 (ABNT, 2008), NBR 14323 (ABNT, 2013), NBR 15200 (ABNT, 2012) e Eurocodes correspondentes, como EN 1992 (CEN, 2010), EN 1994 (CEN, 2004). Como a NBR 14323 (ABNT, 2013) apresenta orientações limitadas de projeto para diferentes TRRF, foi necessário realizar uma análise computacional para extrapolação dos resultados, através do software Ansys, utilizando a curva de incêndio padrão definida pela ISO 834 (ISO, 1999), conforme requerido pela NBR 14323 (ABNT, 2013) para análises destas estruturas em altas temperaturas.

As variáveis de resposta propostas são a espessura da camada de concreto, a geometria e espessura da chapa. A avaliação foi feita de forma a explorar os valores de uma variável enquanto as outras duas tem seus valores fixos. Foram avaliadas espessuras efetivas de concreto de 80 mm, 90 mm, 100 mm, 110 mm, 120 mm, 130 mm, 140 mm e 150 mm. Entre as geometrias das chapas estudadas, foram escolhidas duas trapezoidais e uma com reentrâncias, conforme Figura 1 e as espessuras de chapas estudadas foram de 0,80 mm, 0,95 mm e 1,25 mm.

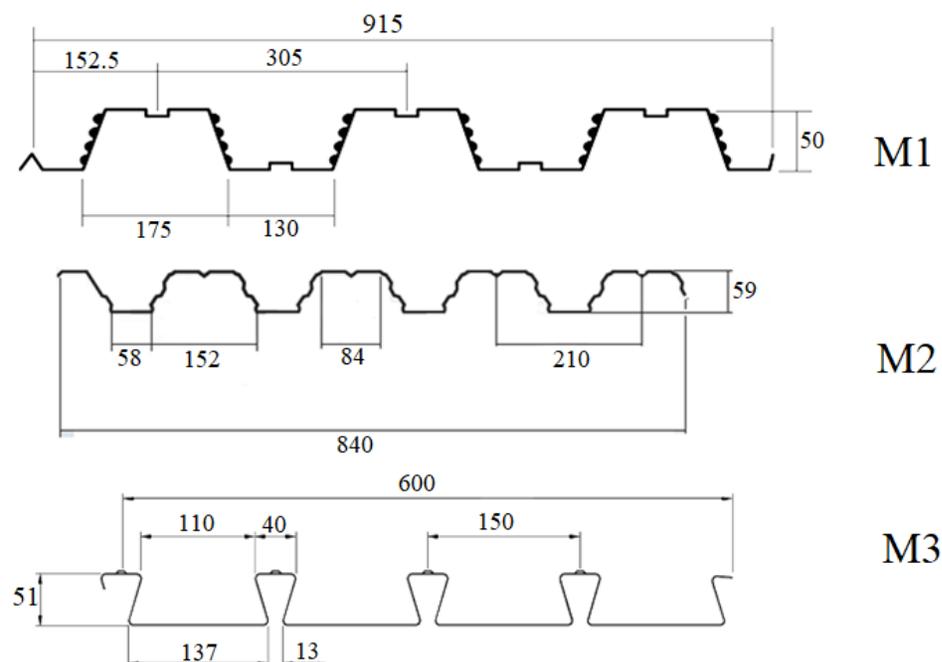


Figura 1. Modelos de chapa estudados (em mm).

Para denominação dos modelos estudados, foi escolhida a ordem da nomenclatura, sendo que o primeiro é a letra M seguido do número de modelo de chapa, depois a letra F seguida da espessura da chapa e por último a letra C seguida da espessura efetiva do concreto em milímetros. A Figura 2 mostra um exemplo da montagem da nomenclatura utilizada neste trabalho.

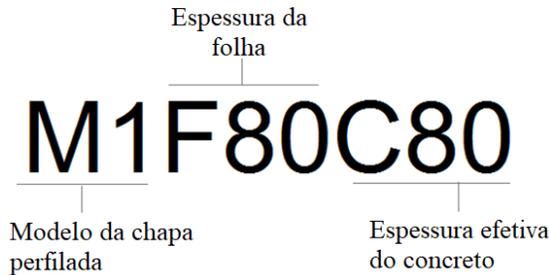


Figura 2. Nomenclatura dos modelos estudados

Como variáveis de controle, para análise das lajes consentidas neste estudo, foram adotados os valores do aço e do concreto em altas temperaturas, conforme apresentados na Tabela 1. O modelo de laje estudado é unidirecional e bi-apoiado, formando elementos isostáticos, de largura 1 m e vão de 3 m. Os apoios foram considerados perpendiculares às nervuras. Não há formação de forças de compressão do efeito membrana devido à vinculação do modelo, que, por ser apoiado, não restringe a movimentação horizontal. Também não foi considerada a análise construtiva para lajes mistas, pois a chapa deve suportar a totalidade das cargas durante o processo de cura do concreto. Não foi considerada a utilização de armaduras de flexão negativa nos modelos adotados, e a armadura positiva foi constituída pela chapa perfilada de aço, sendo que o colapso do modelo estudado se dá por rótula plástica sob momento positivo na seção central.

Tabela 1. Propriedades do aço e do concreto em altas temperaturas

	<b>Propriedades do aço</b>	<b>Propriedades do concreto</b>
<b>Resistência Característica</b>	Escoamento - Conforme Tabela 1 da NBR 14323 (ABNT, 2013)	Conforme Tabela 1 da NBR 15200 (ABNT, 2012)
<b>Coefficiente de Poisson</b>	0,3	0,15
<b>Módulo de Elasticidade</b>	Conforme Tabela 1 da NBR 14323 (ABNT, 2013)	Conforme EN 1994-1-2 (EN, 2005)
<b>Condutividade térmica</b>	Conforme item E.4 do Anexo E da NBR 14323 (ABNT, 2013)	Conforme item C.3 do Anexo C da NBR 15200 (ABNT, 2012)
<b>Calor específico</b>	Conforme item E.43 do Anexo E da NBR 14323 (ABNT, 2013)	Conforme item C.2 do Anexo C da NBR 15200 (ABNT, 2012)
<b>Massa específica</b>	7850 kg/m <sup>3</sup>	2500 kg/m <sup>3</sup>

Os TRRF estudados foram de 15, 30, 45, 60, 90, 120, 150 e 180 minutos. Como a NBR 14323 (ABNT, 2013) fornece os coeficientes para cálculo da temperatura da chapa de aço somente para os TRRF de 60min, 90min e 120min, foi utilizado o software Ansys para obtenção da temperatura dos elementos os TRRF não abrangidos pela norma, calibrando as extrapolações com os valores apresentados por norma.

O Ansys utiliza o método dos elementos finitos em sua análise, com a formação de malhas e análise de seus pontos de interseção. A ferramenta foi empregada para analisar a distribuição de temperatura na seção, exposta à curva padronizada de incêndio da ISO 834 (ISO, 1999). O coeficiente de convecção utilizado foi de 25 W/m<sup>2</sup>.K. Não foi considerada a emissividade térmica dos materiais. A coleta da temperatura foi feita através da ferramenta *Temperature Probe* do Ansys. Para medir a temperatura da chapa perfilada, foram selecionadas faces expostas ao fogo, adotando como ponto de medida o plano médio do respectivo elemento que compõe a chapa. Na medição

das temperaturas do concreto foi admitida a parcela comprimida da seção.

### 3. RESULTADOS

As Figura 3, Figura 4 e Figura 5 mostram a temperatura média da face superior do concreto, acima da linha neutra.

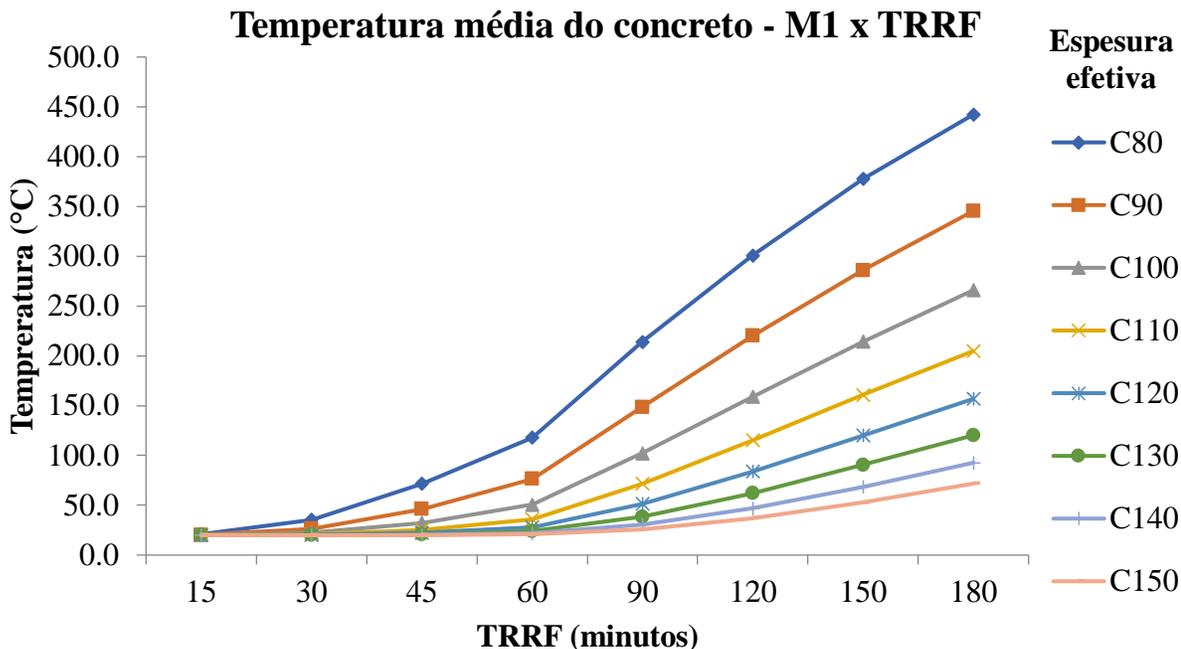


Figura 3. Temperatura média concreto com chapa M1

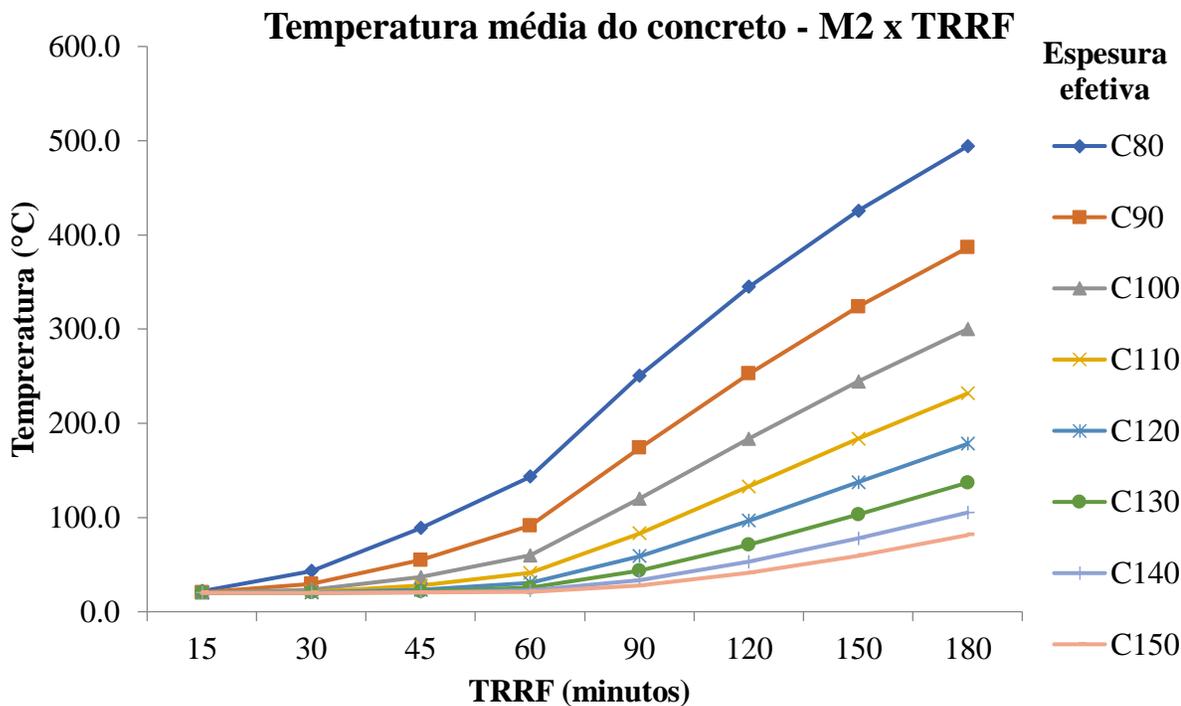


Figura 4. Temperatura média concreto com chapa M2

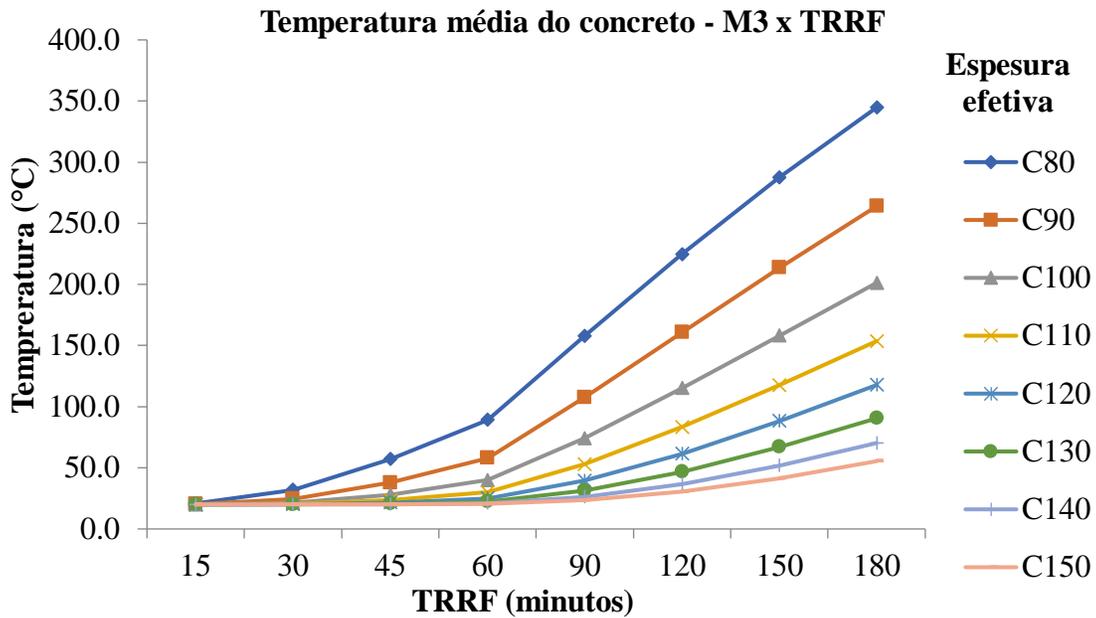


Figura 5. Temperatura média concreto com chapa M3

Percebe-se que, somente aos 60 min de exposição, a variação de temperatura é maior e mais significativa nas quatro primeiras espessuras, ultrapassando 100°C e comprometendo sua resistência. Aos 180 min, somente o modelo M1 com espessuras de 14 e 15 cm, o modelo M2 com espessura de 15 cm e o modelo M3 com espessuras de 13 a 15 cm não atingiram 100°C. Nas demais espessuras, as temperaturas chegaram a 494,5°C, tendo um coeficiente de redução de 0,61. Este comportamento de isolamento térmico do concreto pode ser explicado pela sua baixa condutividade térmica e alto calor específico, o que faz com que em face de uma exposição ao fogo necessite de alta temperatura e duração para que o calor seja transferido ao longo de sua espessura. Analisando a temperatura da chapa quando verificada a sua geometria na exposição a altas temperaturas, são obtidas temperaturas muito semelhantes para a mesa inferior e alma, o que era de se esperar, haja vista a elevada condutividade térmica do aço.

São apresentados, nas Tabelas 2, 3 e 4, os fatores de redução de resistência ao escoamento das diferentes partes da chapa. A geometria de chapa do modelo M3 tem a maior variação de temperatura nos elementos, apresentando as menores temperaturas de mesa superior e as maiores temperaturas de mesa inferior e alma entre os modelos estudados. Como consequência, estas chapas possuem maiores fatores de redução na mesa superior e os menores na mesa inferior e alma. Esta variação fica dentro de uma faixa de 133°C e é influenciada pela área e forma de exposição da mesma, que, por causa do modelo com reentrâncias, acaba isolando a mesa superior e deixando uma área maior de exposição na mesa inferior, que é transferida para a alma.

Tabela 2. Fator de redução de resistência ao escoamento da mesa superior

Modelo	15 min	30 min	45 min	60 min	90 min	120 min	150 min	180 min
M1	1,00	0,72	0,42	0,25	0,12	0,08	0,06	0,05
M2	1,00	0,79	0,47	0,30	0,15	0,09	0,08	0,07
M3	1,00	0,89	0,64	0,43	0,22	0,13	0,10	0,09

Tabela 3. Fator de redução de resistência ao escoamento da mesa inferior

Modelo	15 min	30 min	45 min	60 min	90 min	120 min	150 min	180 min
M1	1,00	0,65	0,34	0,20	0,09	0,06	0,05	0,04
M2	1,00	0,61	0,28	0,16	0,08	0,05	0,05	0,05
M3	1,00	0,52	0,24	0,14	0,07	0,05	0,05	0,04

Tabela 4. Fator de redução de resistência ao escoamento da alma

Modelo	15 min	30 min	45 min	60 min	90 min	120 min	150 min	180 min
M1	1,00	0,65	0,34	0,20	0,09	0,06	0,05	0,04
M2	1,00	0,61	0,28	0,16	0,08	0,05	0,05	0,05
M3	1,00	0,52	0,24	0,14	0,07	0,05	0,05	0,04

A temperatura da chapa não sofreu variação significativa com a mudança de espessura, atribuído a elevada condutividade térmica do aço e as dimensões reduzidas da espessura da chapa. No modelo de cálculo da NBR 14323 (ABNT, 2013), somente a geometria do modelo de chapa influencia na variação da temperatura, sendo que ela é igual para todas as espessuras de um mesmo modelo. Este procedimento foi confirmado com a verificação no Ansys, pois a variação não ultrapassou 1% entre espessuras.

Correlacionando as variáveis que influenciam na resistência da laje em altas temperaturas (geometria da chapa e a espessura da camada de concreto) e fazendo uma média em função destes valores com a espessura da chapa, pode-se afirmar que as diferenças de temperatura em função da geometria são mais significativas nas menores espessuras de concreto, diminuindo conforme o aumento da espessura, conforme ilustrado na Figura 6. Apesar disto, sempre se observou a vantagem do modelo M3 em relação aos outros modelos. Com o aumento do TRRF, a diferença de temperatura relativa à espessura da camada de concreto foi diminuindo.

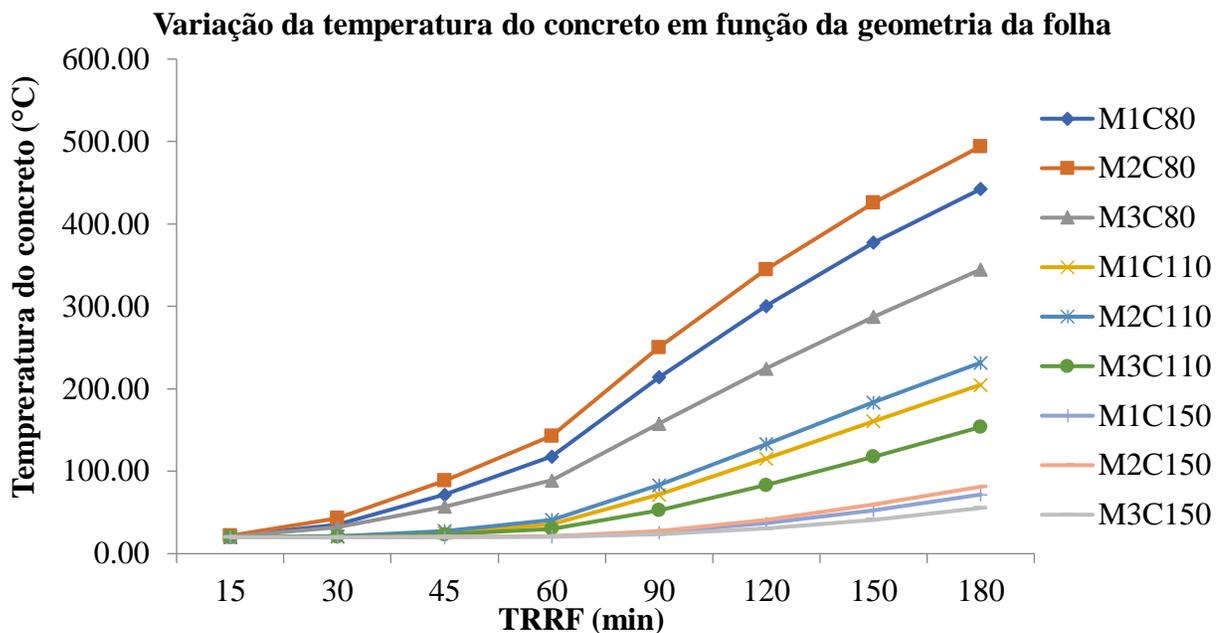


Figura 6. Variação da temperatura do concreto em função da geometria da chapa

O modelo M1 apresenta uma geometria semelhante ao modelo M2 conforme mostram as Figuras 7 e 8, o que faz com que a variação de temperatura entre estes dois modelos seja menor. A variação mais significativa é entre a geometria do modelo M2 e do modelo M3, sendo que o primeiro tem sempre a maior temperatura e o segundo a menor temperatura entre os modelos estudados. Isto se deve ao fato de que a geometria do modelo M2 expõe mais a sua mesa superior, facilitando com que a temperatura atinja valores mais altos no concreto. A geometria do modelo M3 é com reentrâncias, o que permite que o calor se concentre na mesa inferior da chapa e dificulte o acesso do ar quente na mesa superior, conforme mostra a Figura 9. As isotermas mostram também a forma como a temperatura avança nas lajes, sendo que no modelo M3 elas se comportam de forma constante, formando linhas retas, enquanto nos outros dois modelos elas formam ondas.

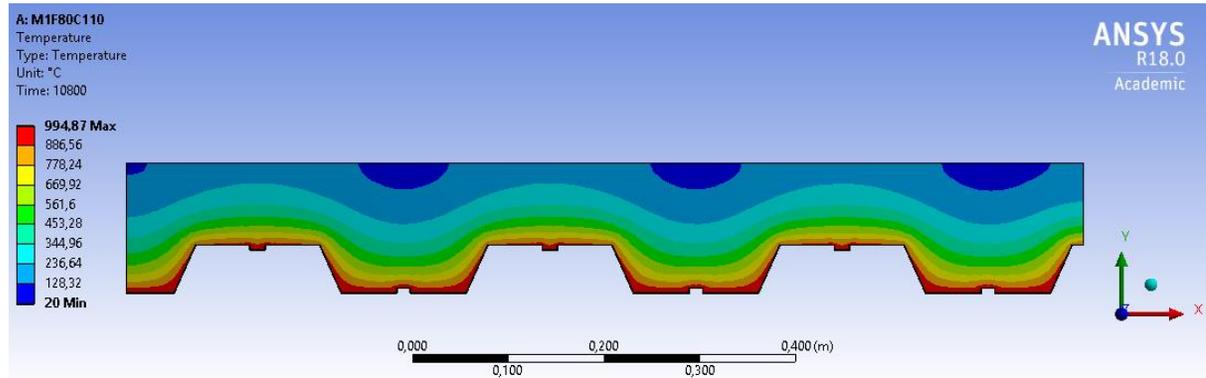


Figura 7. M1F80C110 com TRRF de 180 minutos

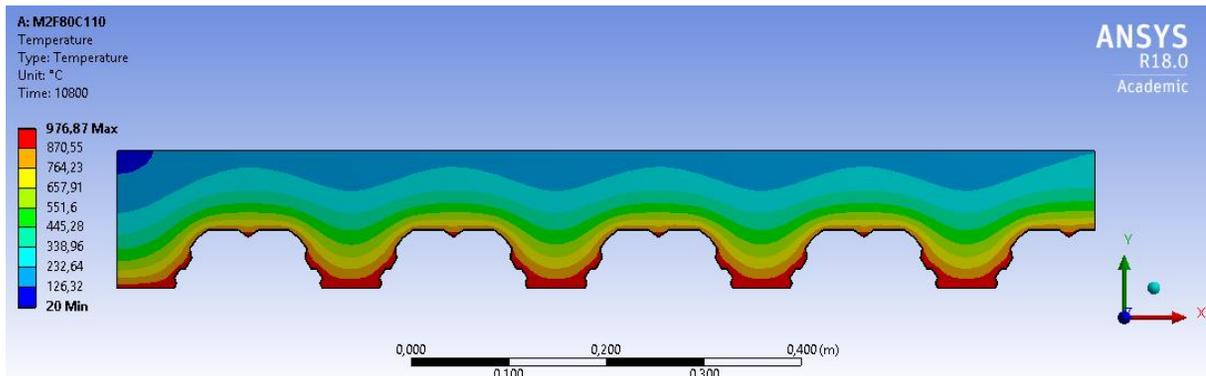


Figura 8. M2F80C110 com TRRF de 180 minutos

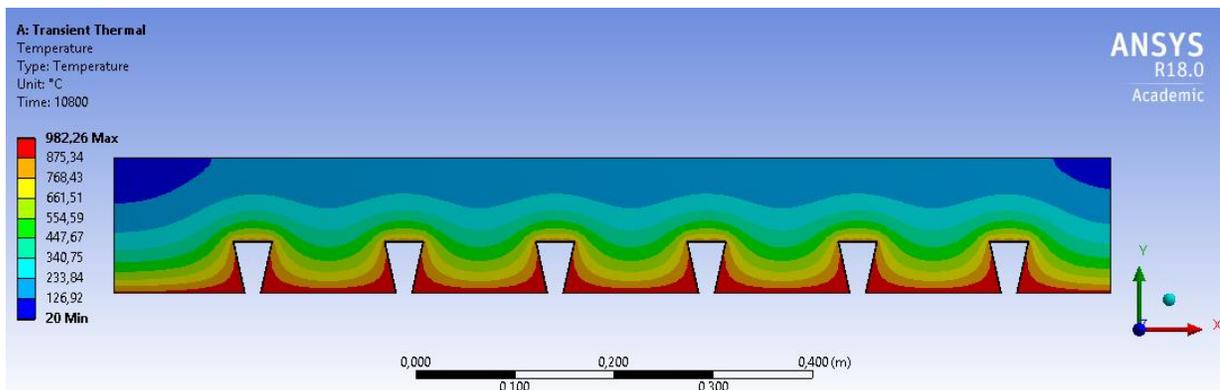


Figura 9. M3F80C110 com TRRF de 180 minutos

A variável que mais influenciou a temperatura foi a geometria da folha de aço, com o modelo M3, com reentrâncias, tendo o melhor desempenho entre os estudados. Isto se deveu a maior área de aço unitária destes elementos e maior consumo de concreto – de maior estabilidade térmica – nas nervuras.

A espessura efetiva da camada de concreto também se mostrou influente. Pelo concreto ter condutividade térmica baixa, quanto maior sua espessura menor foi a temperatura da parcela resistente à compressão da laje, local onde o concreto efetivamente atua no momento resistente. O inconveniente desta solução é o aumento do peso da estrutura.

A partir dos 30 minutos de exposição ao incêndio, o coeficiente de redução da folha de aço mostra que a mesma não tem mais participação estrutural, deixando o concreto não armado submetido à flexão. Sendo assim, nas análises numéricas concebidas com base nas equações normativas, é necessária a utilização de armadura positiva para evitar a ruptura brusca do concreto em altas temperaturas. Todavia, os estudos experimentais têm nos mostrado que estas lajes possuem uma

resistência ao fogo intrínseca, haja visto o efeito de membrana que se forma, difícil de ser previsto numericamente.

#### 4. CONCLUSÕES

Entre os itens avaliados neste trabalho, os que exercem maior influência sobre o comportamento de lajes mistas de concreto e aço são a geometria da folha de aço e a espessura da camada de concreto, respectivamente. Isto ocorre devido principalmente a estabilidade térmica gerada pela geometria que permite um maior consumo de concreto e a baixa condutividade térmica do concreto.

#### 5. REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013). *NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008). *NBR 8800: Projeto de Estruturas De Aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). *NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*. Rio de Janeiro.
- Bailey, C. G.; White, D. S.; Moore, D. B. (2000), *The tensile membrane action of unrestrained composite slabs simulated under fire conditions*. *Engineering Structures*, v. 22, n. 12, p. 1583–1595.
- Costa, C. N.; Figueiredo, A. D.; Pignatta, V. (2002), *O fenômeno do lascamento (“spalling”) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica*. In: Congresso Brasileiro de Concreto, 44. Anais eletrônicos... Belo Horizonte: IBRACON.
- Craveiro, H. D. S. (2010), “*Análise do comportamento estrutural de lajes mistas aço-betão com reforço transversal*”. Dissertação de mestrado. Universidade de Coimbra, Coimbra.
- European Committee for Standardization. (2005), *EN 1994-1-2: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – structural fire design: Eurocode 4*. Bruxelas.
- Gillie, M.; Usmani, A. S.; Rotter, J. M. (2001), *A structural analysis of the first Cardington test*. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 57, n. 6, p. 581–601.
- Li, G.; Zhang, N.; Jiang, J. (2017), *Experimental investigation on thermal and mechanical behaviour of composite floors exposed to standard fire*. *Fire Safety Journal*. 89:63-76.
- Liang, Q. Q. (2015), “*Analysis and Design of Steel and Composite Structures*”. New York: CRC Press.
- Li, G.; Wang, P. (2013), “*Advanced Analysis and Design for Fire Safety of Steel Structures*”. China: Zhejiang University Press, Springer.
- Nguyen, T. T.; Tan, K. H.; Burgess, I. W. (2015), *Behaviour of composite slab-beam systems at elevated temperatures: Experimental and numerical investigation*. *Engineering Structures*, v. 82, p. 199–213.
- Omer, E.; Izzuddin, B. A.; Elghazouli, A. Y. (2009), *Failure of lightly reinforced concrete floor slabs with planar edge restraints under fire*. *Journal of Structural Engineering*, v. 135, n. 9, p. 1068–1080.
- Selamet, S.; Bolukbas, C. (2016), *Fire resilience of shear connections in a composite floor: Numerical investigation*. *Fire Safety Journal*, v. 81, p. 97–108.
- Vargas, M. R.; Silva, V. P. (2005), *Resistência ao fogo das estruturas de aço*. Rio de Janeiro: IBS/CBCA.
- Wang, Y. C. (2002), “*Steel and Composite Structures: Behaviour and Design for Fire Safety*”. 1 ed. London: Rolla Press.

## Desempenho de revestimentos contrafogo em elementos de concreto armado submetidos a temperaturas elevadas

C. Britez<sup>1\*</sup>, V. P. Silva<sup>2</sup>, M. Carvalho<sup>3</sup>, P. Helene<sup>4</sup> 

\*Autor de Contato: [britez.consultoria@gmail.com](mailto:britez.consultoria@gmail.com)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.430>

Recepção: 29/07/2019 | Aceitação: 11/12/2019 | Publicação: 30/12/2019

### RESUMO

Este artigo visa comparar diferentes sistemas de revestimento contrafogo aderidos a elementos de concreto armado, com um ano de idade e cobrimento de 1,5 cm, e avaliar o desempenho desses sistemas por inspeção visual e verificação da evolução das temperaturas internas após simulações de incêndio padrão sob a curva ISO 834, com uso de termopares, por um tempo de 120 minutos. Os resultados demonstraram correlações bem próximas às da literatura consagrada para revestimentos em argamassa base cimento, bem como outras particularidades sobre revestimentos em gesso e ainda a possibilidade do uso de tintas intumescentes como proteção passiva em elementos de concreto armado.

**Palavras-chave:** incêndio; revestimento contrafogo; concreto; proteção passiva; programa experimental.

**Citar como:** Britez, C., Silva, V. P., Carvalho, M., Helene, P. (2020), "*Desempenho de revestimentos contrafogo em elementos de concreto armado submetidos a temperaturas elevadas.*", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 79 – 96, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.430>

<sup>1</sup> Pesquisador de Pós-Doutorado na Escola Politécnica da USP, Britez Consultoria, São Paulo, Brasil.

<sup>2</sup> Professor da Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil.

<sup>3</sup> Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, Brasil.

<sup>4</sup> Professor Titular da Escola Politécnica da USP, PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

### Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Website: [www.alconpat.org](http://www.alconpat.org)

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo, No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2020.

## Performance of fire protective coatings in reinforced concrete elements submitted to high temperatures

### ABSTRACT

This article aims to compare different fire-resistant coating systems to 1.5 cm cover and one-year-old reinforced concrete elements for evaluating the performance of these systems by visual inspection and verification of internal temperature evolution after standard fire simulations under the ISO 834 curve by using thermocouples for a time of 120 minutes. The results showed very close correlations with the literature for cement-based mortar coatings, as well as other particularities about plaster coatings and the possibility of using intumescent paints as passive protection in reinforced concrete elements.

**Keywords:** fire; fire protection coating; concrete; passive fire protection; experimental tests.

## Desempenho de recubrimientos protectores contra incendios en elementos de hormigón armado sometidos a altas temperaturas

### RESUMEN

El objetivo de este artículo es comparar diferentes sistemas de revestimiento resistentes al fuego aplicados a elementos de concreto armado de un año de edad y 1,5 cm de recubrimiento de concreto, y evaluar el desempeño de estos sistemas mediante inspección visual y verificación de la evolución de las temperaturas internas después de simulaciones de incendio bajo la curva ISO 834, utilizando termopares por 120 minutos. Los resultados mostraron correlaciones muy cercanas con la literatura para recubrimientos de mortero a base de cemento, así como particularidades sobre revestimientos de yeso y la posibilidad de utilizar pinturas intumescentes como protección pasiva en elementos de hormigón armado.

**Palabras clave:** fuego, revestimiento contra incendios, hormigón, protección pasiva, programa experimental.

## 1. INTRODUÇÃO E REVISÃO DA LITERATURA

Atualmente, é complexo subsidiar tecnicamente o uso de revestimentos contrafogo, em pelos menos duas situações: em obras de *retrofit*, em que o cobrimento de concreto da edificação existente não possui espessura em conformidade com as prescrições das normas vigentes no Brasil e no exterior, para um dado TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo); bem como justificar a compensação da espessura de cobrimento (visando a ação do fogo) em elementos de concreto com falhas construtivas ou erros de projeto (relacionados com espessura insuficiente) em obras “novas” (construídas, em teoria, com as normas vigentes). A ABNT NBR 15200:2012 não apresenta alternativas claras para os casos excepcionais do não cumprimento da norma, devido a um cobrimento com espessura inferior aos tabulados, a não ser, evidentemente, pela redução automática do TRRF, o que, na prática, já pode resultar numa situação de não conformidade pela ABNT NBR 14432:2001 e Instruções Técnicas nacionais do Corpo de Bombeiros.

Neste contexto, a pesquisa objeto deste artigo científico irá tratar dos revestimentos contrafogo permitidos pela norma ABNT NBR 15200:2012, mas também examinar outras soluções, como tintas intumescentes, a fim de ampliar as opções às argamassas cimentícias e revestimentos em gesso (que devem ser comprovados experimentalmente, conforme prescrito na norma atual mencionada), para utilização em situações como obras de *retrofit* ou recuperação estrutural ou por falha de execução, as quais, por sua natureza, podem possuir muitas limitações, inclusive arquitetônicas.

Por possuir um comportamento em situação de incêndio bem parecido ao do concreto, o uso de revestimentos de argamassa base cimento como proteção passiva, já está bem consolidado no meio técnico. Não obstante, apesar da normalização vigente (ABNT NBR 15200:2012) condicionar a utilização dos revestimentos de gesso, vermiculita e fibras à realização de ensaio experimental que comprove a sua eficiência, há históricos de recomendação e utilização desses materiais desde a década de 80 (Landi, 1986; Almeida, 1984).

A antiga ABNT NBR 5627:1980, atualmente cancelada, estabelecia, basicamente, que se houvesse revestimento de argamassa de cal e areia aderente a estrutura, poder-se-ia reduzir 10mm do cobrimento de concreto para cada 15mm de espessura desse revestimento (eficiência de 67%) e, ainda, que se houvesse o emprego de revestimento de gesso, fibras de amianto ou argamassa de vermiculita, poder-se-ia reduzir 10mm do cobrimento de concreto para cada 4mm desse revestimento (eficiência de 250%).

Malhotra (1982) aponta que a gipsita é calcinada a cerca de 150 °C para produzir gesso ( $\text{CaSO}_4 \cdot 1/2 \text{H}_2\text{O}$ ), que quando misturado com a água reverte mais uma vez em gipsita. Pode ser usada misturada com areia, cal ou com agregados leves como perlita ou vermiculita. Em exposição a elevadas temperaturas, muda para o hemidrato entre 100 °C e 140 °C e libera uma quantidade significativa de umidade que, por sua vez, absorve uma quantidade significativa de calor. Entre 400 °C e 500 °C, o hemidrato se calcina e se transforma em anidrito insolúvel.

Complementando, Alexander (1982) acena que a resistência ao fogo do gesso pode ser atribuída a uma série de razões. Os cristais de gesso contêm 50% de água em volume e cerca de 21% em massa. A elevadas temperaturas, as estruturas revestidas por gesso permanecem íntegras a cerca de 100 °C a 140 °C até o gesso ser transformado em hemidrato; e a temperatura não excede os 250 °C até que se conclua a desidratação formando o sulfato de cálcio anidro. Esse comportamento possui vantagens como, por exemplo, eliminar o choque térmico, impedindo o deslocamento prematuro do concreto ou a sua expansão térmica excessiva. Limita ainda a expansão da estrutura revestida restringindo o seu aumento de temperatura e, dessa forma, aumentando o tempo de resistência ao fogo.

Sobre as tintas intumescentes, são numerosas as pesquisas em estruturas de aço, onde esse sistema de revestimento é bastante utilizado como revestimento contrafogo (Silva; Bilotta; Nigro, 2017; Atefi; Nadjai; Ali, 2017; Ogrin; Saje; Hozjan, 2017; Lucherini; Maluk, 2017), mas não se tem muito registro, em artigos científicos, sobre a aplicação em estruturas de concreto. Nesse contexto, no programa experimental abordado neste artigo, o produto empregado se trata de uma tinta acrílica à base de água, de aparência semelhante às pinturas convencionais. Quando em contato com temperaturas superiores a 200 °C, inicia-se a intumescência, resultando na expansão da camada de proteção em até 60 vezes a espessura seca original do material, promovendo a proteção térmica do substrato de concreto em temperaturas superiores a 1000 °C.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Foram realizados dois eventos de ensaio com quatro elementos de concreto cada, com idades de um ano e  $f_{ck}$  de 25 MPa, sob a curva-padrão de incêndio ISO 834 pelo tempo de 120 minutos (2 h), no Laboratório de Segurança ao Fogo e a Explosões (LSFEx) do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas), situado na Cidade Universitária, na Rua Almeida Prado, 532, Butantã, São Paulo. A avaliação foi realizada durante e após o ensaio, por intermédio de inspeção visual (análise do grau/intensidade de *spalling*) e com referência a um elemento não revestido. Cada elemento possuía 2,40 m de altura, 30 cm de profundidade e 40 cm de largura.

Além disso, foi analisada (principalmente) a capacidade protetiva do revestimento e de seu isolamento por meio da evolução de temperaturas no interior do elemento de concreto, que foi monitorada por meio de sete termopares por elemento (total de 28 termopares por ensaio), instalados estrategicamente na massa de concreto (por elemento, foram seis no interior da massa

de concreto e um na sua parte externa, para aferição da capacidade de isolamento de temperatura), conforme exposto nas Figuras 1 e 2. Referência

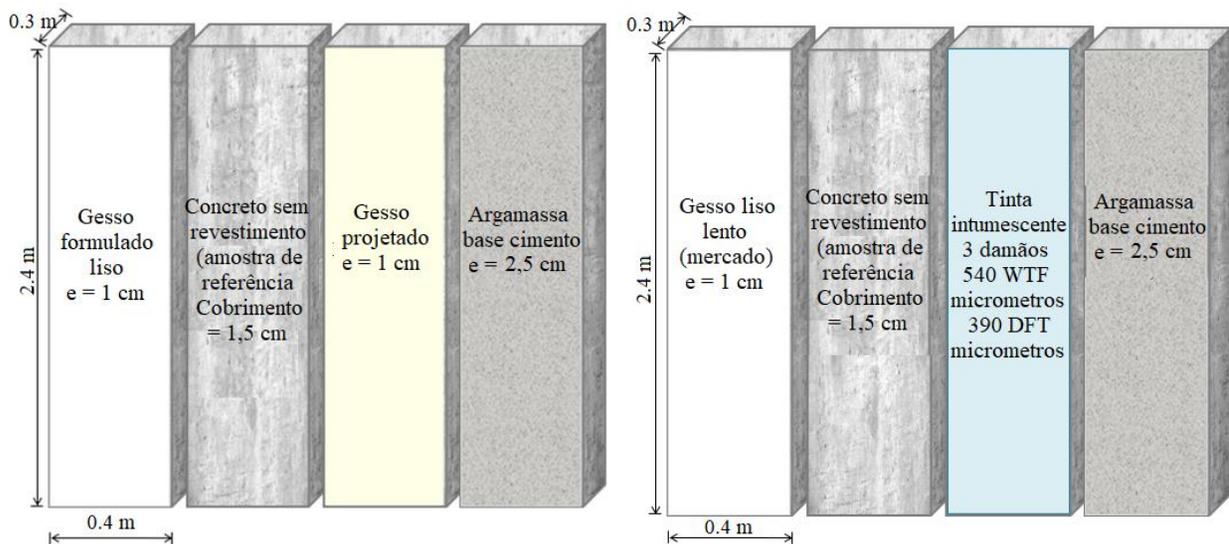


Figura 1. Elementos e respectivos revestimentos ensaiados nos dois eventos de simulação de incêndio (evento 1, à esquerda e evento 2, à direita).

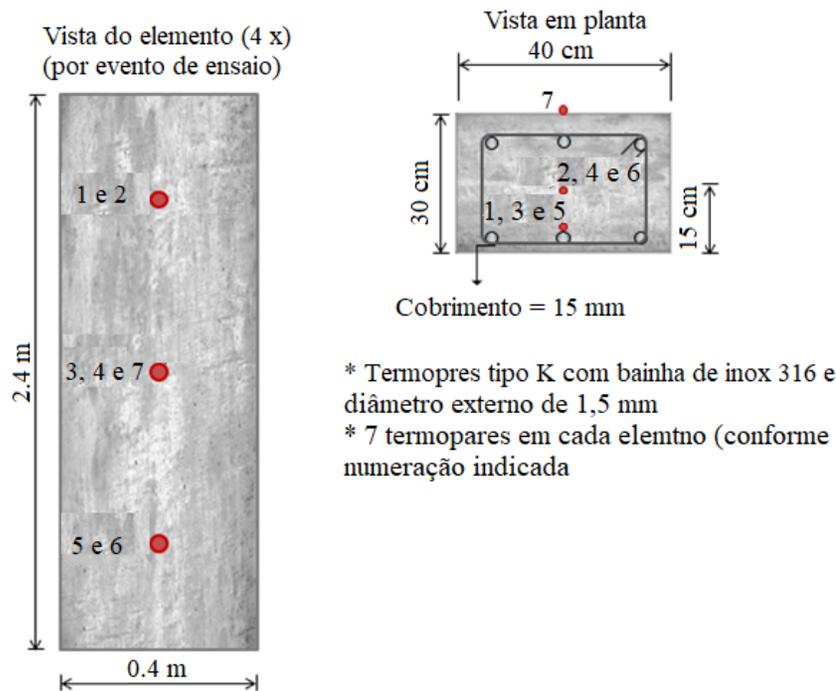


Figura 2. Detalhe da locação dos termopares para ambos os ensaios.

Ao todo, foram ensaiados cinco tipos de revestimentos contrafogo: gesso liso lento popular de mercado e gesso formulado liso (aplicados manualmente), argamassa base cimento industrializada comum (preparada in loco), tinta intumescente e gesso projetado (aplicado com auxílio de equipamento industrial de projeção). O gesso liso lento de mercado, o gesso formulado e o gesso projetado possuem composições químicas distintas, conforme será discutido adiante, em função de sua procedência.

## 2.1 Detalhes da construção dos elementos e aplicação dos sistemas de revestimento

Em setembro de 2017 houve a montagem das fôrmas e armaduras [estribos armados com ganchos, conforme Kodur (2005)], instalação dos termopares, além da construção dos elementos de concreto propriamente ditos no interior do galpão cedido pelo IPT, em São Paulo. Foi empregado um concreto com uso de cimento tipo CP II-E-40, areia fina natural quartzosa de cava, areia de brita e britas do tipo calcário. A água foi fixada em 175 L/m<sup>3</sup> e foi utilizado um aditivo do tipo plastificante/redutor de água, para uma consistência de 20±3 cm, aferida por meio de *slump-test*. Conforme planejado, somente um caminhão betoneira foi envolvido na concretagem dos oito elementos, não dando margem para variação do material concreto quando das análises dos resultados dos ensaios experimentais de simulação de incêndio. As oito amostras, portanto, foram construídas nas mesmas condições e com os mesmos lotes de materiais (fôrma, concreto, armadura e termopares). O evento de concretagem foi controlado e corpos de prova foram moldados e ensaiados obtendo-se as resistências à compressão de 20,2 MPa (7 dias) e 25,6 MPa (28 dias), respectivamente. Os valores obtidos foram compatíveis com o  $f_{ck}$  de 25 MPa previsto para idade de 28 dias.

Após a construção dos oito elementos, aguardou-se um prazo de 6 (seis) meses de maturidade do concreto (grau de hidratação) para aplicação dos sistemas de revestimentos contrafogo (preparo de base e camada de revestimento propriamente dita) nos elementos construídos. Durante esses seis meses os elementos foram armazenados dentro do galpão e ainda protegidos com uma lona plástica não aderida, somente para evitar impregnação de sujidades na superfície ou outros tipos de avaria ou até vandalismo. Em março de 2018, conforme previsto, todos os revestimentos contrafogo foram aplicados.

Nos quatro elementos referentes ao primeiro evento de ensaio foram aplicados três tipos de revestimento (em um deles, o de referência, não foi aplicado nenhum revestimento): gesso formulado liso tipo M30, de aplicação manual com desempenadeira lisa de aço; gesso projetado tipo P80, de aplicação com uso da máquina de projeção tipo M280; e argamassa industrializada tipo Multimassa Uso Geral, comercializada em sacos de 20 kg.

Nos quatro elementos referentes ao segundo evento de ensaio também foram aplicados três tipos de revestimento (assim como no primeiro evento, em um dos elementos, o de referência, não foi aplicado revestimento): gesso liso lento popular de mercado, de aplicação manual com desempenadeira lisa de aço; tinta intumescente, tipo CKC-333; e argamassa industrializada tipo Multimassa Uso Geral, comercializada em sacos de 20 kg.

Tanto o gesso liso quanto o gesso projetado foram aplicados com espessura de 1,0 cm, controlada com uso de gabarito e paquímetro digital. A tinta intumescente foi aplicada em três demãos totalizando uma espessura úmida de 540 micrometros, termo internacionalmente conhecido como WFT (*Wet Film Thickness*), o que corresponde a 390 micrometros de espessura seca, termo conhecido como DFT (*Dry Film Thickness*).

As camadas de revestimento com argamassa foram aplicadas aproximadamente 15 dias após o preparo da base com chapisco [rolado (próprio para gesso) e desempenado (próprio para argamassa)], seguindo os prazos que comumente ocorrem em obra.

De março de 2018 ao final de agosto de 2018, os elementos foram mantidos descobertos dentro do galpão do IPT, com o intuito de promover a maturidade e grau de hidratação suficientes dos revestimentos, como numa situação normal de obra, conforme Figura 3.

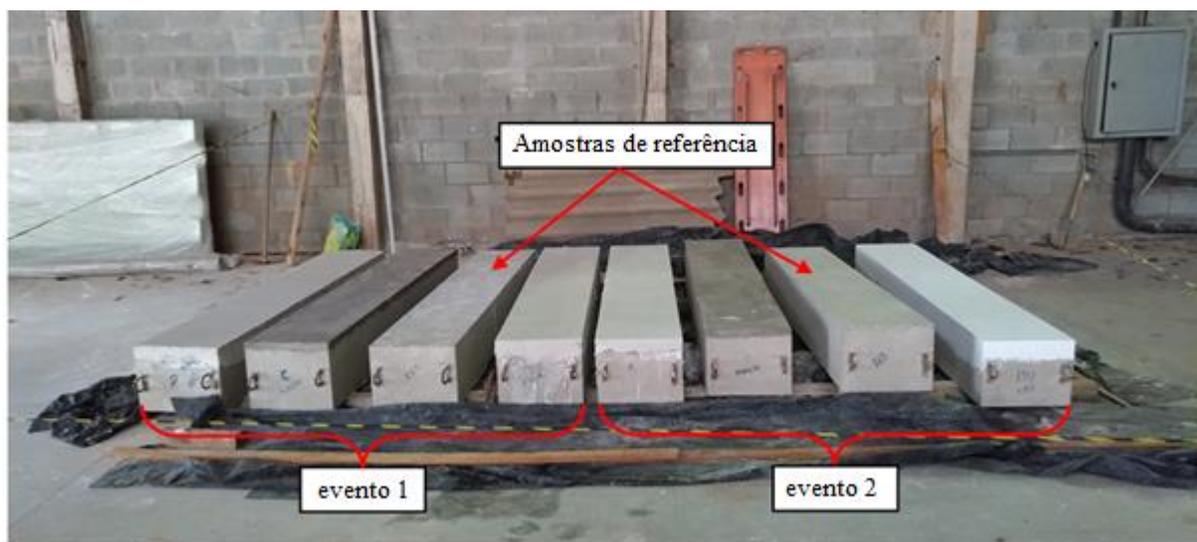


Figura 3. Detalhe dos elementos finalizados com todos revestimentos aplicados, exceto nas duas amostras de referência.

## 2.2 Detalhes dos ensaios de simulação de incêndio

Os ensaios propriamente ditos de simulação de incêndio foram realizados no forno do Laboratório de Segurança ao Fogo e Explosões do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT-SP), centro de excelência em tecnologia do Brasil e de referência nesse tipo de ensaio, cujas dimensões são compatíveis com o programa térmico planejado. O forno utilizado no programa experimental possui um sistema com cinco queimadores a gás natural, dispostos nas duas paredes laterais e posicionados de modo que não haja encontro frontal entre eles.

### 2.2.1 Primeiro evento de ensaio (evento 1)

Os quatro elementos do primeiro evento de ensaio foram ensaiados de uma só vez, sem carregamento e basicamente com a exposição de uma face ao fogo (maior face com largura de 40 cm e altura de 2,40 m), a fim de avaliar bem a influência do revestimento sem qualquer interferência, o que propiciou ainda que a face posterior (onde os termopares estavam instalados) permanecesse de livre acesso durante o ensaio de simulação de incêndio. Precedentemente ao ensaio, após 11 meses da construção dos elementos, novamente corpos de prova de controle foram rompidos apurando-se a resistência à compressão de 30,4 MPa. Na data de 30 de agosto de 2018 ocorreu o primeiro evento de simulação de incêndio, sob a curva ISO 834, por um tempo de 120 minutos. A Tabela 1 indica os valores de temperaturas máximas e médias ocorridas nos termopares localizados na armadura, em cada um dos corpos de prova, aos 120 min de ensaio.

Tabela 1. Temperaturas nos termopares posicionados na armadura (região do cobrimento), aos 120 min de ensaio.

Corpo de prova	Temperaturas (°C)	
	Máxima (termopar indicado)	Média (termopares 1, 3 e 5)
Referência (sem revestimento)	553 (termopar 1)	543
Revestido com argamassa industrializada base cimento (25 mm)	198 (termopar 3)	195
Revestido com gesso formulado liso (10 mm)	206 (termopar 1)	186
Revestido com gesso projetado (10 mm)	283 (termopar 1)	231

Após 24 h do término de ensaio, o forno foi aberto para inspeção visual dos elementos. Foram observados deslocamentos/lascamentos superficiais distribuídos uniformemente na face exposta ao fogo do elemento de referência, porém sem exposição das armaduras. Nos outros elementos foi verificada a queda parcial dos revestimentos, porém nenhum dano superficial no concreto das faces expostas ao fogo, conforme ilustra a Figura 4.



Figura 4. Detalhe da condição dos elementos e revestimentos, após abertura do forno (evento 1): revestimento com gesso formulado liso, elemento de referência, revestimento com gesso projetado e revestimento com argamassa cimentícia.

A amostra de gesso formulado liso ainda possuía um revestimento remanescente quando da abertura do forno (sem quaisquer integridade e aderência), equivalente a 46% da área total do elemento com face exposta ao fogo. Para a amostra de argamassa cimentícia, esse número foi de 41%. Apurando-se cuidadosamente os elementos, com uso de um martelo de percussão, percebeu-se que os revestimentos remanescentes de gesso formulado liso manual e de argamassa estavam completamente friáveis e a parte ainda remanescente se deslocou quase que espontaneamente, entretanto, os chapiscos aplicados como ponte de aderência estavam íntegros e intactos.

Notadamente, a amostra revestida com o gesso projetado estava ainda com parte do gesso aderida (em 100% da amostra), parcialmente íntegra e com pouco som cavo. Entretanto, não havia integridade suficiente para um ensaio de arrancamento pelos métodos convencionais, pois a amostra poderia ser removida facilmente por raspagem mecânica. Em outras palavras, a camada remanescente estava funcionando somente como uma camada de sacrifício (barreira física) e com pouca aderência. Com uso de um paquímetro digital aferiu-se que houve uma delaminação do gesso projetado com espessura da ordem de 5 mm e permaneceu remanescente na amostra de concreto uma espessura da ordem de 6 mm (desvio de 1 mm do revestimento original previsto de 10 mm). Por sua vez, a amostra de referência, sem revestimento, também chamou atenção pela pouca quantidade e profundidade de *spalling*. O deslocamento correspondeu a uma área da ordem de 19% da amostra original numa profundidade típica (máxima) de cerca de 6 mm (aferida em diversos pontos). Em outras palavras, mesmo no elemento de referência sem revestimento, não houve exposição da armadura que teve cobertura de 15 mm. Na verdade, não houve exposição da armadura em nenhum elemento ensaiado nesse primeiro evento.

A evolução de temperaturas obtidas no interior das amostras confirmou as análises visuais e qualitativas do desempenho dos revestimentos contrafogo. Conforme observado na Figura 5, a distribuição de calor foi uniforme no interior da amostra, de acordo com a profundidade de cada termopar. Também se nota que os três termopares da amostra de referência na região do cobrimento se diferenciam muito do restante.

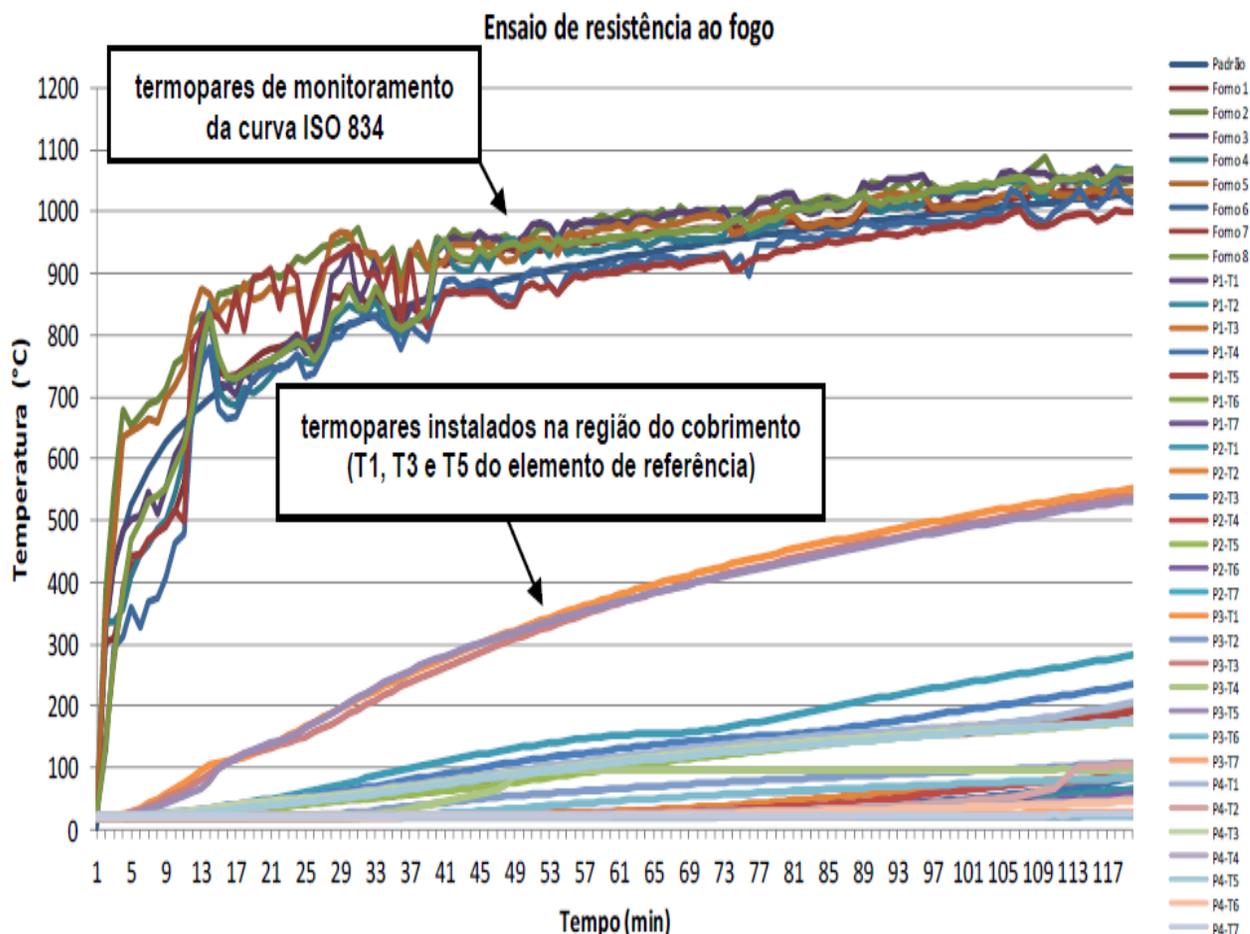


Figura 5. Temperaturas obtidas no interior do forno e no interior dos elementos do evento 1.

### 2.2.2 Segundo evento de ensaio (evento 2)

Na data de 05 de setembro de 2018 ocorreu o segundo evento de simulação de incêndio, sob a curva ISO 834 por um tempo de 120 minutos. Aos 53 minutos de ensaio já se observou o deslocamento de todo o revestimento de gesso de mercado desse elemento, bem diferente do ocorrido no primeiro evento de ensaio, levando parte do concreto aderido. Ainda, aos 6 minutos de ensaio, verificou-se o início da atuação da tinta intumescente. Nesse período também se percebeu o início de pequenos lascamentos/deslocamentos superficiais do elemento de referência, sem revestimento. Aos 20 minutos a tinta intumescente apresentava um aspecto de “elemento em brasa” com coloração mais escura e pequenos pontos incandescentes, conforme Figura 6. A Tabela 2 indica os valores de temperaturas máximas e médias ocorridas nos termopares localizados na armadura, em cada um dos corpos de prova, aos 120 min de ensaio.

Tabela 2. Temperaturas nos termopares posicionados na armadura (região do cobrimento), aos 120 min de ensaio.

Corpo de prova	Temperaturas (°C)	
	Máxima (termopar indicado)	Média (termopares 1, 3 e 5)
Referência (sem revestimento)	557 (termopar 3)	533
Revestido com argamassa industrializada base cimento (25 mm)	255 (termopar 3)	241
Revestido com tinta intumescente (540 micrometros WFT / 390 micrometros DFT)	386 (termopar 5)	359
Revestido com gesso liso lento popular de mercado (10 mm)	559 (termopar 1)	487

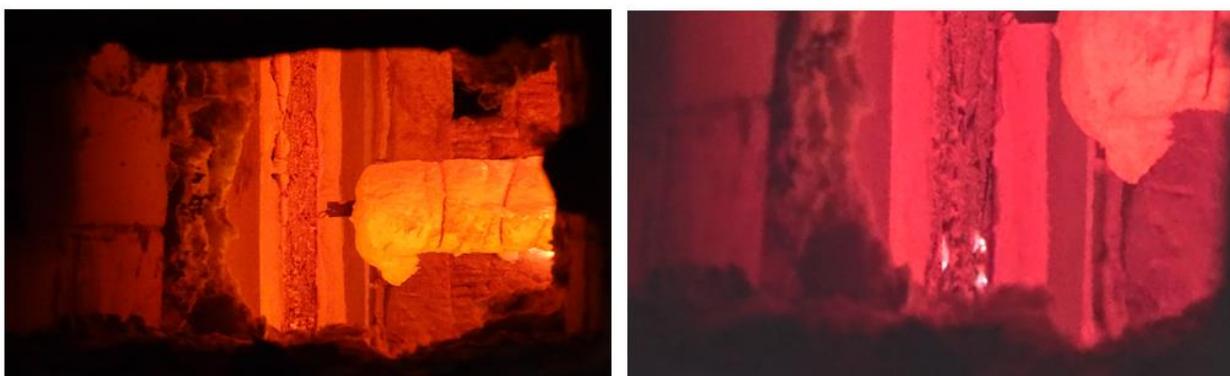


Figura 6. Detalhe da aparência de “elemento em brasa” do elemento revestido com tinta intumescente (coloração escura à esquerda) e pequenos pontos incandescentes neste mesmo elemento (à direita).

Após 24 h do término de ensaio, o forno foi aberto para inspeção visual dos elementos. Foram observados lascamentos superficiais distribuídos uniformemente na face exposta ao fogo do elemento de referência, porém sem exposição das armaduras.

No elemento revestido com gesso liso lento popular de mercado, observou-se um *spalling*/deslocamento de grandes proporções na parte superior e nenhum vestígio da ponte de aderência em chapisco (além de 100% do deslocamento do revestimento de gesso propriamente dito).

No elemento revestido com argamassa cimentícia, percebeu-se a presença de todo o chapisco desempenado na base e deslocamento de praticamente todo o revestimento propriamente dito.

Finalmente, no elemento revestido com tinta intumescente, detectou-se a presença da mesma (expandida em cor branca, inicial) sem nenhum vestígio aparente da superfície do concreto do elemento ou exposição da armadura, conforme Figura 7.

Apurando-se cuidadosamente os elementos, com uso de um martelo de percussão, percebeu-se que na amostra revestida com gesso liso de mercado, além do deslocamento de grandes proporções, com exposição da armadura, havia uma camada friável sem nenhuma resistência em praticamente toda a área exposta ao fogo do elemento (na superfície de concreto). Na amostra de referência, o material perceptível de superfície remanescente também estava friável em toda a área da amostra (região do cobrimento). Não obstante, o chapisco aplicado como ponte de aderência do elemento revestido com argamassa e a superfície de concreto do elemento revestido com tinta intumescente estavam íntegros e intactos.

Resumindo, o concreto estava totalmente íntegro e preservado no caso do revestimento com argamassa cimentícia e com tinta intumescente, não apresentando quaisquer sinais de um material tipicamente friável ou de armadura exposta.

Com uso de uma trena, aferiu-se uma área de deslocamento (*spalling*) na amostra revestida com gesso liso lento de mercado, onde ocorreu a exposição da armadura, sendo a mesma de aproximadamente 20% da área total, lembrando que a área remanescente estava friável em toda a superfície, muito semelhante à amostra de referência, até em questões de profundidade de dano, sugerindo que o revestimento em gesso de mercado se deslocou bem antes do observado no evento 1 e não protegeu o concreto do substrato.



Figura 7. Detalhe da condição dos elementos e revestimentos, após abertura do forno (evento 2): revestimento com gesso liso lento popular de mercado, elemento de referência, revestimento com tinta intumescente e revestimento com argamassa cimentícia.

Ainda, de toda a armadura equivalente daquela face exposta ao fogo, passível de exposição, foi aferido que somente 6% foi de fato exposta. Notadamente, a amostra revestida com tinta intumescente protegeu bem o elemento de concreto, sem nenhum indicativo de lascamento ou deslocamento. A superfície estava tão íntegra e bem-acabada que, caso fosse bem limpa, dificilmente poder-se-ia afirmar que a mesma fora submetida a um ensaio de simulação de incêndio.

Com o uso de um paquímetro digital, aferiu-se que houve um deslocamento severo na amostra revestida com gesso liso lento popular de mercado, da ordem de 19 mm a 27 mm (máximo) numa área de aproximadamente 20% da área total da amostra (cerca de 60 cm x 30 cm), como ilustra a Figura 7. Por sua vez, a parte friável remanescente possuía uma espessura da ordem de 2 mm a 3 mm (Figura 7), inferior à das amostras de referência de ambos os eventos, como será observado adiante.

Por sua vez, a amostra de referência também chamou atenção pela pouca quantidade e profundidade de *spalling*. O deslocamento correspondeu a uma área da ordem de 40% da amostra original numa profundidade típica (máxima) de cerca de 7,5 mm (aferida em diversos pontos), somente, embora a amostra estivesse com 100% da área de exposição ao fogo friável nessa mesma profundidade aferida. Em outras palavras não houve exposição da armadura (com cobertura mínimo de 15 mm). Na verdade, somente houve exposição da armadura no elemento com gesso liso lento popular de mercado no segundo evento de ensaio (em particular com desempenho inferior à amostra de referência, sem revestimento). Também foi aferida a expansão da tinta intumescente remanescente na amostra ao longo de toda a sua área exposta ao fogo. Nesse caso, a mesma não possuía nenhuma aderência, sendo removida facilmente com uma espátula (manualmente). A partir da área raspada,

Desempenho de revestimentos contrafogo em elementos de concreto armado submetidos a temperaturas elevadas

foi possível aferir com um paquímetro uma expansibilidade de 110 mm a 112 mm, o que corresponde da ordem de 30 vezes a espessura aplicada originalmente de 390 micrometros seca (DFT), condizente com as especificações do fabricante.

A evolução de temperaturas obtidas no interior das amostras também confirmou as análises visuais e qualitativas do desempenho dos revestimentos contrafogo. Conforme observado na Figura 8, a distribuição de calor foi uniforme no interior da amostra de acordo com a profundidade de cada termopar. Também se nota uma elevação substancial da temperatura nos três termopares da amostra de referência na região do cobrimento, bem como nos três referentes à amostra revestida com gesso liso lento popular de mercado, a partir dos 53 min (realçado em vermelho), onde provavelmente houve o deslocamento total do revestimento levando consigo parte do concreto aderido e expondo a armadura. Esse comportamento se diferencia muito do apresentado pelo restante dos termopares.

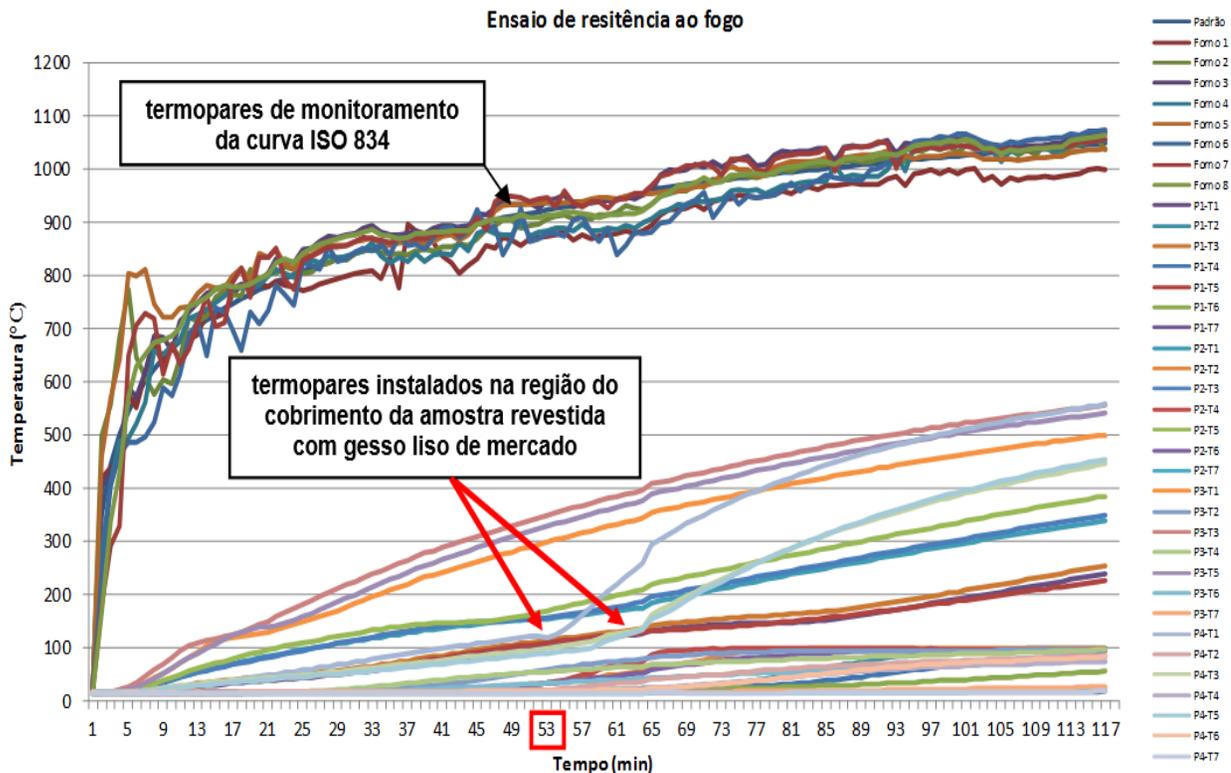


Figura 8. Temperaturas obtidas no interior do forno e no interior dos elementos do evento 2.

Apesar de a armadura na região dos termopares 3 e 5 não estar exposta ao fogo por *spalling*, nessas condições (após a ocorrência do *spalling*), por um período aproximado de 65 minutos, pela condutividade térmica do aço, a temperatura da armadura aferida nestes pontos foi somente 20% inferior à da região exposta. A expectativa era de que fosse 66% inferior, se comparada com o primeiro evento de ensaio envolvendo o gesso liso, onde não houve qualquer *spalling*.

### 3. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS E ENSAIOS COMPLEMENTARES

Em geral, pode-se afirmar que se obteve em todos os elementos, exceto na amostra com gesso liso lento popular de mercado (a qual foi analisada separadamente por meio de exames complementares), um bom desempenho quando expostos ao fogo por 120 min (2 h), com o concreto mantendo praticamente sua integridade original nos elementos revestidos e com danos inferiores a 7,5 mm de profundidade de deslocamento nas amostras de referência, para um cobrimento de somente 15 mm (não expondo a armadura). Nessas amostras de referência, apesar de um deslocamento inicial aferido entre 19% e 40% da área total, para as amostras do primeiro e Desempenho de revestimentos contrafogo em elementos de concreto armado submetidos a temperaturas elevadas

segundo evento respectivamente, após inspeção por meio de martelo de percussão, pode-se afirmar seguramente que 100% da área de exposição ao fogo estava completamente friável nessa mesma profundidade, ou seja, em termos integridade, poder-se ia considerar da ordem 6 mm de profundidade de dano na amostra de referência do primeiro evento e da ordem de 7,5 mm do segundo evento, valores esses considerados irrelevantes frente às 2 h de ensaio, sob a curva ISO 834.

Ainda, sobre as temperaturas aferidas (nas amostras de referência), tem-se muita similaridade entre os dois eventos de ensaio, como se pode observar nas Figuras 5 e 8 (no máximo 10 °C de diferença). Nesse caso, na média dos dois eventos de ensaio, pode se afirmar que 15 mm de espessura de revestimento de concreto (sem quaisquer revestimentos) foi suficiente para registrar uma temperatura inferior a 550 °C (em média 538 °C), para uma temperatura de praticamente 1000 °C dentro do forno em 120 minutos de ensaio. Ou seja, o revestimento de 15 mm isolou uma temperatura da ordem de 450 °C, sem qualquer exposição de armadura para um deslocamento máximo de 7,5 mm com o restante do revestimento (da ordem de 50%) ainda bastante íntegro, conforme exposto na Tabela 3. Além disso, a temperatura na barra de aço (região de revestimento) não ultrapassou 600°C nas amostras de referência. Acredita-se que esse quadro favorável foi muito em função da idade, geometria e tamanho da seção transversal dos elementos de concreto armado e disposições construtivas da armadura.

Tabela 3. Comparativo de eficiência de cada tipo de revestimento em isolar a temperatura média nos termopares 1, 3 e 5, posicionados na armadura (região do revestimento), aos 120 min de ensaio (com relação ao elemento de referência).

Evento de ensaio	Corpos de prova em comparação	Temperatura média (°C)	Diferença	Isolamento
Evento 1	Referência (sem revestimento)	543	348	64%
	Revestido com argamassa industrializada base cimento (25 mm)	195		
	Referência (sem revestimento)	543	357	66%
	Revestido com gesso formulado liso (10 mm)	186		
	Referência (sem revestimento)	543	312	57%
	Revestido com gesso projetado (10 mm)	231		
Evento 2	Referência (sem revestimento)	533	292	55%
	Revestido com argamassa industrializada base cimento (25 mm)	421		
	Referência (sem revestimento)	533	174	33%
	Revestido com tinta intumescente (540 micrometros WFT / 390 micrometros DFT)	359		
	Referência (sem revestimento)	533	46	9%
	Revestido com gesso liso lento popular de mercado (10 mm)	487		

Especificamente sobre os revestimentos com argamassa cimentícia, nota-se que, provavelmente, até pelas temperaturas obtidas, os mesmos se desprenderam do chapisco de base, bem no final ou até mesmo após o término do ensaio, durante o resfriamento natural (o forno foi aberto 24 h após o término do ensaio). Fato interessante é que o chapisco desempenado aplicado diretamente sobre o elemento de concreto (com desempenadeira dentada de 8 mm x 8 mm) estava completamente aderido e intacto, proporcionando um concreto absolutamente íntegro nas duas amostras revestidas com esse sistema. Nesse contexto, os 2,5 cm de espessura revestimento de argamassa funcionaram bem como uma camada de sacrifício durante os dois eventos de ensaio. As temperaturas aferidas no interior da amostra corroboram essas considerações. Nos gráficos das Figuras 5 e 8 observa-se

Desempenho de revestimentos contrafogo em elementos de concreto armado submetidos a temperaturas elevadas

uma linearidade na evolução dos valores aferidos de temperatura, o que condiz com uma transmissão de calor sem interferência, ou seja, sem deslocamentos durante o evento de ensaio (considerando até os revestimentos nesse caso).

Um comportamento anômalo, por exemplo, um pico ou uma taxa de crescimento descontínua da temperatura, poderia indicar um deslocamento localizado ou até a exposição da armadura (que aumentaria sobremaneira os valores de temperatura aferidos, com uma taxa bem mais rápida de aquecimento comparada à do concreto, pela diferença significativa da condutividade térmica desses dois materiais).

No caso da tinta intumescente, pôde-se perceber que a mesma rapidamente entrou na intumescência nos primeiros minutos do evento de ensaio, fato esperado em função da ação desse tipo de reação química expansiva se iniciar aproximadamente em 200 °C (a curva ISO 834 alcança da ordem de 550 °C nos primeiros cinco minutos). O mais surpreendente nesse caso é que somente a espessura de aplicação de 390 micrometros (três demãos / *DFT*) foi suficiente para garantir a completa integridade do elemento estrutural, preservando totalmente a superfície original da amostra. Apesar da impressão de “elemento em brasa” e sinais de incandescência, não houve comprometimento em 100% da área exposta ao fogo, embora com temperaturas internas aferidas superiores as registradas no revestimento com argamassa, por exemplo.

O que chamou atenção e motivou ensaios e exames químicos complementares (a serem discutidos adiante) foram as análises da integridade das amostras revestidas com gesso. No primeiro evento, constatou-se que o gesso formulado liso aplicado com desempenadeira de aço preservou totalmente a integridade do elemento de concreto, inclusive com sinais evidentes e claros da base de chapisco rolado ainda aderida. Nesse caso, presume-se que ocorreu o mesmo efeito dos revestimentos com argamassa, ou seja, o mesmo se desprendeu bem no final ou até após o término do ensaio, durante o resfriamento natural, proporcionando um concreto absolutamente íntegro na amostra revestida com esse sistema. Nesse contexto, somente 1,0 cm de espessura de revestimento do gesso formulado liso funcionou bem como uma camada de sacrifício.

Por sua vez, nesse mesmo evento, o gesso projetado apresentou uma delaminação da ordem de 50% de sua espessura, conforme constatações do item precedente. Isso também preservou bastante a integridade da amostra de concreto, que ainda ficou protegida por aproximadamente 6 mm de gesso. Por outro lado, esse gesso remanescente possuía pouca aderência e estava com som cavo e superfície macia/fofa quando submetida aos ensaios de percussão com martelo de aço. Isso leva a crer, até pelas temperaturas internas, que a delaminação ocorreu de fato durante o ensaio de simulação de incêndio (pelas inspeções realizadas, entre 30 a 40 minutos do início do ensaio). Ou seja, por um período de 80 a 90 minutos de ensaio, esse elemento fora protegido somente por 6 mm de espessura de gesso projetado. É interessante comparar essas considerações com os valores registrados de temperaturas. Apesar de uma espessura de gesso remanescente após a finalização do ensaio, as temperaturas internas foram um pouco superiores quando comparadas à amostra de gesso formulado liso, o que leva a crer que houve mesmo uma delaminação durante o ensaio e que uma espessura menor funcionou como camada de sacrifício (por um período da ordem de 80 a 90 minutos, no final do ensaio). Registrou-se, aos 120 minutos de ensaio, em média, 231 °C no elemento revestido em gesso projetado, temperatura aproximadamente 25% maior quando comparado ao gesso formulado liso (186 °C aos 120 minutos). Lembra-se que são materiais de mesma natureza, inclusive com composição química, mineralógica e térmica bem similares, o que corrobora a delaminação mais precoce no gesso projetado (talvez em função do método de aplicação) e a preservação do gesso formulado liso durante todo o primeiro evento de ensaio (desprendimento somente após o resfriamento do forno).

Especificamente sobre o revestimento em gesso liso lento popular de mercado, aplicado no segundo evento de ensaio, com os mesmos procedimentos do gesso formulado liso do primeiro evento, nota-se que houve uma significativa diferença nos resultados obtidos, representada por um deslocamento expressivo (*spalling* severo) do concreto, inclusive com exposição de armadura.

Observa-se que essa foi a única amostra onde houve exposição da armadura, das oito ensaiadas nos dois eventos distintos de ensaio. Destaca-se que não houve *spalling* nas amostras sem revestimento (de referência). O deslocamento observado foi de uma área aproximada de 60 cm x 30 cm, com profundidade máxima de 27 mm, o que já foi suficiente para expor a armadura, com cobertura de 15 mm. Não obstante, da área total de armadura passível de exposição, somente 6% foi realmente exposta.

Com base nas temperaturas monitoradas, acredita-se que o deslocamento de maior proporção ocorreu entre 40 e 50 minutos do evento, uma vez que o comportamento da evolução das temperaturas internas dos termopares situados na região do revestimento se alterou de forma drástica a partir de aproximadamente 55 minutos. O comportamento até os 55 minutos estava bastante similar ao das amostras de gesso do primeiro evento de ensaio. A partir desse instante, houve uma mudança repentina na taxa de aquecimento interna, registrada principalmente pelo termopar 1 e posteriormente nos outros termopares, o que leva a crer que já havia ocorrido o deslocamento, com exposição de armadura e uma mudança nos registros, em função da condutividade térmica do aço (a primeira linha de termopares estava fixada na armadura longitudinal limítrofe do revestimento). A temperatura média aferida nos três termopares foi de 487 °C, com máxima de 559 °C, ou seja, praticamente a mesma temperatura das amostras de referência, que apresentaram picos de 553 °C e 557 °C nos dois eventos de ensaio, respectivamente.

Como todo o estudo experimental foi planejado para haver a menor quantidade de variáveis possíveis [elementos construídos na mesma oportunidade, com o mesmo concreto, procedimentos e mão de obra; mesmo profissional aplicando os revestimentos de gesso desempenado (formulado liso e liso lento popular de mercado, independentemente da procedência) nos elementos, ensaios de simulação de incêndio em mesmas condições etc.], presumiu-se que o agente causador do comportamento anômalo poderia estar de fato relacionado exclusivamente com o material aplicado (gesso liso lento popular de mercado). Isso posto, decidiu-se pela elaboração e realização de um plano de ensaios e exames químicos e térmicos complementares nas três amostras envolvidas no estudo experimental: gesso formulado liso M30 e gesso projetado P80 e gesso liso lento popular de mercado.

Amostras do mesmo lote dos gessos empregados no estudo experimental foram coletadas e separadas, a fim de se identificar qualquer alteração, impureza ou material estranho. Resultados da análise química semi-quantitativa por fluorescência de raios-X já indicaram uma diferença significativa em “Perda ao Fogo” e “Anidrido Sulfúrico”, como se pode observar na Tabela 4.

Tabela 4. Resultados da análise química semi-quantitativa por fluorescência de raios-X.

Determinações	Resultados, em %		
	Gesso liso lento popular de mercado	Gesso projetado P80	Gesso formulado liso M30
Perda ao fogo (PF)	20,9	9,5	9,5
Anidrido Sulfúrico (SO <sub>3</sub> )	39,8	51,8	53,7
Óxido de cálcio (CaO)	32,5	32,2	31,2
Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	2,3	1,7	0,8
Óxido de magnésio (MgO)	2,2	0,1	0,2
Anidrido silícico (SiO <sub>2</sub> )	1,9	3,6	3,4
Óxido de fósforo (P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> )	0,2	0,2	0,5
Óxido férrico (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	0,1	0,2	0,2
Óxido de estrôncio (SrO)	0,1	0,1	0,2
Óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	n.d.	0,4	0,4

Na amostra do gesso liso popular de mercado, o valor obtido de perda ao fogo diferiu 120% e o anidrido sulfúrico da ordem de 35% com relação às amostras de gesso formulado e projetado do primeiro evento de ensaio que, por sua vez, foram bastante similares.

No caso do anidrido sulfúrico, nota-se que o valor obtido no ensaio estava ainda 25% abaixo do limite requerido na norma ABNT NBR 13207:2017 – Gesso para construção civil – Requisitos, ou seja, a amostra comercializada no mercado não segue os limites normativos nacionais prescritos. Concomitantemente foram realizadas análises termogravimétricas (TG/DTG) (análise térmica diferencial e termogravimétrica simultânea) para identificar as perdas de massa, onde os valores de perda ao fogo foram confirmados com diferenças mínimas das obtidas nas análises químicas semi-quantitativas por fluorescência de raios-X, como se observa na Tabela 5.

Tabela 5. Perdas de massa a partir das curvas TG/DTG.

Material	Perdas e massa em função da faixa de temperatura					Perda total (%)	
	°C	28-69	69-168	168-1000			
Gesso liso lento popular de mercado	°C	28-69	69-168	168-1000		20,0	
	%	0,73	3,46	15,8			
<b>Interpretação das perdas de massa em função da faixa de temperatura:</b>							
<ul style="list-style-type: none"> <li>• de 23 – 82°C: início da perda de água livre;</li> <li>• de 82 – 211°C: final da perda de água livre e água de adsorção;</li> <li>• de 211 – 934°C: descarbonatação de fases carbonatadas;</li> <li>• de 934 – 1000°C: provável início da perda de enxofre.</li> </ul>							
Gesso formulado liso M30	°C	28-78	78-253	253-300	300-934	934-1000	8,63
	%	1,60	5,15	1,61	1,58	0,27	
<b>Interpretação das perdas de massa em função da faixa de temperatura:</b>							
<ul style="list-style-type: none"> <li>• de 28 – 78°C: início da perda de água livre;</li> <li>• de 78 – 253°C: final da perda de água livre e água de adsorção;</li> <li>• de 253 – 300°C: ganho de massa provável oxidação de elementos metálicos presentes na Ankerita;</li> <li>• de 300 – 934°C: descarbonatação de fases carbonatadas;</li> <li>• de 934 – 1000°C: provável início da perda de enxofre.</li> </ul>							
Gesso projetado P80	°C	28-82	82-211	211-934	934-1000		8,70
	%	1,60	5,15	1,61	0,34		
<b>Interpretação das perdas de massa em função da faixa de temperatura:</b>							
<ul style="list-style-type: none"> <li>• de 23 – 82°C: início da perda de água livre;</li> <li>• de 82 – 211°C: final da perda de água livre e água de adsorção;</li> <li>• de 211 – 934°C: descarbonatação de fases carbonatadas;</li> <li>• de 934 – 1000°C: provável início da perda de enxofre.</li> </ul>							

A perda ao fogo elevada na amostra de gesso liso lento popular de mercado, confirmada por dois métodos de ensaios [análises químicas semi-quantitativas por fluorescência de raios-X e análises termogravimétricas (TG/DTG) (análise térmica diferencial e termogravimétrica simultânea)], pode estar associada ao volume elevado de CO<sub>2</sub> liberado pela decomposição térmica dos carbonatos presentes (dolomita e calcita), conforme será constatado nas análises adiante. Ainda, a fim de se identificar alguma diferença que pudesse justificar a diferença no comportamento ao fogo do

revestimento com gesso liso lento popular de mercado, foram procedidas análises mineralógicas quantitativas por difração raios-X, constantes na Tabela 6.

Tabela 6. Resultados das análises mineralógicas semi-quantitativas das fases analisadas por difração de raios-X.

Material	Compostos ou fases mineralógicas	Fórmula molecular	Resultados (%)
Gesso liso lento popular de mercado	Bassanita	$\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2}\text{H}_2\text{O}$	65,2
	Dolomita	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	22,5
	Calcita	$\text{CaCO}_3$	5,5
	Anidrita	$\text{CaSO}_4$	2,0
	Quartzo Alfa	$\alpha \text{SiO}_2$	1,1
	Hornblenda	$\text{Si}_{14,56}\text{Al}_{2,00}\text{Mg}_{6,98}\text{Fe}_{2,66}\text{Ti}_{0,12}\text{Ca}_{3,32}\text{Na}_{1,25}\text{Mn}_{0,04}\text{K}_{0,03}\text{H}_{4,00}\text{O}_{47,60}\text{F}_{0,40}$	1,0
	Olivina	$\text{Fe}_{0,145}\text{Mg}_{1,854}\text{SiO}_4$	0,8
	Crisotila	$\text{Mg}_3(\text{Si}_2\text{O}_5)(\text{OH})_4$	0,7
	Ankerita	$\text{CaFe}_{0,23}\text{Mg}_{0,77}(\text{CO}_3)_2$	0,7
	Zeolita	$\text{SiO}_2$	0,5
Gesso projetado P80	Bassanita	$\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2}\text{H}_2\text{O}$	93,2
	Anidrita	$\text{CaSO}_4$	4,3
	Dolomita	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	1,3
	Calcita	$\text{CaCO}_3$	0,6
	Gipsita	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	0,4
	Olivina	$\text{CoMg}_7(\text{SiO}_4)_4$	0,1
	Quartzo	$\text{SiO}_2$	< 0,1
Gesso formulado liso M30	Bassanita	$\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2}\text{H}_2\text{O}$	88,9
	Anidrita	$\text{CaSO}_4$	7,1
	Ankerita	$\text{Ca}_{3,15}\text{Fe}_{1,89}\text{Mg}_{0,81}\text{Mn}_{0,15}(\text{CO}_3)_6$	1,2
	Dolomita	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	1,1
	Calcita	$\text{CaCO}_3$	1,2
	Gipsita	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	0,6
	Quartzo Alfa	$\alpha \text{SiO}_2$	< 0,1

Em suma, pôde-se observar uma grande diferença na amostra de gesso liso lento popular de mercado quando comparada com as de gesso formulado liso e gesso projetado, principalmente nos teores de bassanita e dolomita.

Assim, acredita-se que, certamente, a presença de um maior teor de carbonatos (dolomita e calcita), identificada na decomposição térmica da amostra de gesso liso lento popular de mercado em proporções elevadas (quando comparada às amostras de gesso formulado liso e gesso projetado), vai gerar um significativo volume de anidrido carbônico que, combinado com um ambiente de rápida taxa de aquecimento e excessivas temperaturas no interior do forno (caracterizados pela curva ISO 834), vai gerar, conseqüentemente, pressão de expansão em maior escala, resultando o deslocamento expressivo constatado (*spalling* severo), inclusive com exposição de armadura (justificando o quadro constatado no ensaio do evento 2). Em outras palavras, acredita-se simplesmente que, se a amostra de gesso liso lento de mercado cumprisse com as prescrições mínimas da normalização vigente (livre ainda de elevados teores de materiais carbonáticos), assim como as amostras do gesso formulado liso e gesso projetado, o comportamento ao fogo dos revestimentos em gesso seria bem parecido. Assim, destaca-se a importância da caracterização das propriedades do gesso que, conforme observado, possui comportamento singular e que interfere bastante no desempenho do revestimento quando usado como alternativa contrafogo.

#### 4. CONCLUSÕES

1. Neste experimento, 1,0 cm de gesso equivale a 2,5 cm de argamassa, conforme consta na literatura técnica pertinente, excluindo, obviamente, a amostra de gesso do evento 2 (gesso liso lento popular de mercado), por se tratar de gesso alterado que não atende à normalização vigente. É indispensável que o gesso usado como revestimento contrafogo cumpra com os requisitos básicos prescritos em normalização nacional e não contenha impurezas com elevados teores de materiais carbonáticos.
2. Neste experimento, a eficiência do revestimento de argamassa base cimento equivale à do concreto (confirmado por meio das temperaturas aferidas nos termopares), conforme informado em literatura.
3. A tinta intumescente obteve da ordem da metade da eficiência do revestimento de argamassa e gesso (do evento de ensaio 1) somente com uma espessura de 540 WFT. Permite presumir, neste experimento, que 1,0 mm de espessura de tinta intumescente possua o mesmo desempenho em termos de revestimento contrafogo que as espessuras de argamassa cimentícia (25 mm) e gesso (10 mm).
4. Observou-se que a ocorrência de *spalling* do concreto, independentemente de sua magnitude ou região de ocorrência, pode levar a um incremento significativo de temperatura na armadura, mesmo em regiões não expostas, em função da condutividade térmica do aço.

#### 5. REFERÊNCIAS

- Alexander, B. (1982). *Behaviour of gypsum and gypsum products at high temperatures*. RILEM Committee PHT-44, British Gypsum, East Leake, Loughborough, England.
- Almeida, D. F. (1984). *As estruturas de concreto armado e o fogo, comportamento, conseqüências, restauração*. Dissertação (mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1980). *NBR 5627: Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo*. Rio de Janeiro, 3 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto, procedimentos*. Rio de Janeiro, 238 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 13207: Gesso para construção civil - Requisitos*. Rio de Janeiro, 3 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2001). *NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações, Procedimento*. Rio de Janeiro, 14 p.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2012). *NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*. Rio de Janeiro, 48 p.
- Atefi, H., Nadjai, A., Ali, F. (2017). *Numerical and experimental investigation of the thermal behaviour of coated cellular beamns with intumescent coatings at elevated temperatures*. In: IFireSS 2017 – 2<sup>nd</sup> International Fire Safety Symposium. Naples, Italy, June 7-9. p. 257-264.
- Kodur, V. K. R. (2005). *Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns*. Ottawa, Ontário, Canadá: IRC/NRC. (Report NRCC-47729). Disponível em: <<http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/fulltext/nrcc47729/>>. Acesso em: novembro de 2007.
- Landi, F. R. (1986). *Ação do incêndio sobre as estruturas de concreto armado*. Boletim técnico nº 01/86. São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 24p.
- Lucherini, A., Maluk, C. (2017). *Novel test methods for studying the fire performance of thin intumescent coatings*. In: IFireSS 2017 – 2<sup>nd</sup> International Fire Safety Symposium. Naples, Italy, June 7-9. p. 565-572.
- Malhotra, H. L. (1982). *Properties of Materials at High Temperatures — Report on the work of technical committee 44-PHT*. Materials and Structures/Matériaux et Constructions. Vol. 15. N° 86. RILEM, Paris.
- Ogrin, A., Saje, M., Hozjan, T. (2017). *Effect of incomplete expansion of intumescent coating on mechanical response of steel frame in fire*. In: IFireSS 2017 – 2<sup>nd</sup> International Fire Safety Symposium. Naples, Italy, June 7-9. p. 365-372.
- Silva, D., Bilotta, A., Nigro, E. (2017). *Experimental analysis on the effectiveness of intumescent coatings in fire*. In: IFireSS 2017 – 2<sup>nd</sup> International Fire Safety Symposium. Naples, Italy, June 7-9. p. 249-256.
- Silva, V. P. (2012). *Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, conforme ABNT NBR 15200:2012*. São Paulo: Blucher.

## Paredes de alvenaria estrutural expostas a altas temperaturas com medidas de controle da dilatação

J. Menegon\*<sup>1</sup> , A. G. Graeff<sup>1</sup> , L. C. P. Silva Filho<sup>1</sup> 

\*Autor de Contato: [menegonjulia@gmail.com](mailto:menegonjulia@gmail.com)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.440>

Recepção: 24/09/2019 | Aceitação: 11/11/2019 | Publicação: 30/12/2019

### RESUMO

Este estudio evalúa el comportamiento de paredes de bloques estructurales cerámicos a altas temperaturas. Se utilizaron bloques de 14 y 19 cm de ancho, con resistencias de 7 y 10 MPa. Se evaluaron los espesores de las juntas, el mortero para asentamiento y la influencia de revestimiento en la cara expuesta. Se midieron las temperaturas del horno, en el interior y en la superficie de las paredes, la dilatación de los bloques y el aplastamiento de las juntas. Se pudo inferir que las muestras presentaron buen desempeño, manteniendo su estanqueidad, aislamiento y resistencia mecánica. La restricción lateral no ocasionó descascaramiento de los bloques, sin embargo, se pudo observar transferencia de tensión entre ellos para morteros poco flexibles. Las mamposterías de 19 cm de ancho y aquellas revestidas presentaron mejor desempeño térmico.

**Palavras-chave:** altas temperaturas; alvenaria estrutural; paredes de alvenaria; blocos cerâmicos; resistência ao fogo.

**Citar como:** Menegon, J., Gaio Graeff, Â., Silva Filho, L. C. P. (2020), "Paredes de alvenaria estrutural expostas a altas temperaturas com medidas de controle da dilatação", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 97 – 113, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.440>

<sup>1</sup> Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

### Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Website: [www.alconpat.org](http://www.alconpat.org)

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo, No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2020.

## Structural masonry walls exposed to high temperatures with thermal expansion control

### ABSTRACT

This study evaluates the behavior of small clay hollow-bricks walls exposed to high temperatures. Blocks measuring 14 and 19 cm thick were used, with strengths of 7 and 10 MPa. The thickness of the joints, the mortar, and the coating influence was evaluated. The temperatures of the furnace, the interior and the surface of the walls, the expansion of the blocks and the crushing of the joints were measured. It was possible to infer that the samples presented good performance, maintaining their integrity, thermal insulation, and load-bearing capacity. The restriction of the boundaries did not cause the spalling of the blocks, however, it was possible to observe the stress transfer to them in samples with rigid joint mortar. The masonry measuring 19 cm wide and the ones with coating showed better thermal performance.

**Keywords:** high temperatures; structural masonry; masonry walls; clay hollow-bricks; fire resistance.

## Paredes de albanilería estructural expuestas a altas temperaturas con medidas de control de dilatación

### RESUMEN

Este estudio evalúa el comportamiento de paredes de bloques estructurales cerámicos a altas temperaturas. Se utilizaron bloques de 14 y 19 cm de ancho, con resistencias de 7 y 10 MPa. Se evaluaron los espesores de las juntas, el mortero para asentamiento y la influencia de revestimiento en la cara expuesta. Se midieron las temperaturas del horno, en el interior y en la superficie de las paredes, la dilatación de los bloques y el aplastamiento de las juntas. Se pudo inferir que las muestras presentaron buen desempeño, manteniendo su estanqueidad, aislamiento y resistencia mecánica. La restricción lateral no ocasionó descascaramiento de los bloques, sin embargo, se pudo observar transferencia de tensión entre ellos para morteros poco flexibles. Las mamposterías de 19 cm de ancho y aquellas revestidas presentaron mejor desempeño térmico.

**Palabras clave:** altas temperaturas; albanilería estructural; paredes de mampostería; bloques cerámicos; resistencia al fuego.

## 1. INTRODUÇÃO

Por muitas vezes, os ensaios exigidos por norma e realizados em laboratório para paredes sob altas temperaturas negligenciam as forças internas que surgem nos elementos, num cenário real, devido às restrições das expansões térmicas induzidas pelo aumento de temperatura (LI et al., 2015). Isso porque, algumas normas, como a brasileira (ABNT, 2001), para realização de ensaio de resistência ao fogo em paredes, estruturais ou não, recomendam que as bordas laterais da amostra analisada tenham sua movimentação livre de restrições, permitindo que se expandam lateralmente.

Porém, normas internacionais, como a ISO 834-4 (1994) e a BS 476 (1987), apesar de sugerirem o uso de bordas verticais livres, permitem que sejam utilizadas restrições laterais, desde que os responsáveis pelo ensaio observem que isso corresponde à situação real a que a parede está submetida. De forma mais específica, a norma britânica supracitada recomenda o uso de restrições das bordas verticais caso a amostra da parede em questão seja menor do que as dimensões reais do elemento, ou ainda se, na prática, esta parede estiver localizada entre pilares robustos. Com base nessas normas e em outros estudos, nota-se que o simples negligenciamento das características

reais das paredes que serão analisadas em laboratório pode distorcer significativamente o resultado final. Shields et al. (1988), por exemplo, analisaram os diferentes modos de deformação térmica de um modelo de parede de alvenaria de tamanho reduzido e observaram que a máxima deflexão para determinada situação depende das condições de contorno às quais o elemento está submetido, isto é, varia conforme as bordas da amostra têm seus deslocamentos restringidos. Isso também foi observado por Nguyen e Meftah (2012), que, ao medirem as deformações em diversos pontos das paredes ensaiadas, obtiveram deformadas diferentes para diferentes condições de contorno, evidenciando a influência dos vínculos no comportamento térmico do elemento.

A preocupação quanto às restrições aplicadas nas amostras surge a partir do fato de que as forças internas originadas pela dilatação térmica impedida em situações de incêndios reais têm seus efeitos pouco explorados. Em perícia realizada em uma edificação submetida a um incêndio severo, foi possível observar ocorrências de deslocamentos (spalling) de faces de blocos cerâmicos (NAVARRO; AYALA, 2015). Na ocasião, os elementos não possuíam função estrutural. Surge, a partir daí a necessidade de compreender em que circunstâncias tais deslocamentos ocorrem, quais os mecanismos que os desencadeiam e quais as possíveis consequências deste fenômeno no comportamento da estrutura quando a alvenaria possuir função estrutural, visto que tal técnica construtiva é amplamente utilizada em edificações de múltiplos pavimentos.

A motivação deste trabalho, portanto, encontra-se na necessidade de melhor compreender o comportamento de paredes estruturais de alvenaria frente à ação de altas temperaturas, já explorada em outros estudos como os de Souza (2017), Al-Sibahy e Edwards (2013) e Ayala (2010), incluindo o conceito de esforços internos originados pelas restrições das expansões térmicas, de modo que se tenha conhecimento dos danos a que os elementos estão sujeitos em situações reais. Dessa forma o objetivo deste trabalho é analisar o comportamento apresentado por miniparedes de alvenaria ao serem expostas a altas temperaturas e carregamento axial, e terem sua expansão térmica restringida lateralmente, a fim de simular condições próximas da realidade de exposição em uma situação de incêndio.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Materiais

Foram utilizados para esta pesquisa três tipos diferentes de blocos - de resistências 7 e 10 MPa com 14 cm de largura, e blocos de 7 MPa com 19 cm de largura - todos em material cerâmico (Figura 1). As dimensões e demais características dos blocos estão esquematizadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Propriedade dos blocos cerâmicos utilizados.

Identificação	Resistência Característica	Dimensões (l x h x c)	Resist. do prisma (argamassa $f_{ak}$ 4MPa)	Área liq/Área bruta
<b>B1</b>	7 MPa	14 x 19 x 29 cm	≈ 3,5 Mpa	≈ 0,41
<b>B2</b>	10 Mpa	14 x 19 x 29 cm	≈ 6,0 Mpa	≈ 0,48
<b>B3</b>	7 MPa	19 x 19 x 29 cm	≈ 3,0 Mpa	≈ 0,36

Fonte: Adaptado de <http://www.pauluzzi.com.br/produtos.php>

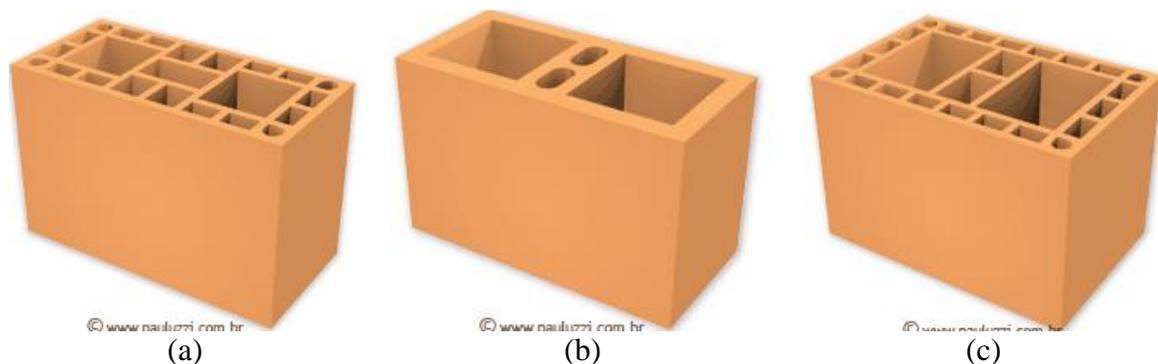


Figura 1 – Blocos estruturais cerâmicos utilizados. (a) B1. (b) B2. (c) B3. (Fonte: <<http://www.pauluzzi.com.br/produtos.php>>)

Para as juntas de assentamento das amostras, foram utilizadas argamassas tradicionais industrializadas com resistências de 4, 6 e 10 MPa – de acordo com o bloco empregado. Também foi avaliada a utilização de argamassa polimérica para assentamento dos blocos, com o intuito de verificar o comportamento da mesma quando submetida ao calor excessivo e à ação de carregamento, observando as consequências para a alvenaria como um todo.

Em uma das etapas da pesquisa, as amostras foram revestidas com argamassa. Foi empregado para o revestimento argamassado material industrializado com cerca de 1 cm de espessura.

## 2.2 Programa experimental

O programa experimental foi realizado em três etapas: na primeira etapa são comparados os três tipos de blocos utilizados; na segunda, são avaliadas para um mesmo bloco as espessuras e resistências das argamassas das juntas e a presença de revestimento; por fim, na terceira etapa avalia-se o uso de argamassa polimérica nas juntas de assentamento. Os detalhes de cada etapa estão descritos a seguir.

### 2.2.1 Primeira Etapa

Na primeira etapa, foram expostas ao ensaio térmico miniparedes com os três diferentes tipos de blocos, com argamassas de assentamento de resistência correspondente a no máximo 70% das resistências características à compressão dos blocos. As juntas de assentamento nessa etapa foram executadas com espessura de  $10 \pm 3$  mm, preenchidas com as argamassas especificadas na Tabela 2, tanto vertical quanto horizontalmente, sem aplicação nenhum tipo de revestimento.

Tabela 2 - Miniparedes da primeira etapa de ensaios – Grupo 01.

Parede	Bloco utilizado	Argamassa utilizada	Espessura da junta
P1	B1	$f_{ak} \approx 4,0\text{MPa}$	$10 \pm 3$ mm
P2	B2	$f_{ak} \approx 6,0\text{MPa}$	$10 \pm 3$ mm
P3	B3	$f_{ak} \approx 4,0\text{MPa}$	10 3 mm

### 2.2.2 Segunda Etapa.

Na segunda etapa, somente o bloco B1, de 14 cm de espessura e com resistência de 7 MPa, foi utilizado. Nesta etapa foram avaliadas a espessura das juntas, a argamassa utilizada na execução das amostras e a presença de revestimento.

Em um dos casos (P4), a junta de assentamento horizontal foi reduzida para 5 mm de espessura, mantendo-se a resistência à compressão da argamassa em 4 MPa. Posteriormente, elevou-se a resistência à compressão para 10 MPa, com a espessura da junta mantida em 10 mm (P5).

Por fim, uma última situação foi imposta nesta etapa: a aplicação de revestimento. Em uma amostra executada com as mesmas características de P1, foi aplicada uma camada de 10 mm de espessura de revestimento argamassado. Tal revestimento foi executado somente na face exposta ao fogo, a fim de não prejudicar o posicionamento da instrumentação na face oposta.

Desta forma, mais três configurações de paredes foram ensaiadas e comparadas às amostras P1, conforme exposto na Tabela 3.

Tabela 3. Miniparedes da segunda etapa de ensaios – Grupo 02.

Parede	Bloco utilizado	Argamassa utilizada	Espessura da junta
P1	B1	$f_{ak} \approx 4,0\text{MPa}$	$10 \pm 3 \text{ mm}$
P4	B1	$f_{ak} \approx 4,0\text{MPa}$	$\approx 5\text{mm}$
P5	B1	$f_{ak} \approx 10,0 \text{ MPa}$	$10 \pm 3 \text{ mm}$
P6	B1	$f_{ak} \approx 4,0\text{MPa}$ e Revestimento	$10 \text{ 3 mm}$

### 2.2.3 Terceira Etapa

Para essa etapa de ensaios avaliaram-se amostras construídas com argamassa polimérica na junta de assentamento, em comparação com aquelas construídas com argamassa tradicional. Na construção destas paredes foi utilizado o bloco de 10 MPa (B2), para facilitar a aplicação da argamassa polimérica, já que estes possuem paredes maciças. Desta forma, a comparação foi feita em relação às paredes P2, por terem sido executadas com o mesmo bloco estrutural. As características das amostras são mostradas na Tabela 4.

Salienta-se que, apesar de usualmente as juntas verticais de alvenarias construídas com argamassa polimérica tratem-se de juntas secas, para a presente pesquisa foi também aplicado o produto verticalmente, visando manter a estanqueidade das miniparedes frente à ação das altas temperaturas e garantir a segurança durante a execução do ensaio.

Tabela 4 - Miniparedes da terceira etapa de ensaios – Grupo 03.

Parede	Bloco utilizado	Argamassa utilizada	Espessura da junta
P2	B2	$f_{ak} \approx 6,0\text{MPa}$	$10 \pm 3 \text{ mm}$
P7	B2	Polimérica	-

### 2.3 Miniparedes

As paredes foram construídas com os blocos e argamassas especificados no item 0 e dimensões de 90 x 80 cm, devido às restrições do tamanho do forno, se tratando, portanto, de miniparedes. Estas foram construídas sobre um perfil metálico, de chapa dobrada em forma de U, a fim de facilitar sua movimentação. Para que os carregamentos fossem aplicados e distribuídos de maneira uniforme ao longo da parede, foi realizado capeamento das mesmas, com argamassa rica em cimento, tanto na face superior quanto nas laterais, obtendo-se assim uma superfície plana.

As amostras foram curadas por, no mínimo, 56 dias, para que a umidade presente na argamassa de assentamento fosse reduzida e os resultados não sofressem interferência de efeitos que estariam presentes apenas nas idades iniciais. Da mesma forma, nas amostras que receberam revestimento, o mesmo foi executado depois de decorridos no mínimo 7 dias da construção das miniparedes, e então aguardaram-se mais, ao menos, 56 dias até a realização dos ensaios.

As amostras foram acomodadas para o ensaio dentro de um pórtico de carregamento planejado para resistir aos esforços aplicados e impedir as expansões laterais. Este também foi dimensionado para permitir a aplicação de carregamento vertical distribuído, a fim de simular o carregamento de uma parede estrutural. Trata-se de um quadro feito com perfis de trilhos ferroviários, com dois macacos hidráulicos a ele acoplados: um para aplicação do carregamento vertical e outro para o confinamento lateral. Ambos os macacos foram atrelados a células de carga, para monitoramento

dos incrementos sofridos. O esforço realizado pelos macacos foi distribuído nas faces das paredes por meio de perfis metálicos. O desenho esquemático do equipamento planejado e após montado pode ser visto na Figura 2.

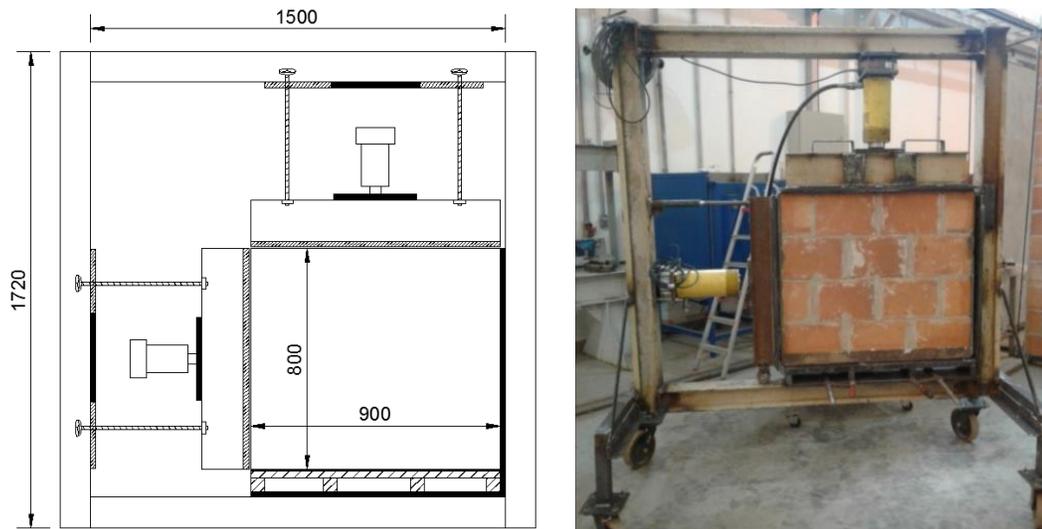


Figura 2. Quadro de reação utilizado para os ensaios.

Uma vez posicionada no quadro de reação, a amostra era acoplada a um forno de resistências elétricas *Sanchis*, de modo que uma de suas faces estivesse sujeita ao aquecimento. Na face não exposta, posicionaram-se os instrumentos para monitoramento de temperatura e deslocamento. A carga aplicada sobre as amostras foi estimada de forma que as mesmas recebessem carregamento de acordo com o que é prescrito pela NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 1980). Dessa forma, um carregamento de 97,83 kN/m foi aplicado na amostra antes do início do ensaio de resistência ao fogo, sofrendo incrementos, devido às tentativas de expansão, após o início do mesmo.

## 2.4 Temperaturas

Devido às limitações quanto aos equipamentos disponíveis no laboratório, o ensaio previsto pela NBR 5628 (ABNT, 2001) foi adaptado para paredes de pequenas dimensões, que se adequam ao tamanho do forno disponível. A temperatura do forno foi elevada a uma taxa semelhante à curva padrão descrita pela norma supracitada até, no máximo, 950°C, temperatura usualmente atingida durante um incêndio real. As miniparedes foram, então, mantidas em tal exposição de temperatura durante cerca de 4 horas.

Para verificação da estanqueidade das amostras, foi realizado sempre que necessário o teste do chumaço de algodão, descrito pela NBR 5628 (ABNT, 2001). O isolamento térmico foi verificado através do uso de termopares com ponta em disco de cobre para medição da temperatura na face não exposta das amostras, conforme recomendação trazida pela NBR 5628 (ABNT, 2001). Além dos termopares dispostos na face externa das amostras, foram posicionados também termopares do tipo K ao longo da espessura da parede, visando obter valores de temperatura no interior do forno e no interior dos blocos. Foram distribuídos, ao todo, sete termopares, sendo cinco deles na face externa, para o controle de isolamento térmico, e os demais para obtenção das informações adicionais (Figura 3).

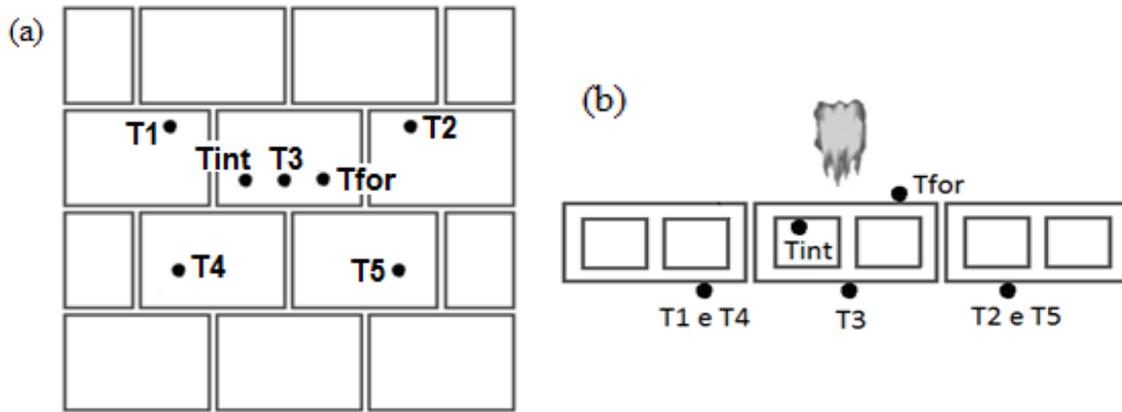


Figura 3. Posição dos termopares nas amostras. (a) Vista frontal. (b) Vista superior.

### 2.5 Deslocamentos Longitudinais

Por meio de transdutores de deslocamento, ou *clip-gages*, posicionados na face não exposta de um bloco na região central das miniparedes, foram medidas as deformações horizontais e verticais durante o aquecimento. Estes dispositivos foram confeccionados com base no que foi utilizado por Beber (2003), e consistem em arcos dotados de extensômetros em suas faces inferior e superior (Figura 4). Esses arcos são fixados à superfície cujos deslocamentos se desejam medir e, então, a deformação específica determinada pelos extensômetros na seção central dos arcos é correlacionada aos deslocamentos relativos entre os pontos A e B fixados.

O afastamento ou aproximação entre diferentes blocos de uma mesma fiada e de fiadas consecutivas também foi medido através do uso de *clip-gages* nas juntas, o que proporciona um indicativo da absorção pela argamassa dos deslocamentos ocorridos pela deformação térmica. O posicionamento dos *clip gages* nas amostras está esquematizado na Figura 4.

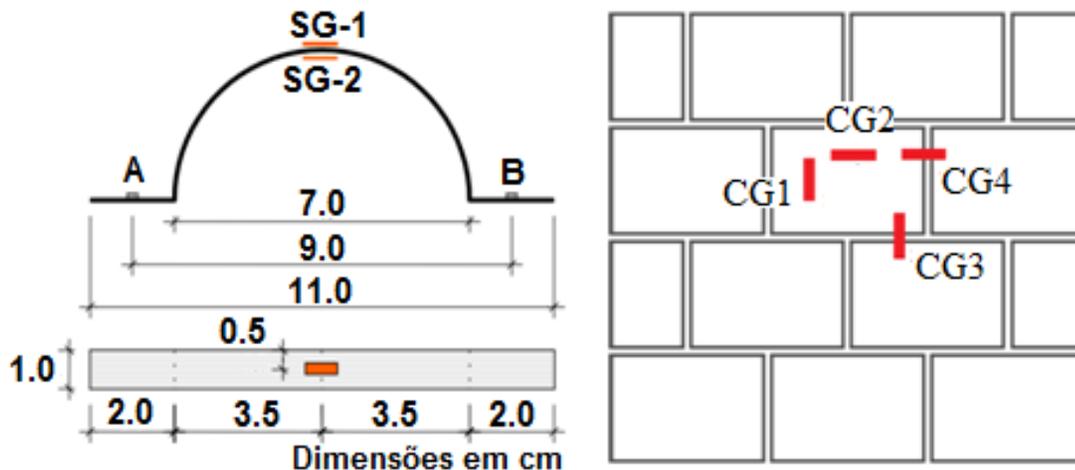


Figura 4. Geometria dos clip-gages (BEBER, 2003) e posicionamento nas paredes.

### 2.6 Termografia

Foi realizada também uma análise termográfica das amostras durante a exposição ao tratamento térmico. A utilização dessa técnica permitiu que fosse feito um mapeamento da temperatura ao longo da superfície das amostras, através da detecção, por meio de uma câmera termográfica FLIR T440, da radiação infravermelha emitida pelas mesmas ao serem aquecidas. Por meio desse equipamento foi possível monitorar a elevação da temperatura ao longo do ensaio, além de identificar zonas de possíveis falhas na alvenaria. Também possibilitou fazer um comparativo da propagação de calor nas diferentes tipologias de alvenarias.

### 3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

#### 3.1 Temperatura ao longo das amostras

A Figura 5 traz a evolução de temperatura no interior dos blocos (Tint) para as três primeiras configurações de parede, visando comparar os três diferentes blocos. Nota-se que para os blocos B1 e B2 os resultados para o termopar intermediário tiveram seu máximo em torno dos 600°C. Já as paredes P3 apresentaram valores inferiores aos 600°C das demais, o que se deu devido ao fato de serem construídas com o bloco B3, mais largo que os demais.

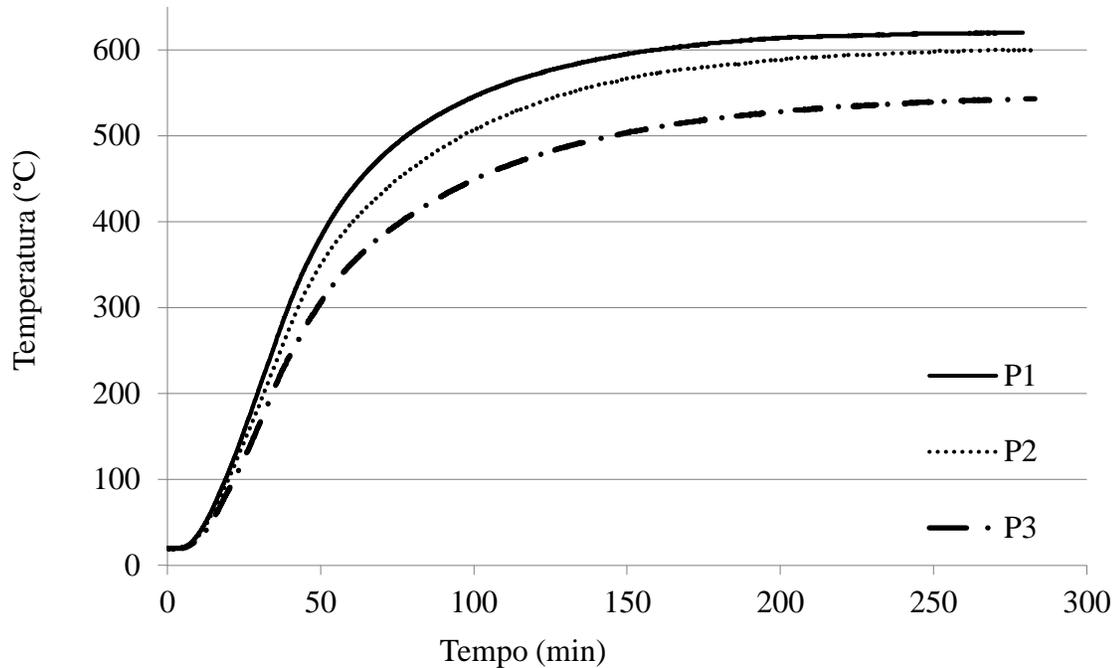


Figura 5. Temperatura no interior da alvenaria para os diferentes tipos de blocos (Grupo 01).

Quando se comparam as amostras da segunda etapa, observa-se pela Figura 6 que a espessura das juntas e a resistência de suas argamassas não exercem influência na transferência de calor, apresentando as paredes P1, P4 e P5 temperaturas no interior dos blocos em torno de 600°C. Ao ser adicionado revestimento na face exposta, no entanto, a redução de temperatura é significativa, atingindo menos de 400°C para as paredes P6.

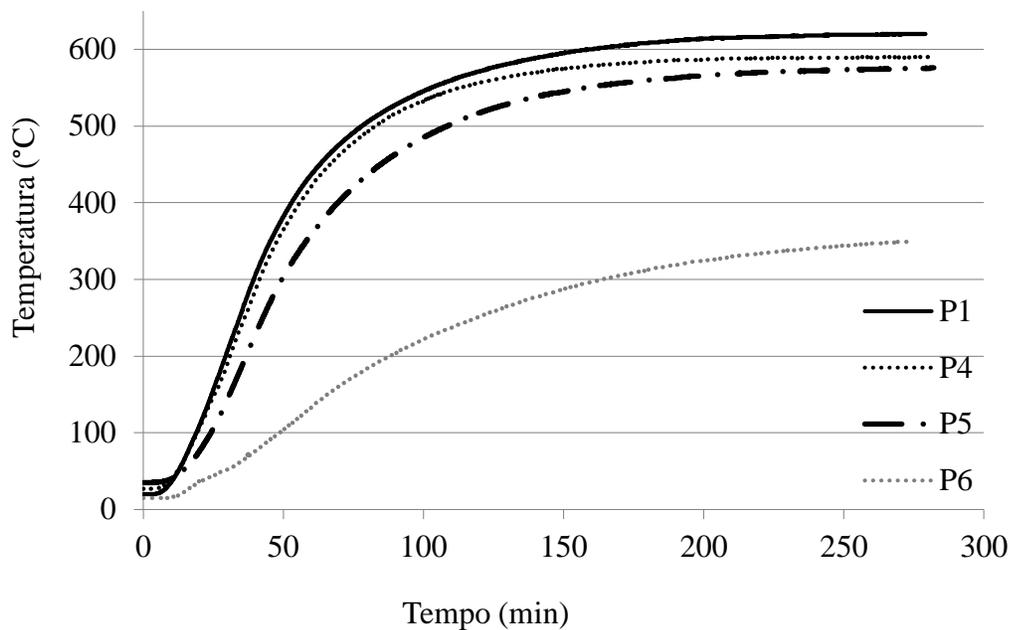


Figura 6. Temperatura no interior da alvenaria para as diferentes juntas de assentamento e revestimento (Grupo 02).

Novamente, o terceiro grupo de amostras indica a não influência do tipo de junta no fluxo de calor ao longo da espessura da parede, já que os resultados para as leituras dos termopares internos aos blocos das paredes P2 e P7 se apresentaram com grande semelhança (Figura 7). O uso da argamassa polimérica, portanto, não oferece prejuízo ou benefício em se tratando deste item.

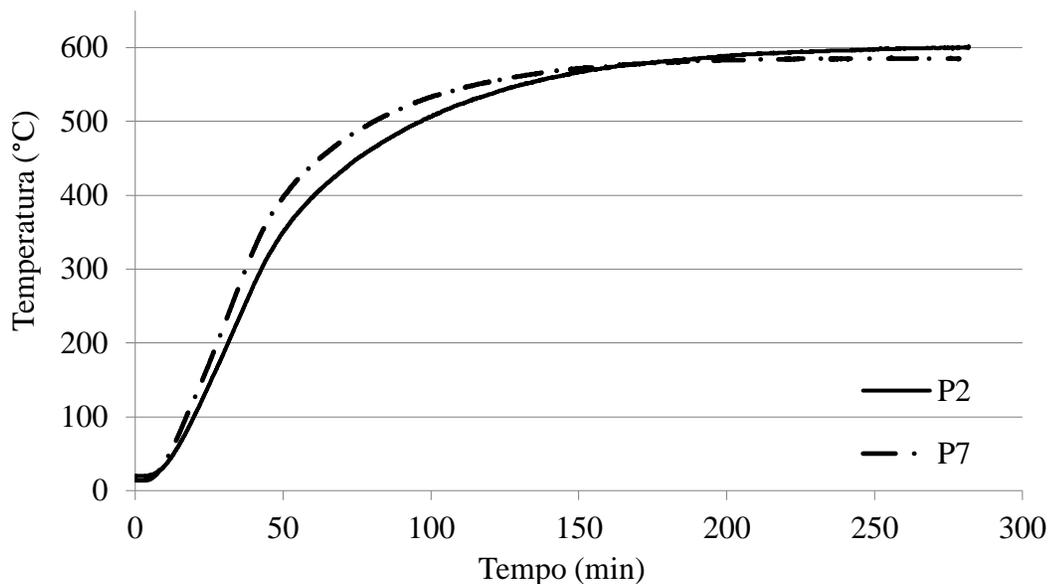


Figura 7. Temperatura no interior da alvenaria para juntas de assentamento com argamassa tradicional e polimérica (Grupo 03).

As máximas temperaturas registradas na face oposta à exposição ao calor estão representadas pela Figura 8. Os valores, em geral, se mantiveram em torno de 140 a 160°C. As exceções ficam por conta da amostra P3, executada com o bloco B3, de maior espessura, e P6, dotada de revestimento em sua face exposta. As últimas mantiveram temperaturas abaixo de 90°C, evidenciando,

novamente, o isolamento que o revestimento proporciona ao elemento, mesmo que aplicado somente em uma de suas faces. Tais resultados corroboram os dados obtidos por Nguyen e Meftah (2012) e por Souza (2017), que, similarmente, encontraram temperaturas expressivamente inferiores em alvenarias com faces revestidas. Os primeiros, por sua vez, também identificaram alguma influência do aumento da espessura do bloco no isolamento térmico da alvenaria. Conforme esperado, as resistências dos blocos e as juntas de assentamento não exercem influência significativa nos resultados de temperatura das alvenarias ensaiadas.

No tocante ao atendimento aos critérios estabelecidos pela norma brasileira NBR 14432 (2001b), nenhuma das amostras falhou nos requisitos para determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo durante a exposição ao ensaio – estanqueidade, isolamento térmico e resistência mecânica.

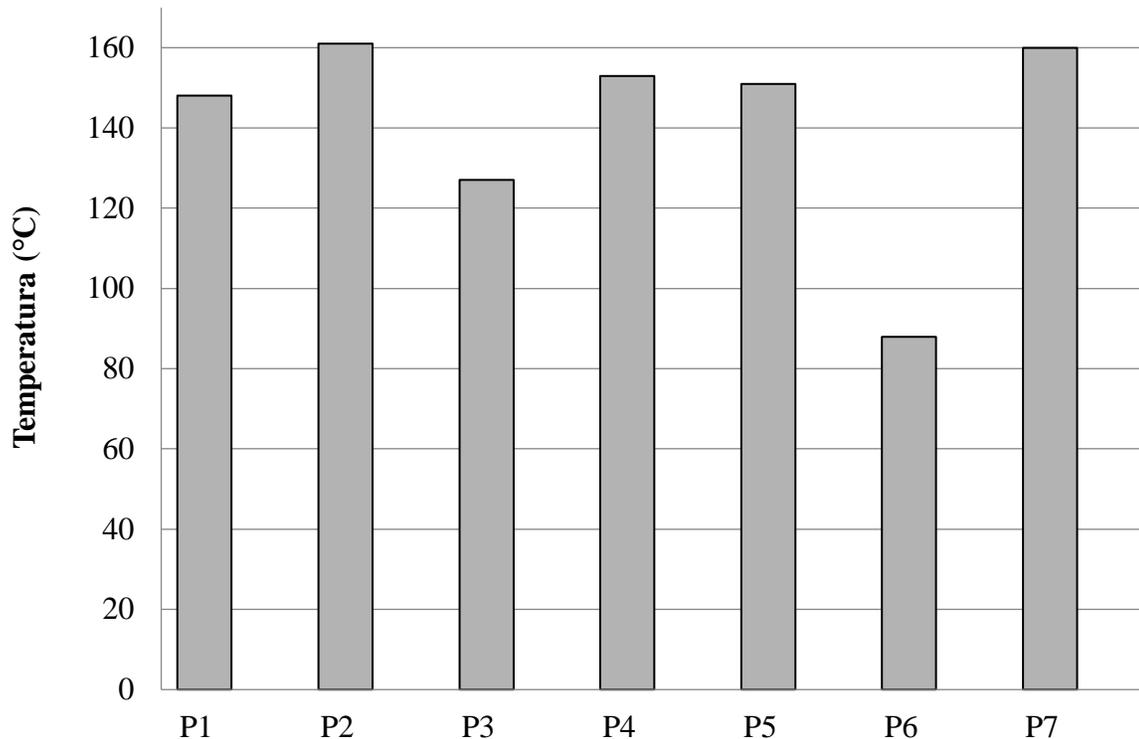


Figura 8. Temperatura máxima na face não exposta.

### 3.2 Imagens termográficas.

Foram selecionadas imagens termográficas capturadas a cada 25 minutos, até os primeiros 50 minutos de ensaio (Figura 9 a Figura 11). As análises foram realizadas com fim comparativo entre as alvenarias. Nas imagens, as regiões mais claras representam as maiores temperaturas.

Foi possível, através das imagens, ratificar o melhor isolamento térmico das amostras com bloco de 19 cm de espessura (P3) e com revestimento na face exposta (P6).

Para as amostras com revestimento na face aquecida, o aquecimento da região não exposta foi retardado e amenizado, conforme supracitado. É possível visualizar na captura aos 25 minutos da Figura 11, no entanto, manchas com temperatura mais elevada na porção superior. Isso está atribuído a fissurações e deslocamentos locais da argamassa de revestimento, o que permitiu a maior propagação de calor nessas regiões.

A diferença de coloração e, portanto, de temperatura que pode ser visualizada entre as primeiras imagens (tempo 0 min) de cada figura é remetida às diferentes temperaturas ambiente nos dias dos ensaios, que variam muito ao longo do ano na região onde os mesmos foram realizados.

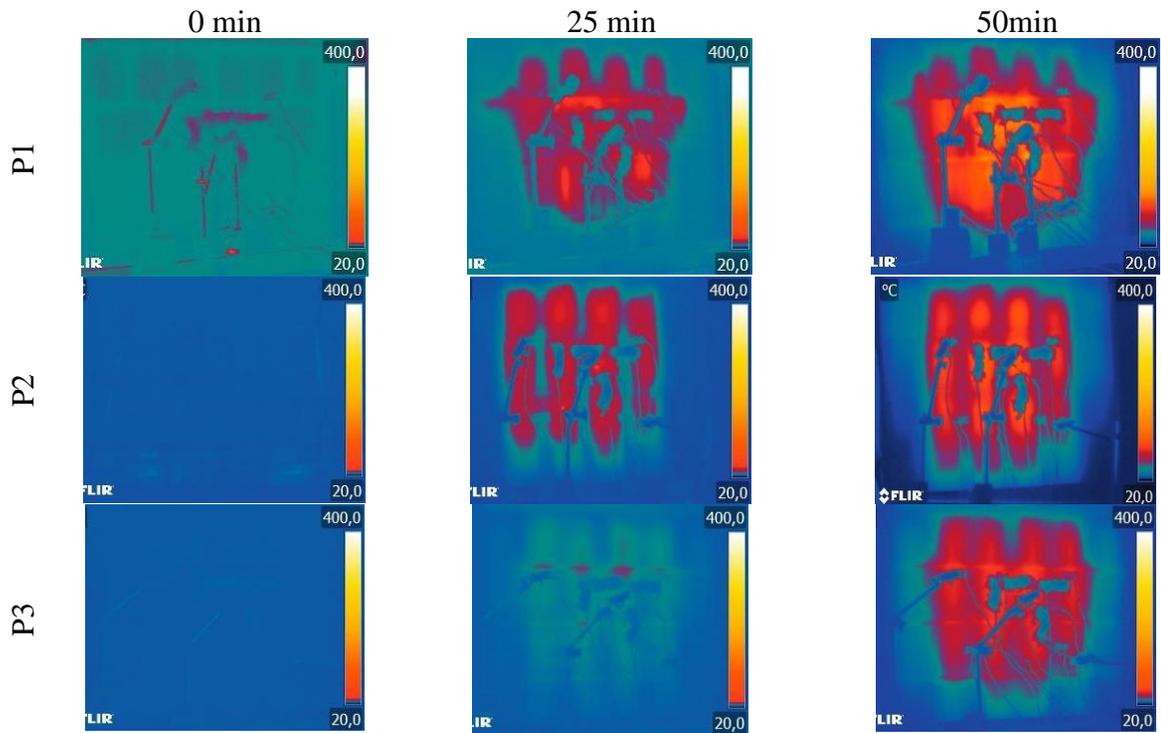


Figura 9. Imagens Termográficas – Grupo 01.

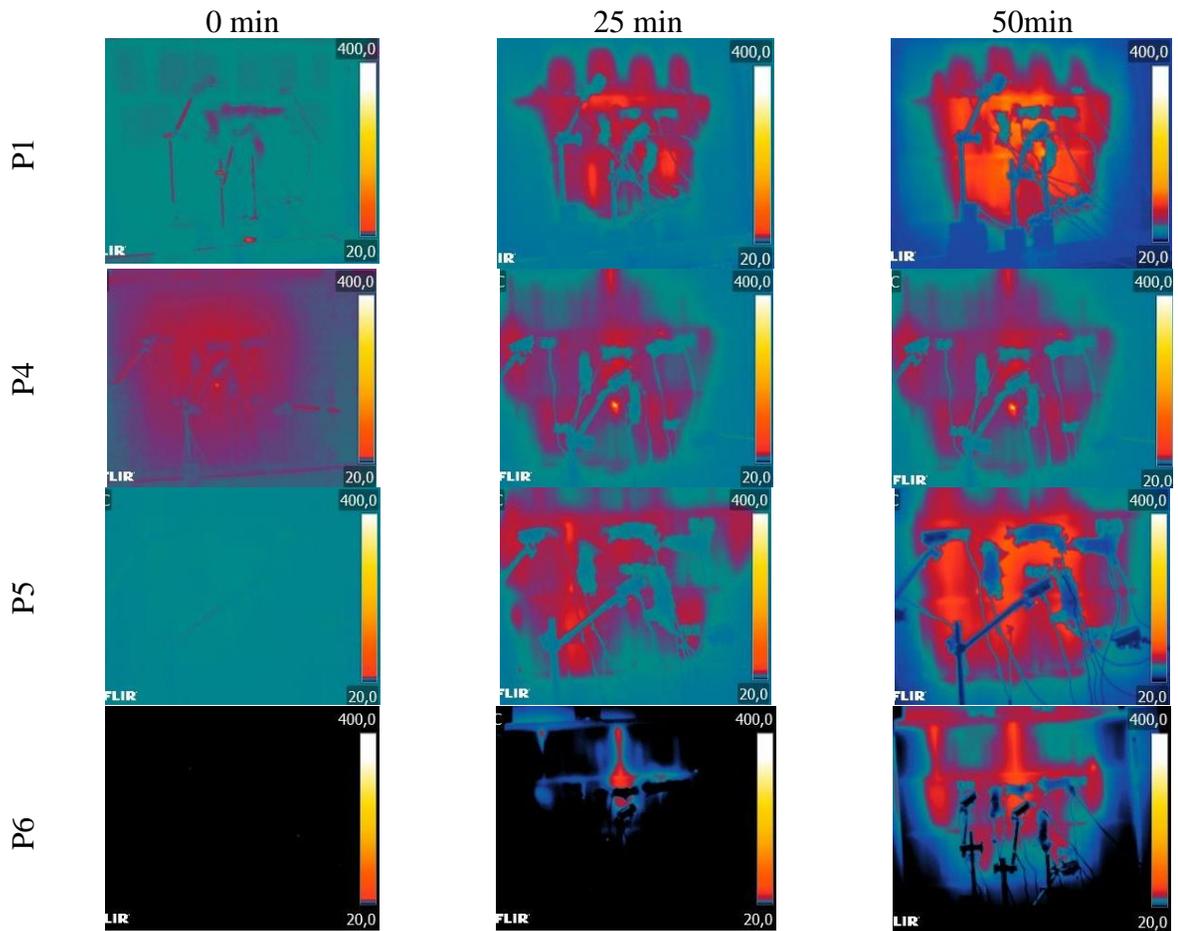


Figura 10. Imagens Termográficas – Grupo 02.

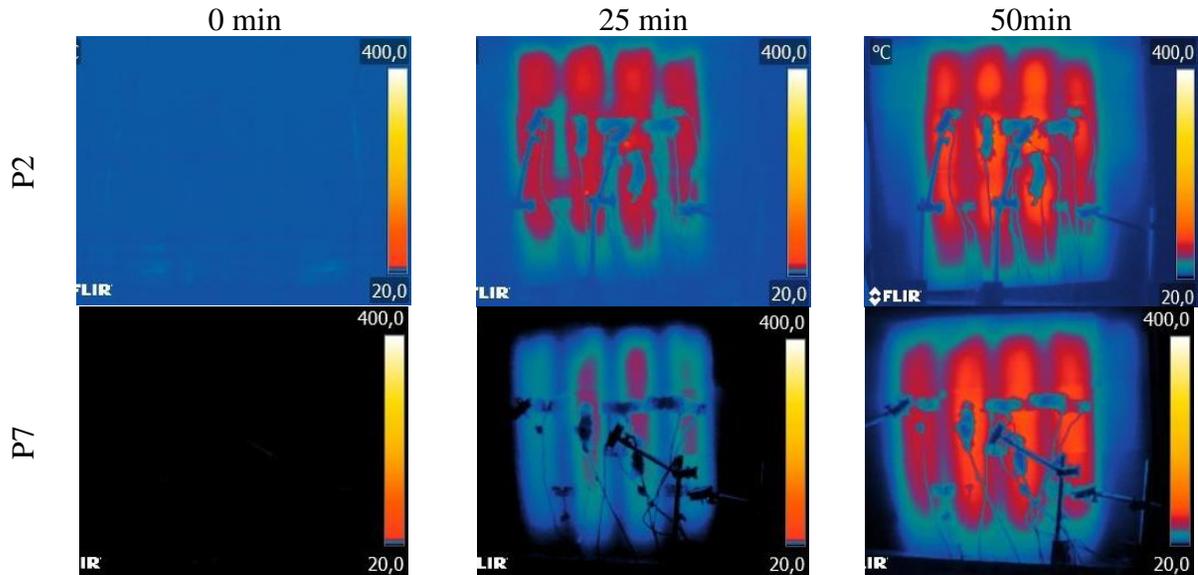


Figura 11. Imagens Termográficas – Grupo 03.

Também se visualiza um diferente padrão de aquecimento das amostras P2 e P7, executadas com blocos do tipo B2, de resistência 10 MPa, em que a temperatura se propaga essencialmente pelas cavidades dos mesmos (Figura 11). O padrão é semelhante ao observado por Nguyen e Meftah (2012), que identificaram temperaturas superiores nos alvéolos dos blocos. Segundo os autores, em uma parede os principais mecanismos de transferência de calor são convecção e irradiação, assim, as temperaturas medidas nas cavidades dos blocos são maiores do que as medidas nas suas paredes transversais, onde o calor é propagado por condução. Isso posto, o padrão observado ocorre devido ao fato de as paredes dessas unidades serem maciças e, portanto, a propagação do calor ser menor nessas regiões do que nos blocos de paredes vazadas.

### 3.3 Deslocamento longitudinal

Os deslocamentos apresentados nesse item tratam das movimentações dentro do plano das paredes. Foram mensuradas as dilatações ou contrações dos blocos nas direções vertical e horizontal - CG 1 e CG 2, respectivamente, bem como o esmagamento ou afastamento das juntas de assentamento da alvenaria, também na vertical (CG3) e na horizontal (CG4).

Para análise dos resultados, foram considerados os dados obtidos nos primeiros 150 minutos de exposição. Após esse período os mesmos poderiam sofrer interferência da temperatura, visto que, a essa altura do ensaio, o aquecimento da face não exposta ao calor atingia aproximadamente seu máximo, aquecendo também os *clip-gages* utilizados na instrumentação. Salienta-se que os valores negativos nos gráficos representam o fechamento dos transdutores de deslocamento, enquanto valores positivos indicam a abertura dos mesmos.

Uma das observações que pode ser feita por meio dos resultados apresentados é de que amostras com juntas mais flexíveis tendem a permitir a dilatação do bloco, formando um sistema mais deformável em comparação aos demais. Esse comportamento pode ser observado na amostra P1, por exemplo, onde os transdutores fixados ao bloco central – CG 1 e CG 2 – apresentaram comportamento que indica expansão em ambas as direções (Figura 12). O início da dilatação coincide com o momento em que a temperatura na face externa começa a se elevar.

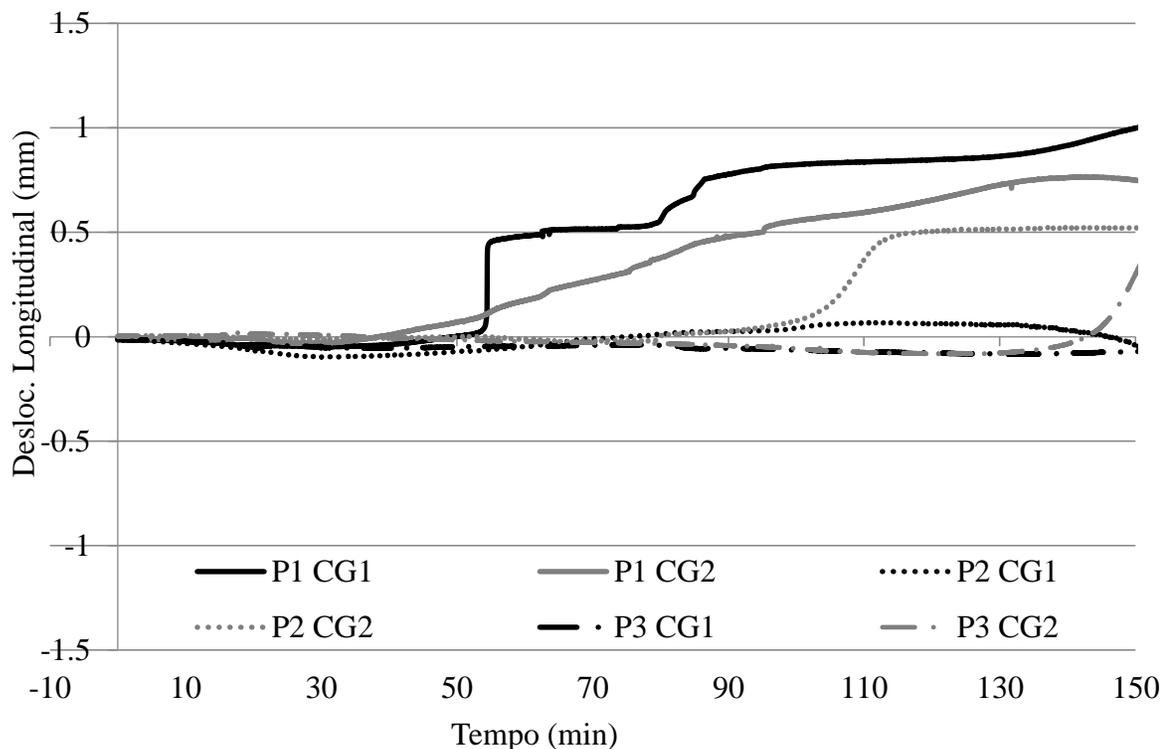


Figura 12. Deslocamento longitudinal dos blocos – Grupo 01.

Para a amostra P2, apesar de a argamassa ter resistência pouco superior à do primeiro, a dilatação do bloco não se apresentou da mesma forma. Isto pode ter decorrido do fato de a restrição lateral ter sido mais eficaz, ou ainda pela maior rigidez do bloco, que possui paredes maciças, e não vazadas, a fim de lhe conferir maior resistência. No caso da amostra P3, o bloco praticamente não apresentou movimentação durante o período considerado. Tal comportamento foi atribuído ao melhor isolamento térmico observado para esta amostra, que apresentou pouco incremento de temperatura nos períodos iniciais, sofrendo, portanto, menor movimentação térmica. O mesmo se dá na amostra P6, que possui melhor isolamento térmico devido ao revestimento de sua face.

Melhorando a resistência da argamassa a ponto de alcançar ou até ultrapassar a resistência do bloco, como no caso P5, a junta passa a não absorver mais as deformações, transferindo, então, tensões de compressão para o bloco, denotadas pelos valores negativos de CG2 (Figura 13). O mesmo acontece para a amostra com argamassa polimérica (P7), que, por ser pouco deformável, também transfere tensões para o bloco, causando sua compressão em ambas as direções – CG1 e CG2 (Figura 14).

Essas transferências de tensão de compressão para o bloco podem indicar um sinal de alerta para a possível ocorrência de *spalling* na alvenaria quando executada com argamassa de resistência alta. Na amostra P7, por exemplo, construída com argamassa polimérica, foi possível visualizar no bloco uma fissura de maior expressão, mesmo em se tratando de unidade com paredes maciças. Essa fissura pode estar relacionada às tensões de compressão sofridas pela mesma.

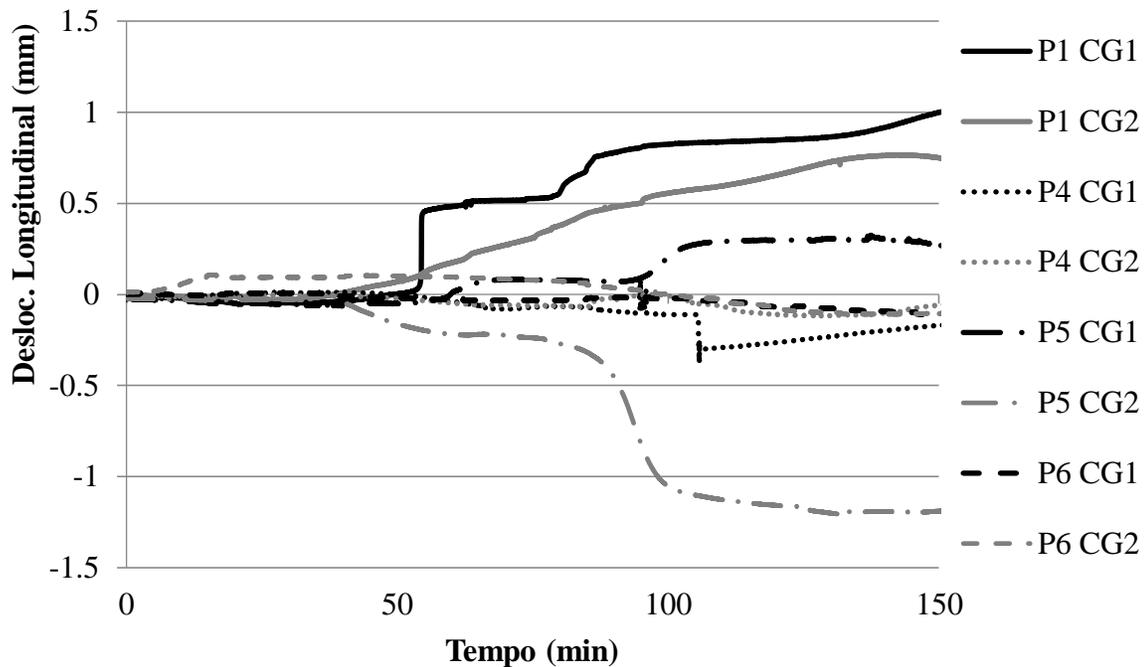


Figura 13. Deslocamento longitudinal dos blocos – Grupo 02.

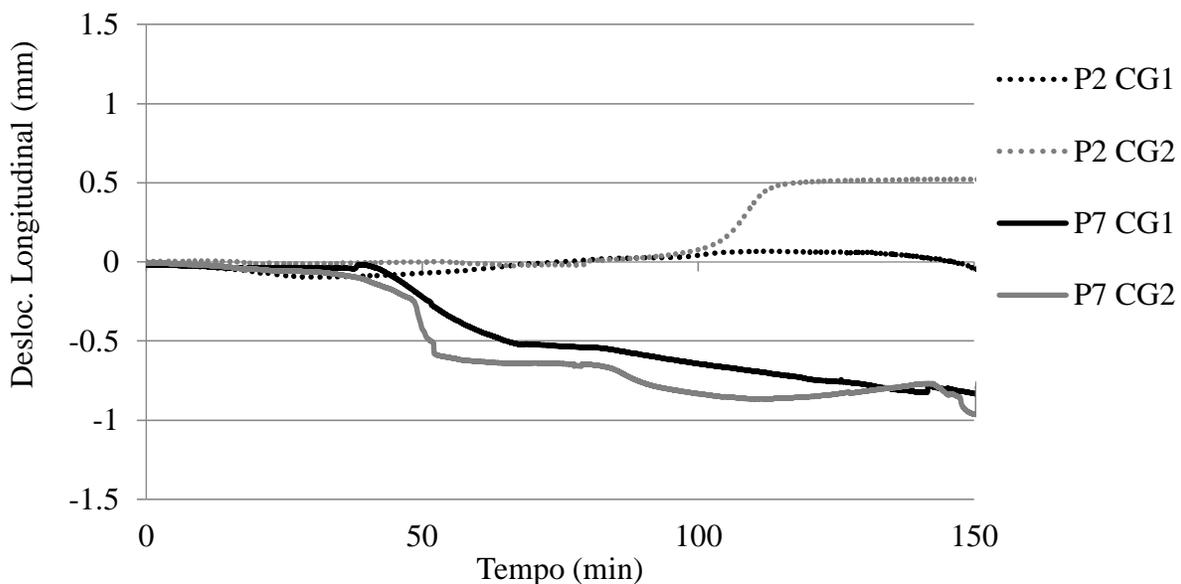


Figura 14. Deslocamento longitudinal dos blocos – Grupo 03.

Embora não tenha sido observada a ocorrência de *spalling* nos ensaios realizados, começa-se a compreender melhor as características que poderiam facilitar esse fenômeno em paredes de dimensões reais, como observado nos estudos de Nguyen e Meftah (2012) e Souza (2017).

Para quase todos os casos, a junta horizontal, monitorada pelo CG 3, apresenta fechamento, sinalizando compressão da mesma (Figura 15 e Figura 16). Tal manifestação pode ser causada tanto pelo carregamento vertical aplicado à amostra, quanto pela dilatação dos blocos adjacentes a ela, ou ainda por uma combinação de ambos. O caso que se excetua desse padrão é o da amostra P7, em que a junta horizontal inicialmente se comporta como as demais, apresentando compressão, e posteriormente inverte seu movimento, denotando abertura da junta (Figura 17). Tal fato pode ser causado pela degradação e perda de resistência da argamassa na face interna da parede.

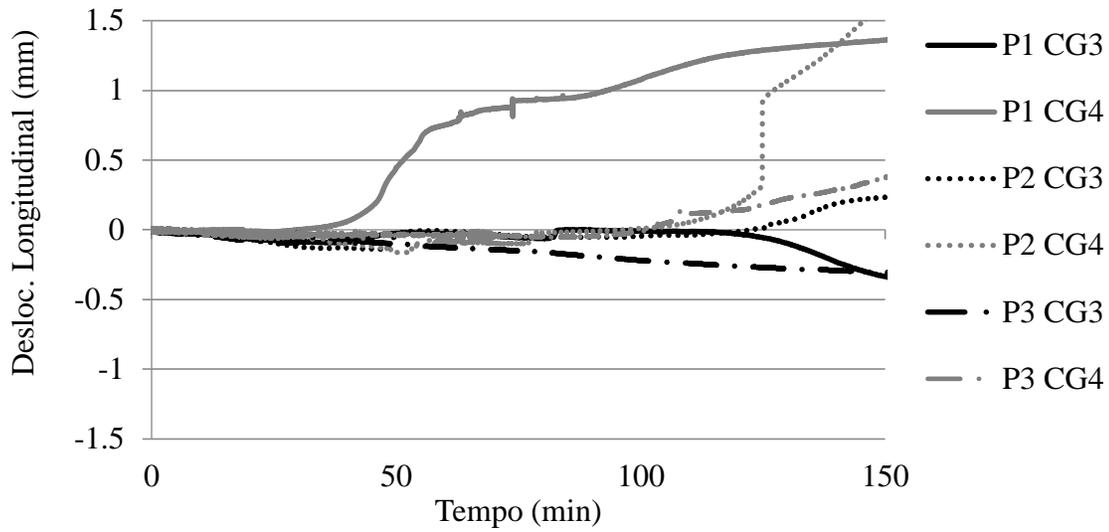


Figura 15. Deslocamento longitudinal das juntas – Grupo 01.

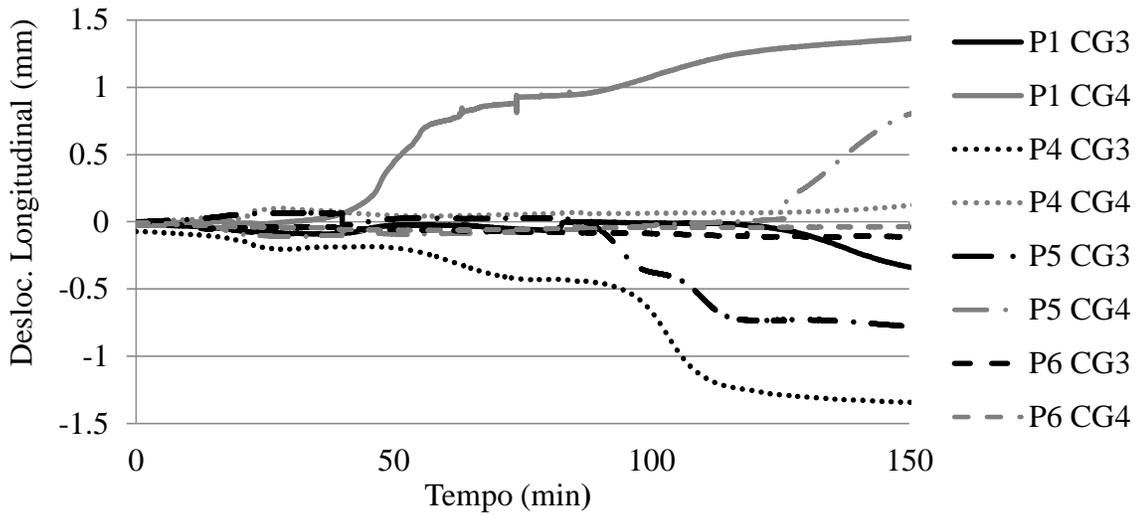


Figura 16. Deslocamento longitudinal das juntas – Grupo 02

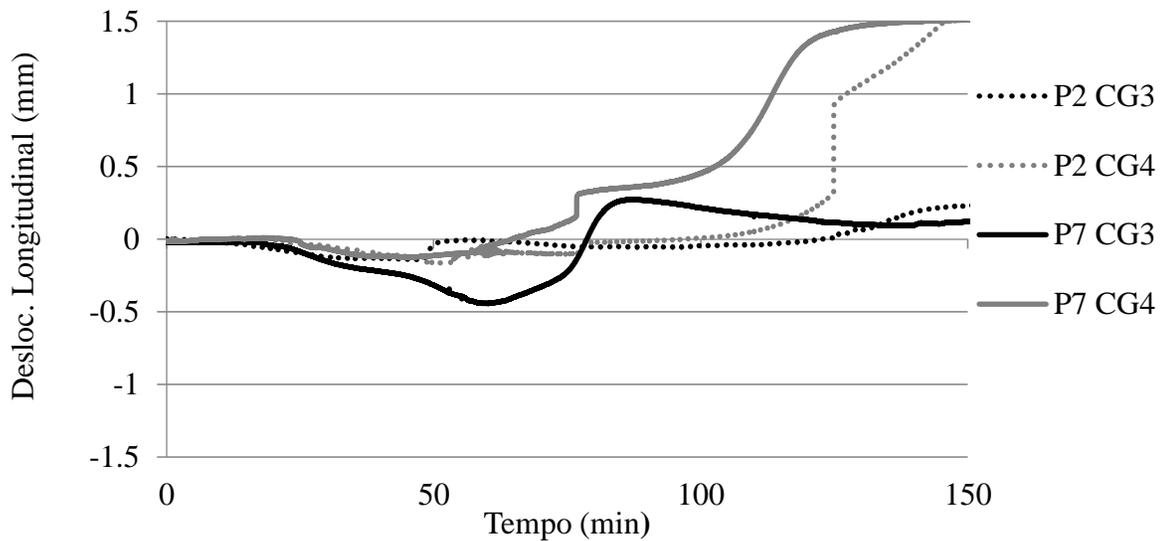


Figura 17. Deslocamento longitudinal das juntas – Grupo 03

O movimento de abertura do CG 4, manifestado para a maioria dos resultados, pode ter sido fruto de uma movimentação da parede como um todo, que poderia estar se expandindo lateralmente devido a uma restrição ineficiente nessa direção. É possível que a argamassa utilizada para o capeamento das amostras não tenha oferecido resistência suficiente para impedir as deformações. Com isso, o efeito de esmagamento da junta entre os blocos é melhor visualizado na direção vertical, pelo *clip-gage 3*, já que nessa direção a aplicação de carga torna a restrição mais efetiva. De forma geral, os resultados aqui apresentados constituem importante contribuição para o avanço da pesquisa no que tange o comportamento mecânico de alvenarias expostas a altas temperaturas, bem como contribuem para o conhecimento acerca da influência dos tipos de materiais utilizados na construção das alvenarias nos resultados obtidos, assuntos estes classificados como escassos ou ausentes no estudo realizado por Russo e Sciarretta (2013).

## 4 CONCLUSÕES

As paredes ensaiadas apresentaram bom desempenho frente à ação das altas temperaturas. Estas apresentaram fissuras predominantemente verticais após a exposição, especialmente na face exposta ao calor. A argamassa de assentamento das alvenarias perdeu significativamente sua resistência. Nas amostras revestidas, a argamassa de revestimento desprende-se completamente do substrato com a elevação da temperatura.

Foi possível inferir que o aumento da espessura do bloco e, sobretudo, a utilização de revestimento argamassado atenuam a passagem de calor para a face não exposta.

A análise dos dados obtidos para os deslocamentos longitudinais indicou que juntas mais flexíveis formam um sistema mais deformável em comparação aos demais, permitindo a dilatação do bloco em ambas as direções no plano. A elevação da resistência da argamassa de assentamento, de forma que essa iguale ou ultrapasse a resistência das unidades da alvenaria, pode representar risco ao elemento, já que a absorção de tensões pelas juntas é reduzida, de modo a transferir esforços para o bloco. O mesmo se aplica à argamassa polimérica, por sua baixa deformabilidade.

Com os dados obtidos é possível observar o grande número de variáveis que podem influenciar no comportamento de elementos de alvenaria, sendo este um método construtivo com propriedades de difícil compreensão em situação de incêndio. Salienta-se que as dimensões das amostras estudadas, por serem reduzidas em relação à realidade, atribuem maior rigidez a elas, o que certamente influencia no comportamento mecânico dos elementos.

## 5 REFERÊNCIAS

Al-Sibahy, A., Edwards, R. (2013), *Behaviour of masonry wallettes made from a new concrete formulation under combination of axial compression load and heat exposure: Experimental approach*. Engineering Structures, v. 48, p. 193–204, 2013.

<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.09.028>

Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2001), *NBR 5628: componentes construtivos estruturais - determinação da resistência ao fogo*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. (1980), *NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2001b), *NBR 14432 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Ayala, F. R. R. (2010). *Mechanical properties and structural behaviour of masonry at elevated temperatures*. Tese (Doutorado) - University of Manchester, Faculty of Engineering and Physical Sciences. p. 294.

- Beber, A. J. (2003). *Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono*, p. 317.
- British Standards Institution. (1987). *BS 476: fire tests on building materials and structures*. London.
- International Organization For Standardization. (1994). *ISO 834: fire-resistance tests - Elements of building construction*. Genève.
- Li, Y., Lu, X., Guan, H., Ying, M., Yan, W. (2015). *A Case Study on a Fire-Induced Collapse Accident of a Reinforced Concrete Frame-Supported Masonry Structure*. Fire Technology. <https://doi.org/10.1007/s10694-015-0491-0>
- Navarro, M. C., Ayala, F. R. R. (2015). *Degradación de Materiales de la Construcción Ante la Acción de Altas Temperaturas*. Congreso Internacional de Ciencias de la Ingeniería, 2., 2015. Los Mochis. Anais... . Los Mochis.
- Nguyen, T. D., Meftah, F. (2012). *Behavior of clay hollow-brick masonry walls during fire. Part 1: Experimental analysis*. Fire Safety Journal, v. 52, p. 55–64. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2012.06.001>
- Russo, S., Sciarretta, F. (2013). *Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties - An overview*. Fire Safety Journal, v. 55, p. 69–86, Elsevier.
- Shields, T. J., Connor, D. J. O., Silcock, G. W. H., Donegan, H. A. (1988). *Thermal bowing of a model brickwork panel*. International brick/block masonry conference, 8., 1988. Dublin. Anais... Dublin: Elsevier Applied Science, v. 2. p.846–856.
- Souza, R. P. (2017). *Avaliação da influência da espessura do revestimento argamassado e do carregamento no comportamento de alvenaria frente a altas temperaturas*. Dissertação (Mestrado) - Universidade do Vale dos Sinos. São Leopoldo. 138 p.

## Colapso do Edifício Wilton Paes de Almeida – SP: lições aprendidas

P. Helene<sup>1\*</sup> , J. Pacheco<sup>2</sup>, D. Couto<sup>3</sup> 

\*Autor de Contato: [paulo.helene@concretophd.com.br](mailto:paulo.helene@concretophd.com.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.419>

Recepção: 07/06/2019 | Aceitação: 22/11/2019 | Publicação: 30/12/2019

### RESUMO

O objetivo deste trabalho foi fazer um diagnóstico que explique o mecanismo de colapso, em apenas 80 minutos, do edifício Wilton Paes de Almeida, o que foi surpreendente para a engenharia de concreto estrutural. Incêndios anteriores, como o Edifício Andraus o Joelma e o Grande Avenida, resistiram a mais de 4 horas de incêndio sem desmoronar e estão atualmente em uso. Para entender esse colapso incomum, foi realizada uma investigação experimental das características e propriedades do concreto e da armadura usada nessa estrutura, com base em um "projeto estrutural hipotético" que considerou as características reais dos materiais utilizados. Com base no diagnóstico, foram estabelecidas recomendações para que casos como esse não se repitam.

**Palavras-chave:** colapso, edificio Wilton Paes de Almeida, diagnóstico.

**Citar como:** Helene, P., Pacheco, J., Couto, D. (2020), "*Colapso do Edifício Wilton Paes de Almeida – SP: lições aprendidas*", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 114 – 131, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.419>

<sup>1</sup> Professor Titular da EPUSP. PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

<sup>2</sup> PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

<sup>3</sup> Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP). PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

### Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Website: [www.alconpat.org](http://www.alconpat.org)

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo, No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2020.

## **Fire and Collapse of the Wilton Paes de Almeida Building in São Paulo, Brasil: lessons learned**

### **ABSTRACT**

The objective of this work was to make a diagnosis that explains the mechanism of collapse, in just 80 minutes, of the Wilton Paes de Almeida building, which was surprising for the engineering of structural concrete. Previous fires, such as that of the Andraus Building, the Joelma and the Great Avenue, withstood more than 4 hours of fire without collapsing and are currently in use. To understand this unusual collapse, an experimental investigation of the characteristics and properties of the concrete and the reinforcement used in that structure was carried out, based on a "hypothetical structural project" that considered the actual characteristics of the materials used. Based on the diagnosis, recommendations were established so that cases like this do not recur.

**Keywords:** collapse, Wilton Paes de Almeida building, diagnosis.

## **El incendio y colapso del edificio Wilton Paes de Almeida en São Paulo, Brasil. Lecciones aprendidas**

### **RESUMEN**

El objetivo de este trabajo fue realizar un diagnóstico que explique el mecanismo de colapso, en apenas 80 minutos, del edificio Wilton Paes de Almeida, lo cual fue sorprendente para la ingeniería del concreto estructural. Incendios anteriores, como el del Edificio Andraus, el Joelma y la Gran Avenida, resistieron más de 4 h de fuego sin derrumbarse y se encuentran actualmente en uso. Para entender ese colapso inusitado, se realizó una investigación experimental de las características y propiedades del concreto y de la armadura empleados en esa estructura, con base en un "proyecto estructural hipotético" que consideró las características reales de los materiales empleados. A partir del diagnóstico se establecieron recomendaciones para que casos como éste no se repitan

**Palabras clave:** colapso, edificio Wilton Paes de Almeida, diagnóstico.

## **1. INTRODUÇÃO**

O estudo experimental de estruturas de concreto sob ação de altas temperaturas, incêndio, demanda recursos financeiros elevados e uma estrutura laboratorial instalada de grandes proporções, que permita ensaiar partes significativas de uma estrutura de concreto armado, com fundações, pilares, vigas e lajes, sem falar na interação sempre não desprezível com as alvenarias de vedação ou estruturais. Essa capacitação ainda não existe a nível mundial e na bibliografia tecno-científica, consta apenas o registro do experimento realizado no Cardington Laboratory (CHANA; PRICE, 2003).

Então, a Engenharia até hoje tem se contentado em extrapolar resultados obtidos de corpos de prova e pequenos elementos estruturais, isolados e na maioria das vezes sem carga, para com muita criatividade originar “modelos” que permitam prever o comportamento da estrutura real, frente a um incêndio.

Outra dificuldade significativa é o fato de que todos os poucos e limitados resultados de ensaio em laboratório, dependem de um “fogo” padrão, idealizado por uma curva tipo ISO 834 (1999), ou ASTM E119 (2019) que na maioria das vezes não corresponde ao incêndio real.

Considerando essas limitações até hoje intransponíveis, este artigo, assim como outros, por exemplo os artigos sobre o incêndio do edifício Windsor em Madrid, ocorrido em 2005, pesquisado por Alonso (2008) do IET (Instituto Eduardo Torroja del Cemento y del Concreto) e Calavera Ruiz et al. (2005) do INTEMAC (Instituto Técnico de Materiales y Construcciones), e o relatório sobre

o colapso das Torres do World Trade Center, onde os estudos realizados culminaram na alteração das normas de projeto de edifícios altos (NIST, 2005), procuram estudar minuciosamente os casos de incêndios reais, na busca de tirar lições que muitas vezes são impossíveis a partir de ensaios laboratoriais caros e limitados.

No entender destes autores, a contribuição maior é reunir todas as informações possíveis de um evento desastroso como o colapso ocorrido em apenas 80 minutos, do Edifício Wilton Paes de Almeida, de forma a viabilizar um diagnóstico do ocorrido e com isso entender um pouco mais sobre a complexidade dos estudos de previsão do comportamento das estruturas de concreto armado sob fogo. Portanto, a contribuição científica fica bem caracterizada na pesquisa realizada, na busca de informações e dados que possam explicar esse precoce colapso.

## 2. HISTÓRICO

Iniciado nos primeiros anos da década de 1960, o Edifício Wilton Paes de Almeida teve sua obra concluída em 1968 pela empresa construtora Morse & Bierrenbach, para servir de sede ao conglomerado de empresas do político e empresário Sebastião Paes de Almeida. O edifício ocupava um terreno de 650 m<sup>2</sup> e sua área construída somava 12.000 m<sup>2</sup> (Aleteia, 2018).

Com características do típico edifício miesiano, contava com uma estrutura em concreto armado, com apenas 04 (quatro) pilares de concreto armado recuados com seção “H”, sustentando lajes de concreto nervuradas na região central e maciças em balanço na periferia (Figura 1). Na fachada, a espessura fina das lajes possibilitou o uso de uma caixilharia de alumínio igualmente delgada fixando as lâminas da “pele de vidro” de vidros verdes provenientes da casa *Rayban*.

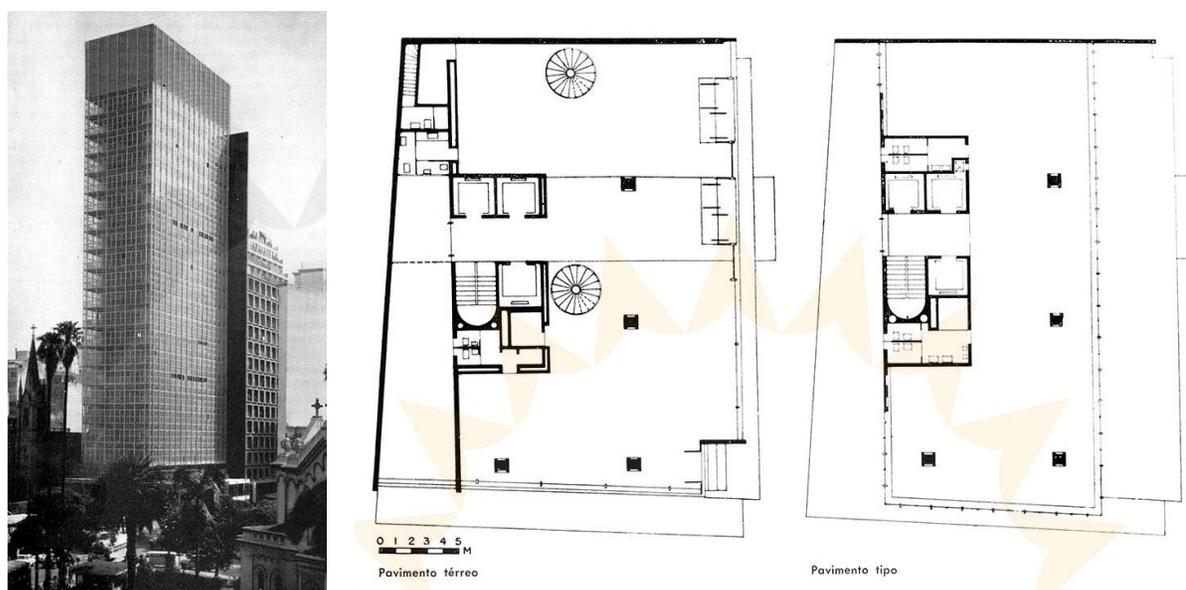


Figura 1. Vista do edifício Wilton Paes de Almeida e plantas dos pavimentos térreo e tipo (fonte: Revista Acrópole, 1965)

A principal empresa que ocupou o prédio no seu início foi a CVB (Companhia Comercial de Vidros do Brasil). Após um ano de atividade da CVB, o edifício contava com uma agência da Caixa Econômica Federal no pavimento térreo.

Considerado um marco do desenvolvimento por ser o primeiro edifício do país com fachada em pele de vidro, foi tombado em 1992 pelo Conselho Municipal de Preservação do Patrimônio Histórico, Cultural e Ambiental da Cidade de São Paulo (CONPRESP).

Posteriormente, o prédio receberia um posto do INSS e no início dos anos 2000 passou a abrigar a Polícia Federal. Durante esse período, não há registros de reformas significativas para manter o prédio em boas condições.

Anos mais tarde, os dois órgãos públicos deixaram o Wilton Paes de Almeida para que vazio ele fosse colocado à venda pela Secretaria do Patrimônio da União (SPU) do Ministério das Cidades, em fevereiro de 2015. Com a morosidade do processo e a ausência de interessados pela compra, o prédio foi invadido por pessoas pobres e sem moradia (News Rondonia, 2018).

Na madrugada do primeiro dia do mês de maio de 2018, um incêndio levou o edifício Wilton Paes de Almeida ao desabamento total. O incêndio teve início por volta das 01h30, e as chamas começaram por um provável curto circuito no quinto andar (G1, 2018).

Em pouco espaço de tempo, devido às características construtivas do prédio, o fogo se alastrou rapidamente pelos outros andares, tanto para cima (como esperado) quanto para baixo (não esperado), tomando conta de toda a estrutura, do térreo à cobertura. Por volta das 02h50, toda a edificação, ainda em chamas, desmoronou sobre si (Figura 2), causando a morte de 07 pessoas e muitos prejuízos nas construções vizinhas assim como enormes transtornos a famílias e ao trânsito e livre circulação de pessoas da região.



Figura 2. Edifício Wilton Paes de Almeida após o seu colapso (fonte: acervo pessoal de Paulo Helene).

Com o colapso ocorrido no Largo do Paissandu, fica evidente as diversas perdas e riscos que a falta de manutenção e descaso com o patrimônio pode causar para a sociedade. Foram 07 pessoas que perderam suas vidas, cerca de 92 famílias que perderam o teto que os abrigava; 220 milhões de brasileiros que perderam um imóvel pertencente à União avaliado em mais de 7 milhões de dólares, e inúmeros outros transtornos a pessoas, que residem e trabalham nas propriedades ao redor do prédio que colapsou (Figura 3).



Figura 3. Danos causados à Igreja Luterana, vizinha ao Ed. Wilton Paes de Almeida (fonte: acervo pessoal de Paulo Helene)

Dado o inusitado colapso desse edifício, a PMSP (Prefeitura do Município de São Paulo) através do Prof. Vitor Castex Aly, Secretário de Infraestrutura, e do Eng. Julio Timerman, presidente do IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto), firmaram um protocolo de cooperação técnica para viabilizar os estudos do caso, que ficou sob responsabilidade do Diretor Técnico do IBRACON, Prof. Paulo Helene.

### 3. SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO DA EDIFICAÇÃO

O colapso prematuro em apenas cerca de 80 minutos do edifício Wilton Paes de Almeida (WPA), surpreendeu a engenharia de estruturas de concreto. Desde a concepção deste sistema construtivo, patenteado por François Hennebique em 1892, que utilizou como “slogan” de sua propaganda “*plus d’incendies désastreux*”, ou seja, nunca mais incêndios desastrosos, é sabido que o concreto armado possui alta resistência estrutural, à ação do fogo e às intempéries. Um exemplo desta afirmação pode ser visto na Figura 4, que mostra a primeira edificação feita em 1900 com elementos estruturais em concreto armado, localizada na Rue Danton, 1, Paris – França, com o sistema Hennebique, que está em pleno uso até hoje.



Figura 4. Primeiro edifício do mundo concebido com o sistema Hennebique (119 anos de bons serviços prestados à sociedade) (fonte: acervo pessoal de Paulo Helene).

De 1900 para cá houve grande evolução do concreto e com o advento dos concretos de alta resistência, acima de 100 MPa, as dúvidas sobre o bom comportamento do concreto sob fogo voltaram a existir. Estudos realizados por Britez (2013) com pilares de concreto de alta resistência (140 MPa) submetidos à elevadas temperaturas desmistificou as crenças e dúvidas da época de que o concreto de alta resistência “explodia” numa situação de incêndio, apresentando um efeito *spalling* acentuado, o que poderia levar ao colapso precoce das edificações concebidas com esse tipo de concreto.

Os pilares ensaiados, de concreto armado colorido, apresentaram ótimo desempenho, mantendo-se com suas arestas íntegras. A redução da resistência à compressão do concreto foi observada apenas nas regiões periféricas, cerca de 3 cm, mesmo com duração de exposição ao fogo de 180 minutos. O aço da armadura não perdeu resistência após resfriar-se e o teor de portlandita presente na amostra também indicou que a profundidade da ação nefasta do fogo foi bem superficial, cerca de 3 cm em 3 h de incêndio padrão.

Corroborando a afirmação de que o concreto apresenta excelente desempenho frente à ação do incêndio, incêndios anteriores como o do Edifício Andraus, Joelma e o Edifício Grande Avenida, todos em São Paulo e construídos na mesma década de 60, resistiram a mais de 4 h de fogo, sem colapsar e encontram-se atualmente em uso normal.

Esse colapso prematuro do WPA, deve ser considerado um fato grave, tanto do ponto de vista da evacuação dos edifícios pelos usuários, quanto do ponto de vista da segurança dos bombeiros nas suas atividades de resgate e combate ao fogo, além da segurança da vizinhança que não pode ser atingida pelos destroços, ou seja, prédios não podem colapsar tão rapidamente frente a um incêndio.

#### **4. RECONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA**

Sob um árduo trabalho de anamnese para obtenção de informações e projetos do edifício, foram encontrados nos registros da FAU.USP (Faculdade de Arquitetura da Universidade de São Paulo) algumas plantas arquitetônicas que descrevem a geometria dos pilares. Curiosa e surpreendentemente a seção exterior dos pilares era quadrada e constante com 85cm de lado, porém sua seção transversal resistente com forma da letra H, era escalonada e variável de andar a andar. Além disso, duas faces opostas definiam um “shaft” que era contínuo em toda a altura do pilar, do subsolo à cobertura, conforme apresentado na Figura 5. Esses “shafts” foram projetados e construídos para circulação do ar condicionado central.

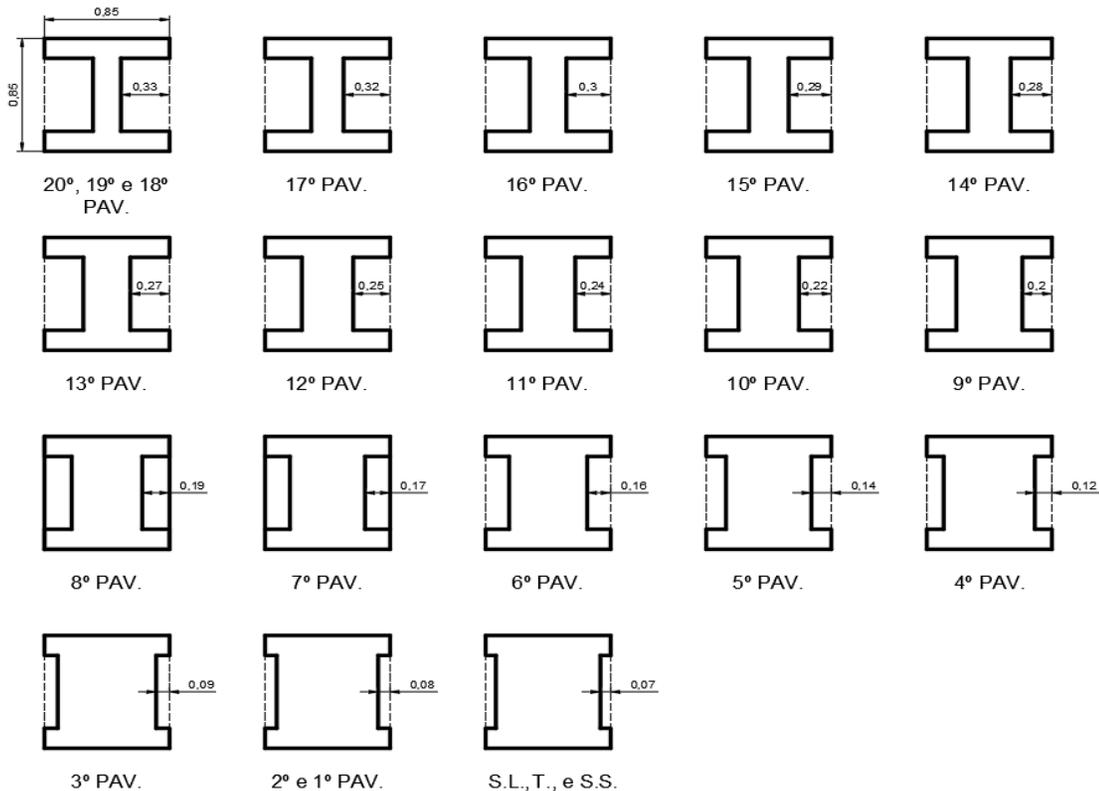


Figura 5. Escalonamento dos pilares (fonte: projeto arquitetônico executivo encontrado na biblioteca da FAU.USP)

Juntamente a essas plantas foram verificados nos arquivos da SPU (Secretaria do Patrimônio da União) diversos projetos de adequações feitas e propostas durante os anos de operação do edifício que foi sede da Polícia Federal, da Caixa Econômica e outras empresas. O engenheiro Leandro Coelho da SPU cedeu fotos de seu acervo pessoal tiradas ao longo dos anos, onde foi possível confirmar, com algum grau de precisão, a tipologia estrutural empregada no edifício Wilton Paes de Almeida (Figura 6).



Figura 6. Pilar em concreto sem o revestimento metálico, onde se observa o “H” que na verdade é um shaft do ar condicionado e laje grelha com viga faixa ainda com as fôrmas de madeira. (fonte: acervo pessoal de Leandro Coelho)

As lajes do edifício eram nervuradas e foram moldadas *in loco* com espessura da mesa superior de 6 cm (Figura 7). As nervuras tinham 10 cm de largura e 28 cm de altura até o fundo da laje ou mesa superior, e eram espaçadas a cada 50 cm. Dos pilares até o limite onde era instalada a pele de vidro, a laje era em balanço, com seção plena triangular que reduzia em função da distância ao pilar (Figura 8).

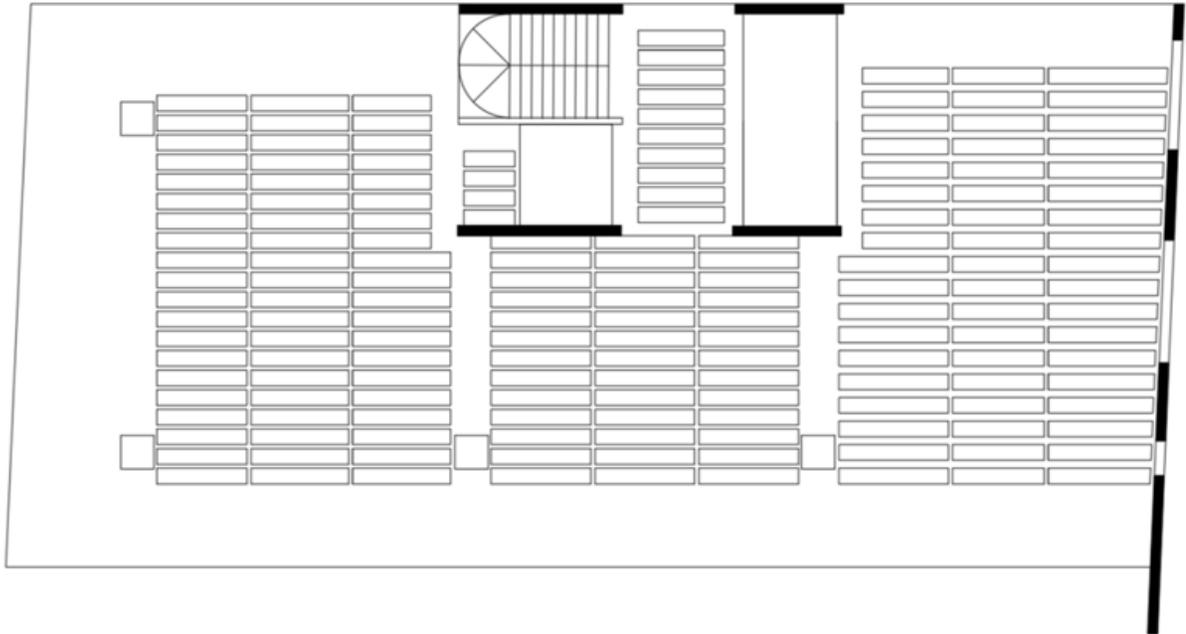


Figura 7. Esquema da Laje-grelha (Fonte: FAU-USP)

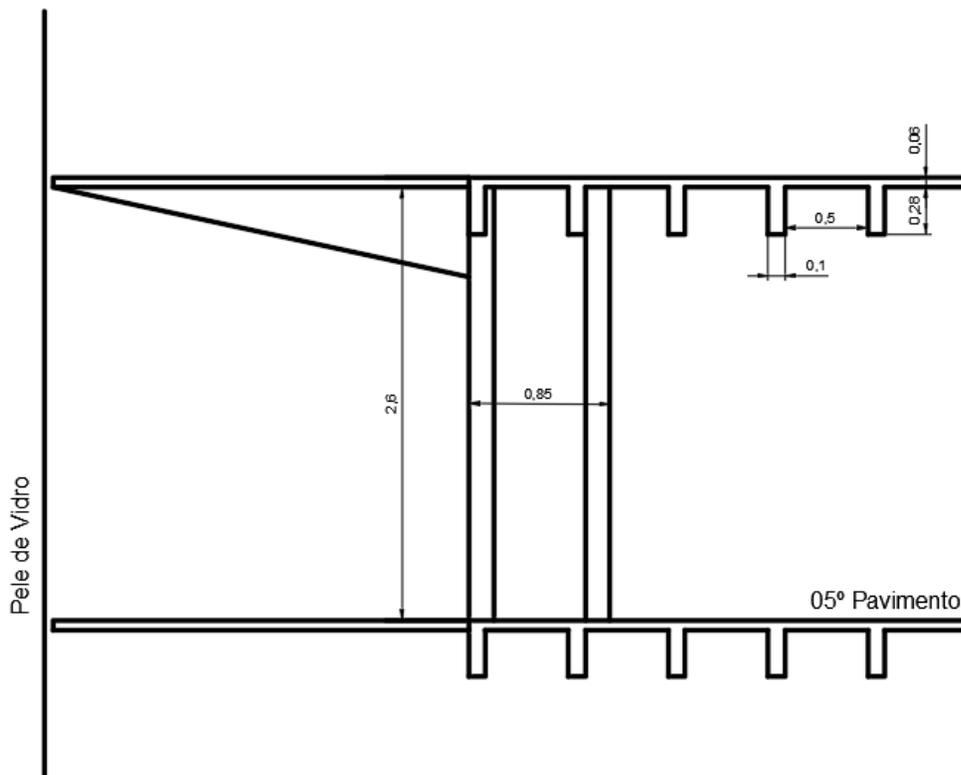


Figura 8. Corte da laje-grelha (Fonte: FAU-USP)

Assim, o sistema estrutural principal da estrutura, responsável por sua estabilidade era composto por pilares de concreto com seção tipo “H”, formando pórticos em apenas uma direção com vigas faixa, de mesma altura da laje, somado a paredes de concreto nas caixas de elevador e escada e adicionalmente uma grande parede reticulada ao fundo, composta por pilares, vigas e alvenaria, formando uma parede estrutural, como pode ser observado no modelo hipotético apresentado na Figura 9.



Figura 9. Perspectivas frontal e posterior da estrutura do Ed. Wilton Paes de Almeida (fonte: interpretação dos projetos existentes na FAU-USP, SPU e Revista Acrópole).

## 5. PROPRIEDADES DO CONCRETO ARMADO

A seguir serão apresentadas as atividades de coleta de amostras e o plano de ensaios estabelecido para conhecimento das propriedades físicas e mecânicas dos materiais utilizados.

### 5.1 Coleta das amostras

Foram selecionadas para a coleta duas grandes amostras da superestrutura colapsada do edifício para a realização de ensaios de caracterização, um trecho de laje e um trecho de pilar (Figura 10).



Figura 10. Trechos de laje em balanço e pilar recolhidos dos escombros para ensaios (fonte: acervo pessoal de Paulo Helene)

## 5.2 Plano de Ensaios

Com relação às amostras de concreto, foram estabelecidas as seguintes atividades e ensaios específicos: levantamento geométrico; extração de testemunhos; caracterização mineralógica do agregado; apreciação petrográfica de minerais naturais; resistência à compressão; resistência à tração; esclerometria; ultrassom; módulo de elasticidade; ensaio de absorção de água; índice de vazios; massa específica; reconstituição de traço; difratometria de raios x; análise termodiferencial e termogravimetria e carbonatação.

Com relação às amostras de aço, foram estabelecidas as seguintes atividades e ensaios específicos: tipologia do aço empregado; composição química e metalúrgica; tração; dobramento; alongamento e metalografia.

## 5.3 Resultados - concreto

Os resultados dos ensaios realizados em concreto podem ser consultados na íntegra no parecer completo de diagnóstico elaborado pelos autores (Helene et. al., 2019), sendo aqui apresentadas somente a análise dos mesmos.

### 5.3.1 Esclerometria:

O ensaio de “avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão” foi realizado nos laboratórios da Universidade Presbiteriana Mackenzie (UPM), conforme a norma ABNT NBR 7584:2013. Foram realizados 224 impactos em 14 áreas de ensaio diferentes, metade delas nas superfícies expostas ao fogo, e a outra metade nas superfícies cortadas (núcleo), denominadas face exposta e núcleo, respectivamente.

Observou-se que houve uma significativa redução nos valores dos índices de reflexão obtidos das faces externas em relação aos valores obtidos do núcleo. Nas faces que foram atingidas pelas chamas, foi obtido um valor médio do índice de reflexão de 24% (corresponde à resistência à compressão cilíndrica de  $16 \pm 4,8$  MPa), enquanto as medições realizadas no núcleo da amostra obtiveram um valor médio de 30% (corresponde à resistência à compressão cilíndrica de  $26 \pm 6,3$  MPa).

### 5.3.2 Seção transversal do pilar

Após o corte diamantado da seção do pilar recolhido dos escombros, ficou evidente a disposição das armaduras dentro do pilar, sendo então possível realizar a reconstituição da seção transversal do trecho de pilar amostrado, conforme apresentado na Figura 11.

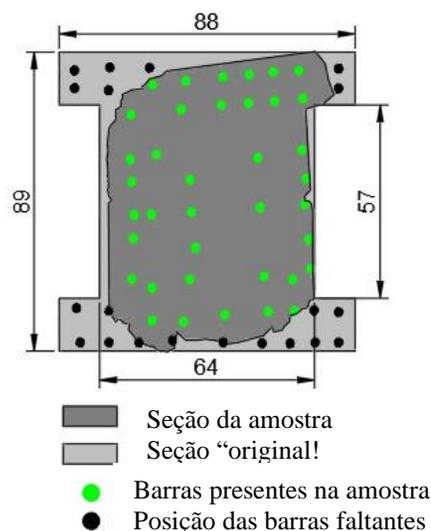


Figura 11. Reconstituição da seção transversal do pilar recuperado dos escombros.

Com o conhecimento da seção transversal, disposição das barras de aço e seus respectivos diâmetros médios, foi possível estimar a taxa de armadura longitudinal em aproximadamente 3%, o que é convencional para edificações com múltiplos pavimentos.

O cobrimento das armaduras, importante verificação ao critério de durabilidade e de resistência ao fogo, variava de 1 cm a 5 cm na amostra coletada, o que, mais uma vez, evidenciava uma falta de controle e cuidado, típicos e comuns na época de execução do edifício.

Do ponto de vista da resistência ao fogo, o cobrimento (C1) que é utilizado para o cálculo da resistência da armadura ao gradiente térmico, vai da face externa do pilar até o centro da armadura principal, o que neste caso variou de 2,5 cm a 6,5 cm.

Ainda no trecho de pilar coletado, encontrou-se a intersecção pilar-laje, e sua armadura evidente. Portanto, foi possível determinar a disposição das armaduras na viga faixa que suportava a laje (Figura 12).

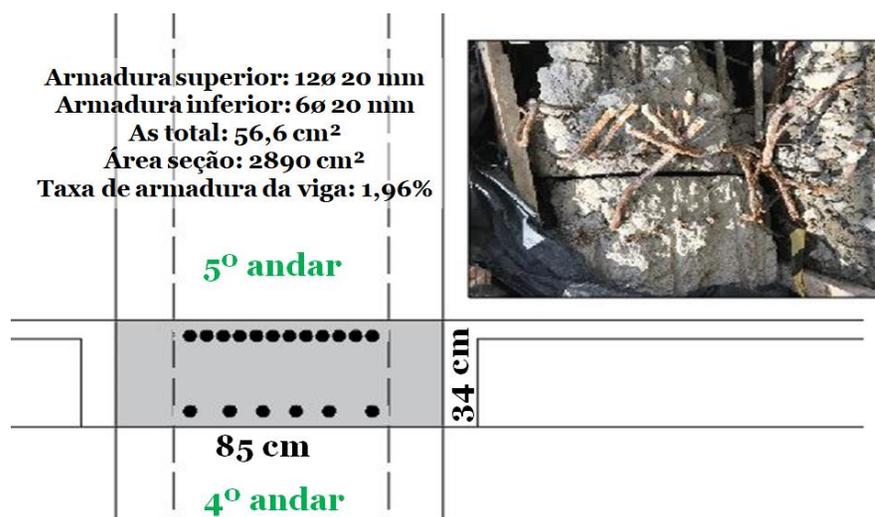


Figura 12. Configuração idealizada da armadura na viga faixa.

### 5.3.3 Extração de testemunhos:

Os ensaios de extração foram realizados na UPM. Além dos ensaios de resistência à compressão uniaxial e de tração diametral, diversas análises químicas e físicas dependiam substancialmente da disponibilidade de amostras em proporções adequadas para a realização dos mesmos; assim, a extração de exemplares para a realização dos ensaios foi fundamental.

No total, foram realizadas 16 extrações, das quais apenas 06 (seis) puderam ser caracterizadas como testemunhos aproveitáveis para resistências mecânicas, em decorrência do grande número de fissuras internas, conforme se observa na Figura 13. Essas fissuras foram possivelmente causadas por mau adensamento do concreto no momento da construção do edifício e, mais provavelmente, também pelos esforços dinâmicos decorrentes da queda da superestrutura durante o colapso do edifício.



Figura 13. Fissuras visíveis durante a extração e testemunho descomposto. (fonte: acervo pessoal de Paulo Helene)

#### 5.3.4 Resistência à compressão

Os ensaios foram realizados nos laboratórios da UPM, seguindo o procedimento das normas ABNT NBR 5739 e ABNT NBR 7680, obtendo-se a resistência média à compressão de 21,8 MPa.

Os resultados obtidos são condizentes com os concretos produzidos na época, onde as resistências especificadas giravam em torno dos 135 kgf/cm<sup>2</sup> (13,5 MPa) a 180 kgf/cm<sup>2</sup> (18 MPa).

Para fins de avaliação estrutural admitiu-se que a resistência característica do concreto à compressão era de  $f_{ck} = 15$  MPa.

#### 5.3.5 Resistência à Tração

Os ensaios de resistência à tração foram realizados nos laboratórios da UPM, seguindo o procedimento da norma ABNT NBR 7222, obtendo-se o valor médio de 2,1 MPa.

O resultado obtido corresponde a aproximadamente 10% do valor obtido para a resistência à compressão, o que é totalmente satisfatório, coerente e esperado para concretos daquela época, em São Paulo.

#### 5.3.6 Ultrassom e Módulo de elasticidade

O ensaio de determinação da velocidade ultrassônica foi realizado nos laboratórios da PhD Engenharia, para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico, seguindo o procedimento da norma ABNT NBR 8802, obtendo-se uma velocidade média de propagação de ondas de 3707 m/s.

O ensaio de Determinação do Módulo de Elasticidade Dinâmico por Estímulo de Impacto foi, também, realizado na PhD, seguindo o procedimento da norma ASTM C215, onde foram obtidos os valores de 19,6 GPa (longitudinal) e 12,3 GPa (transversal).

Com base na dissertação de mestrado Biletsky (2016), foi possível estimar o módulo de elasticidade estático, convencional, variando numa faixa de 20 GPa a 26 GPa, ou seja, perfeitamente compatível para o concreto em questão.

#### 5.3.7 Ensaio de absorção de água, índices de vazios e massa específica

Os ensaios de determinação de absorção de água, índice de vazios e massa específica foram realizados seguindo o procedimento da norma ABNT NBR 9778 e realizados nos laboratórios da UPM. As amostras foram retiradas do núcleo do pilar.

Obtiveram-se os seguintes resultados médios:

Absorção de água → 6,52%, índice de vazios → 14,75% e massa específica → 2.260 kg/m<sup>3</sup>

Conclui-se que os resultados obtidos são condizentes à qualidade de um concreto da ordem de  $f_{ck} = 15$  MPa.

### 5.3.8 Reconstituição de traço

O ensaio para a reconstituição de traço foi realizado no laboratório da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), seguindo o procedimento da norma interna ABCP PO-GT 3016.

Para os cálculos de proporcionamento em massa foi adotado o valor de óxidos de cálcio igual a 60%. Não foi levada em conta a eventual presença de materiais calcários ligados aos agregados graúdos e miúdos.

Os traços de concreto encontrados nos ensaios foram de 1:5,9 nos pilares e de 1:6,2 nas lajes, em massa seca de cimento/agregados e podem ser considerados compatíveis com a época, correspondendo a um consumo de cimento por metro cúbico em média de 309 kg/m<sup>3</sup>, com relação água/cimento da ordem de 0,65.

Os resultados obtidos são adequados à classe de agressividade na qual a estrutura estava inserida (classe II da ABNT NBR 12655:2015) e representam concretos usuais à época.

### 5.3.9 Difractometria de raios x, termodiferencial e termogravimetria

Os ensaios de difratometria de raios x, análise termodiferencial e termogravimetria foram realizados no laboratório da ABCP, seguindo o procedimento da norma interna ABCP PO-GT 5042. Estes ensaios objetivaram a identificação das fases cristalinas que compõe as amostras do concreto submetido a altas temperaturas, que foram analisadas no difratômetro de raios X, além de reconhecer, através de termogramas, a presença de picos referentes aos hidratados de cimento, ao hidróxido de cálcio e ao carbonato de cálcio, constituintes da pasta hidratada, além daqueles relativos ao quartzo presente no agregado miúdo. A partir da identificação da presença ou ausência de certos compostos mineralógicos, torna-se possível avaliar a temperatura atingida por um elemento estrutural de concreto, em diferentes profundidades, num episódio de incêndio. Os resultados dessas análises podem ser consultados nas tabelas 1 e 2.

Tabela 1. Compostos mineralógicos das amostras de concreto.

Minerais	Quimismo Aproximado	Distância interplanar principal (Å)	Frequência relativa					
			a (topo)	b (meio)	c (base)	d (topo)	e (meio)	f (base)
Feldspato	(Na <sub>0,5-0,3</sub> , Ca <sub>0,5-0,7</sub> ) Al(Al <sub>0,5-0,7</sub> , Si <sub>0,5-0,3</sub> ) Si <sub>2</sub> O <sub>8</sub>	3,20	*	*	*	**	-	**
Mica	KAl <sub>2</sub> (AlSi <sub>3</sub> O <sub>10</sub> )(OH) <sub>8</sub>	9,99	**	*	**	**	**	***
Quartzo	SiO <sub>2</sub>	3,33	****	**	***	****	**	***
Calcita	CaCO <sub>3</sub>	3,03	**	*	*	*	*	*
Portlandita	Ca(OH) <sub>2</sub>	4,90	***	****	****	**	****	****

Simbologia - = não detectado      \*\* = pouco frequente  
tr = traços                      \*\*\* = frequente  
\* = presente                    \*\*\*\* = muito frequente

Nota: A avaliação semiquantitativa (expressa em número de asteriscos) das fases está fundamentada na altura dos picos de difração, cuja intensidade é função do teor, da simetria e do grau de cristalinidade do constituinte

Tabela 2. Resultados dos ensaios de Termodiferencial e Termogravimetria.

Identificação da amostra		Perda de Massa (%)					
		40° a 200°C (Perda de água livre e/ou adsorvida e decomposição dos silicatos hidratados)	200° a 400°C (Decomposição dos aluminatos hidratados)	400° a 500°C [Decomposição do Ca(OH) <sub>2</sub> ]	500° a 800°C (Descarbonatação do CaCO <sub>3</sub> )	Ca(OH) <sub>2</sub>	CaCO <sub>3</sub>
214424	topo	4,59	2,03	1,32	10,34	5,4	23,5
	meio	7,54	4,86	3,85	2,90	15,8	6,6
	base	8,14	4,81	4,16	2,97	17,1	6,8
214425	topo	4,35	2,79	1,46	11,53	6,0	26,2
	meio	8,38	5,45	4,18	4,31	17,1	9,8
	base	6,42	4,00	2,84	3,81	11,7	8,7

Conforme observado nas tabelas 1 e 2, as amostras da superfície do pilar, na região do cobrimento, resultaram em teores de portlandita três vezes menor do que as amostras do núcleo, o que condiz com o aspecto friável encontrado na região do cobrimento *in loco*, sendo mais íntegro na região da armadura (núcleo do pilar).

Concluindo, esses ensaios permitem estimar que a temperatura alta atuou somente na superfície do concreto estrutural, cerca de menos de 1cm. Esta também pode ser uma das justificativas da integridade mecânica da armadura, ou seja, como estava com recobrimento superior a 1 cm, esta não foi atingida por altas temperaturas (abaixo de 573° C).

#### 5.3.10 Apreciação petrográfica dos agregados

A microscopia estereoscópica dos agregados constituintes do concreto do Edifício Wilton Paes de Almeida foi realizada no laboratório da ABCP pelo geólogo Dr. Cláudio Sbrighi Neto seguindo o procedimento da norma ABCP PO-GT 3016 rev. 02.

Foram extraídas da amostra do pilar, 04 (quatro) frações em função da distância da amostra à superfície. Observou-se que o concreto analisado é composto por agregados do tipo brita e areia provenientes de britagem de rocha e areia de rio. As análises sugerem uma boa qualidade dos agregados. O agregado graúdo é proveniente de rocha ígnea, petrograficamente denominada biotita granito. Notou-se a presença, em menor quantidade, de uma rocha máfica, provavelmente oriunda de um veio dessa rocha cortando o maciço.

Do ponto de vista petrográfico, os agregados apresentam boas características para serem usados em concretos e não foi observada nenhuma feição causada por exposição prejudicial ao fogo. Por exemplo, não foi observada a presença de cristais fraturados de quartzo e fraturas nas suas interfaces cristalinas que são indicativas de transformações alotrópicas do quartzo. Essas transformações alotrópicas do quartzo alfa em quartzo beta ocorrem com o aumento de volume quando a temperatura teórica atinge 573°C, ou seja, essa pode ser uma evidência de que o concreto não foi submetido a temperaturas superiores a 570°C. Conclusão razoável porque o tempo de exposição ao fogo foi muito pequeno, da ordem de 1 h.

### 5.3.11 Medição de carbonatação

A determinação da profundidade de carbonatação foi analisada através de um indicador químico de pH à base de fenolftaleína. Foram escolhidas faces externas e, portanto, teoricamente, regiões expostas às chamas.

As medidas foram realizadas pela PhD Engenharia, obtendo-se para a camada de carbonatação nas regiões mais afetadas profundidades variando de 2,5 cm a 3,0 cm, que corroboram a hipótese de que elementos estruturais revestidos, como era o caso dos pilares deste edifício, apresentam uma durabilidade maior, pois o revestimento passa a funcionar como mais uma barreira contra a penetração da frente de carbonatação e do calor.

Considerando que se tratava de uma estrutura com cerca de 54 anos de idade, a profundidade de carbonatação encontrada demonstra concreto de qualidade e compatível com a época.

## 5.4 Resultados – aço

Os resultados dos ensaios realizados em aço podem ser consultados na íntegra no documento elaborado pela equipe técnica da *ArcelorMittal* (Anexo I do parecer completo elaborado por Helene et. al. 2019), sendo aqui apresentadas somente um resumo dos mesmos.

### 5.4.1 Tipologia do Aço empregado

O aço empregado na armadura do WPA era de dois tipos, e foram nomeados de entalhado e liso, em função da sua conformação superficial. Devido ao formato original, as barras “entalhadas” com depressões apresentadas de maneira uniformemente ordenadas variam sua angulação em 90°, conforme se observa na Figura 14.



Figura 14. Classificação das amostras de aço de acordo com sua bitola (fonte: Arcelor Mittal)

Após pesquisas e contribuições do Prof. Dr. Eduardo Thomaz, acredita-se que as barras de aço para concreto armado foram fabricadas pela empresa Peristahl S.A., na época atuando no mercado brasileiro. Estas barras são encruadas a frio, por mordedura em duas direções normais e ortogonais, e no caso apresentaram os seguintes diâmetros: 8, 10, 16, 20 e 22mm.

#### 5.4.2 Composição química

Compararam-se as amostras do edifício com os atuais parâmetros para cada elemento químico presente, e os limites estipulados pela ABNT NBR 8965, os quais, para os componentes presentes na norma (valores máximos: C = 0,29; Mn = 0,91; Si = 0,41; P = 0,14; S = 0,07 e  $C_{eq}$  = 0,47), se apresentaram em sua maioria inferiores aos limites máximos estipulados (0,38, 1,56, 0,55, 0,058, 0,058 e 0,59, respectivamente), estando, portanto, adequadas aos parâmetros de soldabilidade, ductilidade e resistência requeridos para uso em concreto armado.

#### 5.4.3 Tração / Alongamento

Todas as amostras foram ensaiadas para avaliar a resistência à tração ( $f_{st}$  variando de 470MPa a 760MPa;  $f_{yk}$  variando de 320MPa a 640MPa; alongamento variando de 3% a 35% e todas apresentaram ruptura dúctil). Comparando com a normalização atual, da ABNT NBR 7480, pode-se inferir que essa armadura pode ser considerada como aço da categoria CA 60.

#### 5.4.4 Metalografia

As análises de metalografia realizadas com diferentes ampliações mostraram que as amostras de barras longitudinais entalhadas com bitolas de 22, 20, e 16 mm correspondem ao aço CA 60 e as barras transversais lisas com bitola de 10 mm e as barras complementares lisas com bitola de 8 mm correspondem ao aço CA 37. Um exemplo de análise metalográfica pode ser observado na Figura 15.

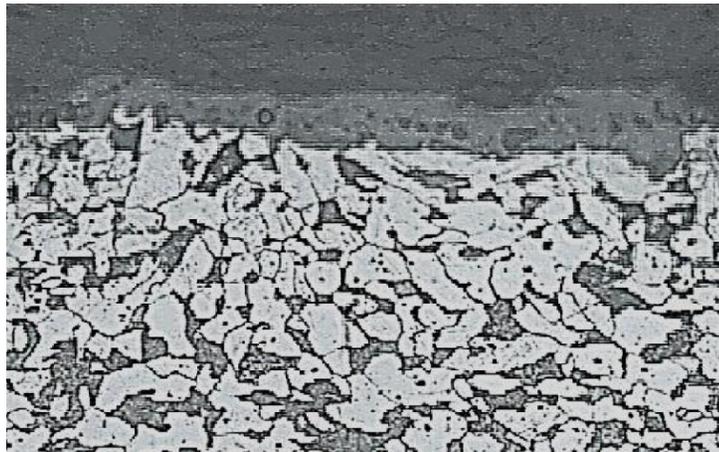


Figura 15. Superfície da amostra de barra de aço com 22mm de diâmetro, 200x ampliada (Fonte: Laboratório da ArcelorMittal)

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base no extenso programa de ensaios realizado, nas diversas e até contraditórias fontes de informação disponíveis, e nas simulações do modelo estrutural realizadas, pode-se concluir que:

1. O material concreto utilizado apresentou resistência à compressão média de 21,8MPa com  $f_{ck}$  assumido de 15MPa e módulo de elasticidade de 20 GPa a 26 GPa, além de outras propriedades e características perfeitamente aderentes à realidade da época na capital de São Paulo, não sendo o responsável pelo colapso;
2. Os estudos de difratometria de raios x, análise termodiferencial e termogravimetria demonstraram que a espessura máxima de concreto calcinado não chegou a 1 cm e as temperaturas máximas do concreto superficial não atingiram 573° C;
3. Os estudos de cobrimento demonstraram que o cobrimento de concreto foi suficiente para manter o aço abaixo dos 500° C, em geral, considerado como limite suportável para a armadura;

4. Os resultados dos ensaios de caracterização das armaduras demonstraram que se tratava de aço disponível no mercado brasileiro à época e que ainda atendem à normalização atual, também não sendo responsáveis pelo colapso prematuro;
5. A reconstrução dos elementos estruturais, pilar e viga, com respectivas seções transversais e armaduras, permitiu demonstrar que a estrutura estava calculada adequadamente para resistir aos esforços verticais, de carga acidental, entretanto ao se realizar verificações de vento e de estabilidade horizontal com critérios atuais, a estrutura se mostra excêntrica e com grande potencial de torsão. Há que se considerar o fator atenuante de vizinhança que protegeu, de certa forma, o edifício de esforços diretos de vento, tanto é que o edifício prestou bons serviços por 54 anos;
6. O modelo estrutural aliado aos cálculos dos esforços provenientes dos efeitos térmicos para um aumento de temperatura de 250° C mostrou que acarretou momentos de torção cerca de 20 vezes superiores aos devidos ao vento e cargas verticais. Essa demonstração é extensa e será objeto de outro artigo específico, mas registra-se aqui esse fato, pois foi a melhor explicação para o colapso prematuro do edifício WPA.

Concluindo, o diagnóstico mostrou que a partir de um “projeto estrutural hipotético”, porque o projeto estrutural original não foi encontrado, foi possível explicar o colapso por um efeito de torção gerado pelas altas temperaturas. Sendo um edifício com estrutura assimétrica as deformações térmicas induziram tensão de torção muito acima da resistência da estrutura.

Como recomendações finais, destaca-se:

- a) Nos edifícios existentes, que são milhares na cidade de São Paulo, exigir através do Corpo de Bombeiros a Proteção Ativa e Passiva, com treinamento a Síndicos e Condomínios Comerciais e Residenciais pois caso sejam vítimas de um incêndio incontrolável, apresentam elevado risco de colapso, similar ao WPA.
- b) Nos edifícios existentes e com fachada de vidro, que também são centenas na cidade de São Paulo, exigir através da Prefeitura, a construção de compartimentação mínima entre edifícios geminados e entre andares de 1,2 m com material isolante e incombustível.

## 7. AGRADECIMENTOS

Os autores reconhecem e agradecem às seguintes empresas e entidades: ArcelorMittal, Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE), Cooperativa de Serviços e Pesquisas Tecnológicas e Industriais (CPTI), Corpo de Bombeiros da Polícia Militar do Estado de São Paulo (CBPMESP), Demolidora Santos Filho, Engefuro, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), PhD Engenharia, Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP), São Paulo Obras (SPObras), São Paulo Urbanismo (SPU), Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB), Secretaria do Patrimônio da União (SPU), Superintendência da Polícia Técnico-Científica (SPTC), Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), Universidade Federal de Goiás (UFG), Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) e Universidade Presbiteriana Mackenzie (UPM).

## 8. REFERÊNCIAS

Alonso, C. (2008), *Assessment of post-fire reinforced concrete structures: Determination of depth of temperature penetration and associated damage*. Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II – Alexander et al (eds)© 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46850-3.

Aleteia (1992), “A trajetória do prédio que desabou no centro de São Paulo”. 28/05/2018. Disponível em: <https://pt.aleteia.org/2018/05/02/a-trajetoria-do-predio-que-desabou-no-centro-de->

[sao-paulo/](#), acesso em 08/03/2019.

Andrade, C. (1992), *Manual para diagnóstico de obras por corrosão de armaduras*. PINI, 104p  
American Society of Test Materials. (2000), *ASTM E119: standard methods of fire test of building construction and materials: fire and flammability standards, test method*. West Conshohocken, PA.

Bilesky, P. (2016), *Contribuição aos estudos do módulo de elasticidade do concreto*. Dissertação. IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 298 p. Orientador: Paulo Helene.

Britez, C., Castro-Borges, P., Berto, A., Helene, P. (2013), *Experimental evaluation of colored HSC column in fire conditions*. Revista ALCONPAT, CONPAT, vol. 3 nº 1, p. 39-54, DOI: 10.21041/ra.v3i1.42

Calavera Ruiz, J. et. al. (2005), *Comportamiento de la estructura del edificio Windsor de Madrid frente al incendio sufrido*. *Ingenieria Estructural*, n. 37, p. 27-39.

Chana, P., Price, B. (2003), *The Cardington fire test*. *Concrete (London)*, v.37, n.1, p. 28-33.

G1 (2018), “*Incêndio em prédio de SP foi causado por curto-circuito em tomada no 5º andar, diz secretário*”. 03/05/2018. Disponível em: <https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/incendio-em-predio-de-sp-foi-causado-por-curto-circuito-em-tomada-no-5-andar-diz-testemunha.ghtml>, acesso em 20/03/2019

Helene P., et. al. (2019), *Edifício Wilton Paes de Almeida*. Histórico, anamnese, estudos, ensaios e análises da estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1o de maio de 2018, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP. Recomendações Técnicas. Parecer Técnico PhD 324/2019. Abril, 2019. 100p. Disponível em [www.phd.eng.br](http://www.phd.eng.br).

International Organization for Standardization. (1999). *ISO 834: fire resistance tests: elements of building construction: part 1. General requirements*. Geneva.

National Institute of Standards and Technology. (2005). *Final report on the collapse of the World Trade Center Towers. NIST NCSTAR 1*. September, 302p.

News Rondônia (2018). “*A história do edifício Wilton Paes de Almeida no Largo do Paissandu*”. 03/05/2018. Disponível em [www.newsrondonia.com.br/noticias/a+historia+do+edificio+wilton+paes+de+almeida+no+largo+do+paissandu/110221](http://www.newsrondonia.com.br/noticias/a+historia+do+edificio+wilton+paes+de+almeida+no+largo+do+paissandu/110221). Acesso em 08/03/2019.

Revista Acrópole (2019). Ano 27 - Nº 323, Nov. 1965. Disponível em: [www.acropole.fau.usp.br/edicao/323/14](http://www.acropole.fau.usp.br/edicao/323/14), acesso em 08/03/2019.

François Hennebique (2019). Disponível em: [www.fr.wikipedia.org/wiki/Fran%C3%A7ois\\_Hennebique](http://www.fr.wikipedia.org/wiki/Fran%C3%A7ois_Hennebique), em 08/03/2019.

## Incêndios em estruturas de concreto - Estudos de caso significativos em São Paulo

A. F. Berto\* 

\*Autor de Contato: [aberto@ipt.br](mailto:aberto@ipt.br)

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.438>

Recepção: 13/09/2019 | Aceitação: 11/11/2019 | Publicação: 30/12/2019

### RESUMO

Neste artigo serão abordados os aspectos normativos com relação a segurança contra incêndio e apresentados estudos de casos de edifícios em São Paulo que sofreram a ação do incêndio e suas consequências. A segurança contra incêndio deve ser considerada desde a concepção e o desenvolvimento do anteprojeto do edifício, passando pelo projeto e construção e adentrando a fase de operação e manutenção. Na fase de projeto, a questão deve ser especialmente considerada, pois aí se estabelece a estrutura básica da segurança contra incêndio do edifício; ele deve ser elaborado a partir de um conhecimento aprofundado das relações que mantem com as disposições que conferem ao edifício, níveis adequados de segurança contra incêndio.

**Palavras-chave:** incêndio, projeto, estruturas de concreto.

**Citar como:** Berto, A. F. (2020), "*Incêndios em estruturas de concreto - Estudos de caso significativos em São Paulo*", Revista ALCONPAT, 10 (1), pp. 132 – 146, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i1.438>

<sup>1</sup> IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Brasil.

### Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, [alconpat.int@gmail.com](mailto:alconpat.int@gmail.com), Website: [www.alconpat.org](http://www.alconpat.org)

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo, No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2020.

## Fires in concrete structures - Significant case studies in São Paulo

### ABSTRACT

In this article, the normative aspects related to fire safety will be approached and case studies of buildings in São Paulo that suffered the fire action and its consequences will be presented. Fire safety must be considered from the conception and development of the preliminary design of the building, through the design and construction and into the operation and maintenance phase. In the design phase, the issue should be especially considered, as it establishes the basic structure of the building's fire safety. It must be based on a thorough knowledge of the relationships with the provisions that give the building adequate levels of fire safety.

**Key words:** fire, design, concrete structures.

### Incendios en estructuras de concreto – Casos de estudio significativos ocurridos en São Paulo

### RESUMEN

En este artículo se abordarán los aspectos normativos relacionados con la seguridad contra incendios y se presentarán estudios de casos de edificios en São Paulo que sufrieron la acción del fuego y sus consecuencias. La seguridad contra incendios debe considerarse desde la concepción del edificio, pasando por el diseño y la construcción, hasta la fase de operación y mantenimiento. En la fase de diseño, el tema debe considerarse especialmente, ya que establece la estructura básica de la seguridad contra incendios del edificio. Debe basarse en un conocimiento profundo de las relaciones que hay con las disposiciones que le dan al edificio niveles adecuados de seguridad contra incendios.

Palabras clave: fuego, diseño, estructuras de hormigón.

## 1. INTRODUÇÃO

O incêndio, atingindo a fase de inflamação generalizada no ambiente de origem, promove gradativamente, em função de sua severidade, a fragilização gradual dos elementos estruturais e assume, em condições críticas, a capacidade de promover o colapso estrutural da edificação. Esta capacidade se amplia na medida em que maiores porções da estrutura são afetadas por sua ação, ou seja, na medida em que o incêndio se propague para outros ambientes.

Por conta disso, os projetos dos elementos construtivos estruturais devem necessariamente considerar a resolução da resistência ao fogo. Atualmente, no Brasil existem regulamentações (estaduais) referentes a essa questão, cujo atendimento no projeto e na construção das edificações é compulsório. Como referência de regulamentação se pode citar o Decreto Estadual nº 63.911/2018 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, no qual estão inseridas a Instrução Técnica nº 08/2019 – Resistência ao fogo de elementos da construção e a Instrução Técnica nº 09 – Compartimentação horizontal e vertical.

A exigência de dotar os elementos estruturais de resistência ao fogo está fortemente vinculada à compartimentação horizontal e vertical das edificações, afinal as lajes, e vigas associadas, sempre integram a compartimentação vertical e as paredes com função de compartimentação horizontal sempre contam com elementos estruturais, incorporados ou não à estrutura principal da edificação. Na perspectiva da solução integral da segurança contra incêndio, a compartimentação vertical é aspecto que interfere definitivamente na resolução da resistência ao fogo dos elementos estruturais. Certamente será extremamente complexo assegurar (controlar o risco com alto nível de confiança), no desenvolvimento do projeto estrutural, que não ocorrerá a ruína da edificação caso porções

amplas da estrutura em diversos pavimentos da edificação sejam submetidas concomitantemente à ação do incêndio. Tal situação é discutida no presente artigo, tendo como referência alguns incêndios de vulto ocorridos na cidade de São Paulo.

## 2. TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

O Decreto Estadual nº 63.911/2018 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, por meio da Instrução Técnica nº 08/2019, estabelece condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação das edificações e define os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) sob o pretexto de que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural, possibilitando a saída segura das pessoas e o acesso para as operações do Corpo de Bombeiros. Esse TRRF de elementos construtivos estruturais e de compartimentação é condicionado à ocupação e altura da edificação.

O TRRF é um parâmetro de projeto e não representa o tempo de duração do incêndio, tempo de evacuação da edificação ou mesmo tempo de resposta do Corpo de Bombeiros para o início do combate ao incêndio. O TRRF é estabelecido empiricamente, levando em conta a provável severidade do incêndio, as dificuldades de controlar o avanço do incêndio e as consequências do colapso estrutural provocado pelo incêndio, seja em termos de risco às equipes de combate, seja em termos de ocorrência de ruína, considerando a gravidade crescente decorrente da altura da edificação.

Tomando como exemplo a classe de ocupação “edifícios de escritórios”, o Decreto Estadual nº 63.911/2018 estabelece valores de TRRF na faixa de 30 min a 180 min. Para edifícios térreos e de até 6 m de altura requer 30 min, acima de 6 m até 23 m requer 60 min, acima de 23 m até 30 m requer 90 min, acima de 30 m até 120 m requer 120 min, acima de 120 m até 150 m requer 150 min e acima de 150 m até 250 m requer 180 min.

Para esta classe de ocupação a compartimentação vertical é requerida apenas para edificações com altura superior a 12 m. Apesar disso, para edifícios com altura superior a 12 m (que normalmente apresentam mais de cinco pisos) o referido Decreto admite que tal compartimentação seja substituída (parcialmente, pois faz exceção para selagens de penetrações e fachadas) por sistema de detecção automática de incêndio, sistema de sprinklers e sistema de controle de fumaça (apenas no átrio para edifícios com altura até 23 m). Acima de 90 m a compartimentação vertical é, de fato, obrigatória e deve ser acompanhada dos sistemas de detecção, sprinklers e controle de fumaça.

É importante ressaltar que os sistemas de detecção automática de incêndio e de sprinklers já são obrigatórios, respectivamente, para alturas superiores a 12 m e 30 m, mesmo que a compartimentação vertical tenha sido adotada. Desta forma, não representam para essas situações nenhum benefício adicional em termos de segurança contra incêndio que permitisse eliminar a compartimentação vertical.

Pode-se considerar, tendo em conta os valores propostos de TRRF, e as cargas de incêndio típicas para edifícios de escritório (700 MJ/m<sup>2</sup>, segundo o Decreto Estadual nº 63.911/2018 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo), entre outros fatores, que 60 min seja o valor básico necessário para a estrutura suportar a ação do incêndio. O valor de 30 min seria um abrandamento para edifícios de menor porte e os valores de 90 min, 120 min, 150 min e 180 min corresponderiam a agravamentos considerando o que se colocou até aqui. Note-se que tais agravamentos não dão conta do risco de porções da estrutura, associadas a pavimentos subsequentes, estarem submetidos concomitantemente a incêndios de severidades condizentes ao TRRF de 60 min, que representa ação extremamente severa sobre a estrutura.

Apesar disto, o Decreto Estadual nº 63.911/2018 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo concede benefícios de abrandamento das exigências relativas ao TRRF. Permite a redução do TRRF em 30 minutos por meio de um cálculo de tempo equivalente, que leva em conta (entre outros fatores) a existência de sistema de sprinklers e sistema de detecção automática de incêndio

(e que não leva em conta a existência de compartimentação vertical e horizontal). Em muitas situações consideradas, estas medidas de proteção ativas são obrigatórias ou já foram levadas em conta para abolir a necessidade de compartimentação vertical e de compartimentação horizontal. No caso de edifícios de escritórios, tomado como exemplo, o tempo equivalente ao TRRF de 30 min é aceito para edificações com altura até 23 m. O abrandamento concedido está muito além do razoável, sob o ponto de vista do risco de colapso estrutural em situação de incêndio.

A abordagem aqui descrita se repete para praticamente todos os outros tipos de ocupação. Destaca-se aqui o caso de edifícios de escritório por conta das tragédias ocorridas no Brasil envolvendo essas edificações e pelas ruínas já ocorridas de suas estruturas de concreto.

### 3. ABORDAGEM SISTÊMICA DA SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO

A pouca consistência que a regulamentação, em vigor no Brasil, apresenta em relação a questões que afetam a estrutura das edificações em situação de incêndio, resulta na possibilidade de prevalecerem condições de risco que darão margem à ocorrência de grandes tragédias. Falta nessa regulamentação, em relação ao tema da resistência ao fogo das estruturas, o sentido sistêmico, que se constitui em questão essencial para tornar possível, frente à complexidade da resolução do problema da segurança contra incêndio, a adoção de uma abordagem que conduza a soluções seguras.

Esta abordagem se inicia no projeto e se estende por toda a vida útil da edificação, considerando a subdivisão do problema geral em problemas parciais, que faça frente à complexidade dos riscos, tendo em conta os objetivos traçados. Tal abordagem deve permitir que cada um destes problemas parciais seja resolvido de forma independente, assegurando-se que mantenham entre si interação e sinergia suficientes para estabelecer, de maneira apropriada, a solução da segurança contra incêndio como um todo. Um exemplo desta subdivisão está apresentado a seguir e inclui oito elementos:

- a) Prevenção contra o início de incêndio, composto por ações preventivas visando controlar o risco do início do incêndio;
- b) Abandono seguro da edificação, composto por ações protetoras visando assegurar o abandono rápido e seguro da população do edifício;
- c) Limitação da ocorrência da inflamação generalizada, composto por ações protetoras visando controlar o risco de rápido crescimento de incêndio no ambiente de origem;
- d) Extinção inicial do incêndio, composto por ações protetoras visando garantir os meios para combate ao incêndio em seus estágios iniciais;
- e) Limitação da propagação do incêndio dentro na edificação, composto por ações protetoras visando controlar o risco de propagação do incêndio além do ambiente de origem;
- f) Prevenção contra a propagação do incêndio para edificações adjacentes, composto por ações protetoras visando controlar o risco de propagação do incêndio para edificações adjacentes;
- g) Prevenção contra o colapso estrutural, composto por ações protetoras visando controlar o risco de ruína total ou parcial da edificação afetada pelo incêndio;
- h) Facilitação das operações de combate e resgate, composto por ações protetoras visando garantir rapidez e eficiência das operações de combate.

Cada um desses elementos, com exceção do primeiro, é composto por ações de natureza protetora, ou seja, medidas de proteção contra incêndio, que se dividem em ativas e passivas. As primeiras, com as quais há maior familiaridade no Brasil, correspondem aos sistemas prediais de proteção contra incêndio, abrangendo hidrantes, sprinklers, detecção e alarme etc.. As ações passivas, que compõem a porção da proteção contra incêndio associada ao maior número de elementos da abordagem sistêmica mencionada, compreendem o controle das características de reação ao fogo dos materiais empregados nas edificações, a compartimentação horizontal e vertical, a resistência ao fogo dos elementos estruturais etc. e condicionam, especialmente, as soluções dos elementos: abandono seguro da edificação; limitação da ocorrência da inflamação generalizada; limitação da

propagação do incêndio dentro da edificação; precaução contra a propagação do incêndio para edificações adjacentes; precaução contra o colapso estrutural; e facilitação das operações de combate e resgate.

Tem-se como um dos objetivos fundamentais da segurança contra incêndio a preservação da estabilidade estrutural da edificação em situação de incêndio. Pode-se atingir esse objetivo de modo mais confiável caso a solução da segurança contra incêndio seja considerada como um todo, a partir de uma abordagem sistêmica.

Um princípio de incêndio que encontre na edificação condições favoráveis para crescer e atingir rapidamente a fase de inflamação generalizada, dificilmente será controlado com o emprego de sistemas manuais de combate. O crescimento rápido do incêndio não deixará tempo para a ação de brigadistas e o ambiente será tomado pela fumaça e pelo calor inviabilizando a presença humana. Uma situação como essa, não protegida por sistema automático de combate (ou em caso de falha desse sistema), poderá permitir a ocorrência de um incêndio, que saia totalmente do controle, a ponto de afetar extensivamente a estrutura da edificação. Sob o ponto de vista da vida humana, as condições favoráveis ao crescimento do incêndio poderão definir tempo insuficiente para o abandono seguro da edificação, surpreendendo as pessoas, que poderão ser afetadas pela fumaça e calor que são desenvolvidos no incêndio em proporções assustadoras, quando a inflamação generalizada é atingida. Dois importantes incêndios ocorridos na cidade de São Paulo em edifícios de escritórios, um em 1972 do edifício Andraus e outro em 1974 do edifício Joelma, que juntos ocasionaram mais de 200 mortos, evidenciaram de modo incontestável essa situação. Nos dois casos a rápida ocorrência da inflamação generalizada surpreendeu os ocupantes das edificações.

Estes são apenas dois exemplos que justificam plenamente a necessidade da abordagem sistêmica da segurança contra incêndio, que se caracteriza pela interação das soluções de seus elementos com o intuito de resolver o problema da segurança como um todo na edificação. Neste sentido pode-se afirmar que a solução do elemento Precaução contra o colapso estrutural, além de depender de questões intrínsecas à estrutura nas fases de projeto, dimensionamento e execução da estrutura, dependerá de fatores extrínsecos associados a outros elementos do sistema, como Limitação da ocorrência da inflamação generalizada, Extinção inicial do incêndio, Limitação da propagação do incêndio dentro na edificação, Precaução contra a propagação do incêndio para edificações adjacentes e Facilitação das operações de combate e resgate. Os casos de incêndio apresentados a seguir, comprovam essas afirmações.

#### **4. IMPORTÂNCIA DA COMPARTIMENTAÇÃO**

A detecção automática do incêndio e o controle de fumaça não desempenham, diretamente, o papel de conter a propagação vertical do incêndio. O sistema sprinklers, por sua vez, pode fazer isto na medida em que contenha o desenvolvimento do incêndio em seu local de origem. Caso este sistema falhe, ou não conte com as necessárias ações de apoio decorrente do combate manual, o incêndio pode se propagar verticalmente na edificação. De modo geral no Brasil, estes três sistemas apresentam baixa confiabilidade em razão de deficiências de projeto, de instalação, de operação e de manutenção (Berto et.al., 2018 e Berto et.al. 2019). Diante desta situação, pode-se considerar que a dispensa da compartimentação vertical no projeto de edifícios altos vem a ser uma temeridade.

Caso o edifício não seja dotado da devida compartimentação vertical, o Corpo de Bombeiros terá pouquíssimo tempo e grande dificuldade para conter a propagação vertical encharcando e esfriando pavimentos superiores proximamente às fachadas. Como agravante desta situação tem-se que o Corpo de Bombeiros no Brasil, de modo geral, tarda a chegar ao local do incêndio. O tempo de resposta do Corpo de Bombeiros na cidade de São Paulo e no Brasil, entendido como o tempo necessário para o Corpo de Bombeiros chegar ao local do incêndio e iniciar as operações de combate ao fogo, de modo geral, é muito alto. As razões que podem ser arroladas para isso são:

ruas estreitas; volume pesado de tráfego; crescimento da cidade de modo não planejado (Kodur et.al.,2019).

É necessário reconhecer que a compartimentação vertical de edifícios altos encontra nas fachadas uma grande fragilidade. Essa situação é caracterizada por dois aspectos. O primeiro diz respeito às características de reação ao fogo dos materiais que compõem a fachada. Em São Paulo não existem regras para avaliação do comportamento ao fogo da fachada como um todo e as regras para a seleção dos materiais que integram a fachada, com relação às características de reação ao fogo, são relativamente novas e sistematicamente descumpridas. Fachadas em edifícios altos de escritório, por exemplo, são muitas vezes revestidas com painéis de alumínio composto, que apresentam comportamento equivalente àqueles que estavam instalados na fachada da Grenfell Tower, onde o incêndio propagou verticalmente, provocando a morte de mais de 70 pessoas. As avaliações das características de reação ao fogo de parte preponderante destes materiais empregados nas fachadas de edifícios de São Paulo foram realizadas pelo Laboratório de Segurança ao Fogo e a Explosões do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT e comprovam o mau desempenho e a capacidade das soluções de fachadas compostas por esses materiais de se envolverem facilmente no incêndio e promoverem sua propagação.

O segundo aspecto mencionado é caracterizado pela seguinte situação: o incêndio, atingindo a inflamação generalizada no ambiente de origem, pode se propagar horizontalmente e dominar grandes áreas no pavimento, ampliando com isto o risco de propagação vertical por meio da fachada, já que grande porção da fachada poderá estar sujeita a trocas intensas de calor por convecção, capazes de determinar a propagação do incêndio para pavimentos superiores. Esta condição pode ser atingida mais facilmente em edifícios de escritórios, que tipicamente apresentam plano espacial aberto. Mesmo que existam separações verticais entre aberturas de pavimentos consecutivos compostos, normalmente, pela conjugação da viga de borda e do peitoril, a ausência da ação de combate resfriando a fachada acima do pavimento do incêndio pode ser crucial.

No sentido acima indicado e também por conta da possibilidade de grande porção da estrutura ser atacada simultaneamente por um incêndio que domine todo o pavimento da edificação, a compartimentação horizontal também tem papel muito importante para o desempenho da estrutura. Se a compartimentação vertical já é mal resolvida na regulamentação, a compartimentação horizontal é ainda mais. Retomando o caso dos edifícios de escritórios, edificações com até 12 m de altura, podem ter a compartimentação horizontal substituída pela disposição de sistema de sprinklers; acima de 12 m até 30 m de altura a substituição deve agregar o sistema de detecção automática de incêndio (apesar do sistema de detecção já ser obrigatório para edificações com altura superior a 12 m). Apenas acima de 30 m de altura não pode haver a substituição da compartimentação horizontal por esses dois sistemas ativos de proteção contra incêndio. A partir dessa altura o sistema de sprinklers passa a ser requerido. Apesar disso, a área de compartimentação horizontal admitida é de 2.000 m<sup>2</sup>. Ocorre que os sistemas de detecção automática são obrigatórios para alturas superiores a 12 m, mesmo que a compartimentação horizontal tenha sido adotada, não representando para essas situações nenhum benefício adicional.

Não se pode deixar de mencionar que, de acordo com o Decreto Estadual nº 63.911/2018 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, quando exigida a compartimentação vertical, será permitida, nos pisos acima do térreo, a interligação de até três pavimentos consecutivos, por intermédio de átrios, escadas, rampas de circulação ou escadas rolantes, desde que o somatório de áreas desses pavimentos não ultrapasse os valores estabelecidos para a compartimentação de áreas. Observa-se assim mais uma fragilidade que ameaça o desempenho das estruturas da edificação em situação de incêndio.

O cenário aqui apresentado determina que as estruturas de concreto das edificações, mesmo que tenham sido projetadas para cumprir o TRRF, considerando o dimensionamento dos membros estruturais isoladamente, de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 15200:2012 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, podem sofrer ruína quando porções consideráveis

do todo são afetadas pelo calor intenso do incêndio.

A regulamentação de Segurança Contra Incêndio surgiu no município de São Paulo em 1974, poucos dias após o grande incêndio ocorrido no edifício Joelma, onde morreram 179 pessoas. Já vinha sendo preparada após o incêndio no edifício Andraus, com a expectativa de ser incorporada à próxima revisão do Código de Obras e Edificações do Município. A tragédia do edifício Joelma determinou a publicação das regras que haviam sido desenvolvidas, na forma de um Decreto Municipal, propondo que fossem observadas no projeto, construção e uso das edificações. A primeira regulamentação consistente do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo foi publicada apenas nove anos depois, ou seja, em 1983.

Os projetos de edificações elaborados anteriormente a estas datas não eram obrigados a atender quaisquer regras de segurança contra incêndio. Os edifícios antigos em São Paulo, ou seja, aqueles projetados anteriormente à vigência dos Decretos mencionados, de modo geral, não incorporavam medidas de proteção contra incêndio. Apesar disto, a partir do momento em que se estabeleceu a necessidade de que obtivessem o Auto de Vistoria do Corpo de Bombeiros – AVCB (documento emitido pelo Corpo de Bombeiros certificando que, durante a vistoria, a edificação possuía as condições de segurança contra incêndio, previstas pela legislação, estabelecendo um período de revalidação), o Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo criou regras para adaptação deles, de maneira a incorporarem obrigatoriamente, ao menos, um conjunto básico de medidas de proteção contra incêndio.

Estas regras, atualmente, estão consolidadas na regulamentação do Corpo de Bombeiros atualmente em vigor, ou seja, no Decreto Estadual nº 63.911/2018, sob o título Adaptação às Normas de Segurança contra Incêndio – Edificações Existentes. Os edifícios antigos, por força do Decreto, devem ser regularizados junto ao Corpo de Bombeiros por meio da obtenção do AVCB, ou seja, devem ser dotados de medidas de proteção contra incêndio consideradas básicas, que correspondem a: extintores de incêndio; iluminação de emergência; sinalização de emergência; alarme de incêndio; instalações elétricas em conformidade com as normas técnicas; brigada de incêndio; hidrantes; saída de emergência; selagem de shafts e dutos de instalações, para edificações com altura superior a 12 m. Note-se que não estão incluídas como básicas, entre outras, as exigências de compartimentação horizontal e vertical e nem de resistência ao fogo da estrutura. Desta forma, os edifícios antigos, mesmo detentores do AVCB, podem apresentar estrutura incapaz de suportar a ação do incêndio.

## 5. ESTRUTURAS DE CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O desconhecimento de diversos projetistas estruturais de especificidades associadas à questão da segurança contra incêndio, em especial da capacidade que os incêndios apresentam de provocar danos severos às estruturas de concreto, associado ao fato de os processos de fiscalização não incluírem a verificação do dimensionamento das estruturas em situação de incêndio, conduz ao não atendimento das regulamentações e normas que impõem como obrigatório a resolução desta questão. Agregue-se a isto o sentimento, muitas vezes determinante, de que o dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio seja uma penalização desnecessária, pois conduz à adoção de seções mais amplas e a maiores recobrimentos das armaduras longitudinais.

De fato, a necessidade de adoção de seções e recobrimentos mais amplos se aplica a algumas situações, o que fica evidente quando se adota o método de dimensionamento tabular incluído na norma ABNT NBR 15200:2012 e se busca atender valores de TRRF superiores a 60 min. Tal método se baseia em tabelas de dimensionamento derivadas de resultados de ensaios de resistência ao fogo e incorpora questões como: preservação de um núcleo resistente de concreto; preservação de temperaturas adequadas da armadura e condições aceitáveis de aderência aço-concreto. Ocorre que a preservação da estabilidade das estruturas de concreto em situação de incêndio vai muito além do que prevê o método tabular, pois outros aspectos importantes interferem no

comportamento das estruturas de concreto, quais sejam: o sistema estático da estrutura como um todo; os grandes esforços que surgem na estrutura em situação de incêndio causados por dilatação térmica de partes aquecidas da estrutura; e o lascamento explosivo que o concreto pode sofrer em situação de incêndio.

Em relação aos esforços de dilatação, a norma ABNT NBR 15200:2012 propõe textualmente o seguinte: *“O calor transmitido à estrutura nesse intervalo de tempo (TRRF) gera em cada elemento estrutural, função de sua forma e exposição ao fogo, uma certa distribuição de temperatura. Este processo gera a redução da resistência dos materiais e da capacidade dos elementos estruturais, além de esforços solicitantes decorrentes de alongamento axiais ou de gradientes térmicos. Como com o aquecimento, a rigidez das peças diminui muito e a capacidade de adaptação plástica cresce proporcionalmente, os esforços gerados pelo aquecimento podem, em geral, ser desprezados.”*

Não é difícil perceber, e os grandes incêndios ocorridos no Brasil que afetaram edifícios com estrutura de concreto evidenciam essa situação, que não ocorre essa perda de rigidez, indicada na norma, da estrutura de concreto na região afetada pelo incêndio e, muito menos, na estrutura como um todo. No interior da seção das peças de concreto, durante o incêndio, parte preponderante da estrutura se mantém com temperaturas proporcionalmente pouco elevadas. Apesar disso, a porção superficial das peças atinge temperaturas altas, e determina na média, considerando toda a seção e o comprimento das peças, temperaturas suficientes para ocasionar dilatações térmicas extremamente maiores que qualquer capacidade de adaptação plástica da estrutura como um todo. Na realidade as dilatações térmicas dos elementos estruturais, como vigas e pilares, submetidos em três ou quatro faces à ação do incêndio, produzem esforços que a estrutura dificilmente será capaz de absorver, sem gerar, ao menos danos locais (colapsos) graves à estrutura de concreto. O problema da dilatação térmica, em relação ao colapso da estrutura, se acentua nas situações apresentadas abaixo e pode levar a desastres:

- a) Os esforços são, predominantemente, direcionados para um setor da estrutura, em razão da grande rigidez do setor oposto da edificação, que oferece reação aos esforços sem sofrer deformação significativa;
- b) Os esforços são predominantemente direcionados para um setor da estrutura, em razão da disposição assimétrica de pilares ou vigas;
- c) Os esforços são, predominantemente, direcionados para pilares que integram pórticos múltiplos, em que as vigas entre eles vençam grandes vãos e que, conseqüentemente, tenham grande seção;
- d) O reticulado estrutural não apresenta grande rigidez, ou seja, apresentam baixo grau de hiperestaticidade, como as estruturas pré-moldadas, onde os elementos horizontais e verticais pré-fabricados são solidarizados na obra, e os esforços de dilatação deslocam os apoios.

Quando mais que uma destas condições coexiste a situação pode tornar-se crítica e a ruína total ou parcial da edificação pode ocorrer. Esta situação pode ser alcançada prematuramente na situação de incêndio, ou seja, antes mesmo que os efeitos do calor determinem danos locais que proporcionem o colapso dos elementos estruturais diretamente afetados pelo incêndio.

A situação parece se agravar quando a estrutura horizontal é composta por lajes nervuradas, que apresentam em relação às lajes planas maior superfície de transferência de calor. Uma superfície muito mais significativa e enrijecida de concreto atinge temperaturas elevadas, antes que sofra danos mecânicos significativos, ou seja, enquanto ainda tem condições de transferir esforços de dilatação para os elementos estruturais aos quais são vinculados (vigas e pilares). Correspondem a esforços transversais cortantes para os quais esses elementos estruturais não estão preparados para suportar.

O concreto exposto ao calor intenso, em situação de incêndio, sofre alterações físico-químicas que comprometem decisivamente suas propriedades mecânicas. As armaduras no interior das peças de concreto, aquecidas gradativamente, tem sua aderência com o concreto comprometida e, ainda,

sofrem redução significativa do limite de escoamento. Ainda, o problema da fragmentação superficial pode promover a redução da seção transversal das peças e, conseqüentemente, de sua capacidade portante, além de poder expor as armaduras diretamente às altas temperaturas alcançadas em um incêndio. O traço do concreto, incluindo o fator água-cimento e aditivos empregados, são fatores determinantes para a ocorrência desse fenômeno.

Algumas dessas situações estão ilustradas nas Figuras apresentadas a seguir, que correspondem a grandes incêndios ocorridos na região metropolitana de São Paulo e que conduziram a tragédias que, em conjunto, provocaram um grande número de mortes.

O caso do incêndio no edifício Grande Avenida, ocorrido em São Paulo em 1981, ilustrado nas Figuras 1, 2 e 3, que se desenvolveu severamente em dois pavimentos consecutivos do seu pódio frontal, evidenciou que os esforços de dilatação térmica dos elementos estruturais de concreto que compunham vigas e lajes desses pavimentos, encontraram na torre a rigidez necessária para direcionar o esforço de dilatação térmica para os pilares de grande seção na porção frontal do pódio, provocando o colapso dos mesmos.

O caso do incêndio do edifício Wilton Paes de Almeida, ocorrido em São Paulo em 2018, ilustrado nas Figuras 4, 5 e 6, que dominou concomitantemente uma dezena de pavimentos, evidenciou a coincidência de dois fatores perniciosos que propiciaram a ruína total de sua estrutura de concreto apenas 80 minutos após o início do incêndio: os esforços de dilatação térmica dos elementos estruturais de concreto que compunham vigas e lajes dos pavimentos afetados pelo incêndio, encontraram na face composta por uma parede estrutural (geminada com um bloco de grandes edifício) a rigidez necessária para direcionar o esforço de dilatação térmica para os pilares que compunham a estrutura do edifício, em especial para aqueles associados ao núcleo central de circulação; a distribuição assimétrica do conjunto de pilares determinou o direcionamento predominante desse esforço para os pilares integrados ao núcleo central de circulação (Helene, 2018). Essa situação determinou a ruína desses pilares e, conseqüentemente, provocou o desabamento de toda a estrutura. Essa situação foi, adicionalmente, agravada pela concepção estrutural temerária da estrutura de concreto como um todo, que atualmente não atenderia a norma brasileira de dimensionamento de estruturas de concreto.

O caso do incêndio ilustrado nas Figuras 11 e 12 ocorrido em 1995 na região metropolitana da cidade de São Paulo mostra a ruína de uma grande estrutura de concreto pré-moldado onde os esforços de dilatação dos elementos estruturais de concreto deslocaram os apoios. A ausência de solidarização entre os elementos horizontais e verticais determinou a ruína de grande extensão da estrutura.

O caso mais impressionante de incêndio aqui relatado, por conta da grande área construída concomitantemente dominada pelo fogo (mais de 20.000 m<sup>2</sup>), que definiu o colapso de parte da estrutura de concreto, ocorreu em São Paulo em 1987 e está ilustrado nas Figuras 7, 8, 9, 10, 13, 14, 15, 16 e 17. Esse caso está comentado no próximo tópico.



Figura 1. Edifício Grande Avenida, destacando pódio frontal associado à torre com 22 pavimentos



Figura 2. Pódio do edifício Grande Avenida, submetido a incêndio em 14/02/1981

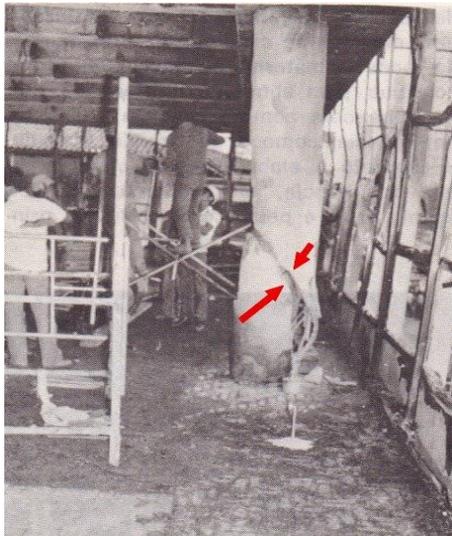


Figura 3. Ruptura de coluna localizada no pódio do edifício Grande Avenida em razão de esforços de dilatação da laje



Figura 4. Edifício Wilton Paes de Almeida, localizado no centro da cidade de São Paulo



Figura 5. Edifício Wilton Paes de Almeida submetido a incêndio em 01/05/ 2018

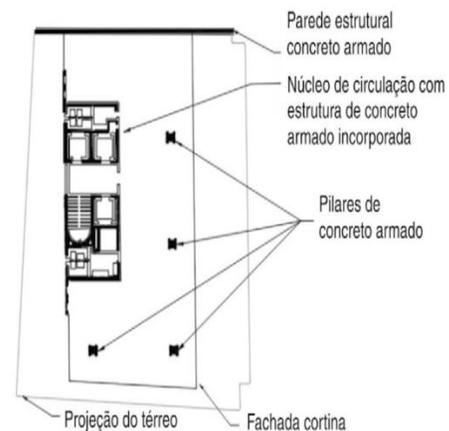


Figura 6. Planta esquemática do pavimento tipo do edifício Wilton Paes de Almeida

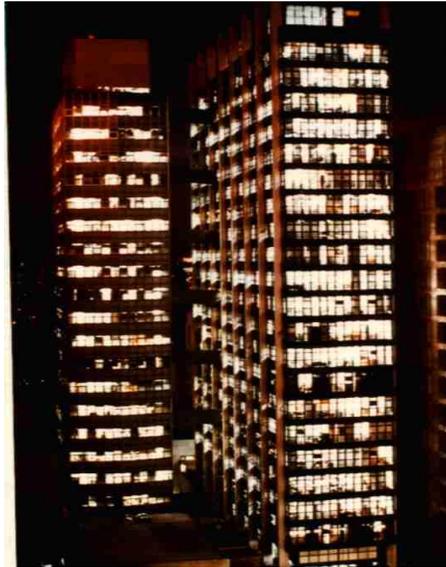


Figura 7. Edifícios Sede I e Sede II da Companhia Energética de São Paulo - CESP

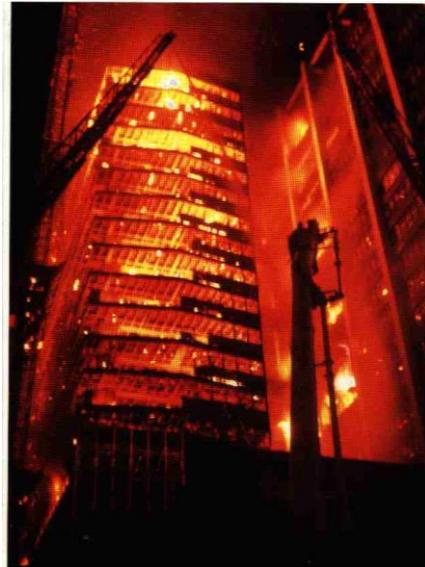


Figura 8. Edifícios Sede I e Sede II da CESP submetidos a incêndio em 21/05/1987

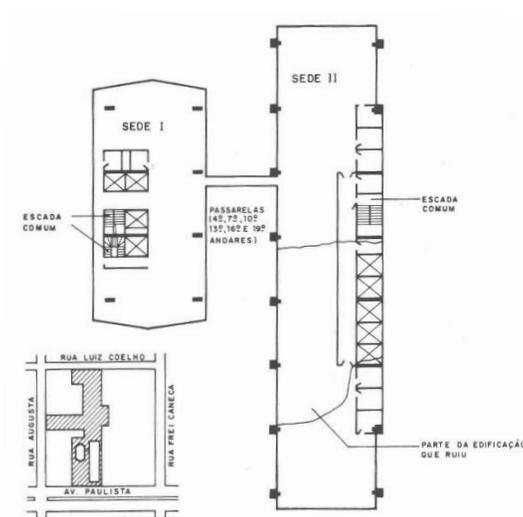


Figura 9. Planta esquemática do pavimento tipo dos edifícios Sede I e Sede II da CESP mostrando setor que ruiu



Figura 10. Detalhe da ruína da estrutura de concreto do edifício Sede II da CESP



Figura 11. Ruína de edifício com estrutura pré-moldada submetida a incêndio



Figura 12. Deslocamento de apoio de estrutura pré-moldada submetida a incêndio

Todas essas condições devem ser consideradas e solucionadas no projeto das estruturas de concreto, já que o colapso da estrutura de concreto não deve ocorrer em situação de incêndio, pois suas consequências catastróficas, especialmente no caso de edificações altas, são absolutamente inaceitáveis.

## 6. ESTUDO DE CASO DE RUÍNA DE ESTRUTURA DE CONCRETO

Um caso exemplar de ruína de estrutura de concreto correspondeu ao edifício Sede II da CESP em incêndio ocorrido no dia 21 de maio de 1987. Esse edifício integrava uma grande edificação, compondo um bloco com subsolos, pódio e duas torres. O subsolo apresentava três níveis, dois dos quais eram utilizados para estacionamento de veículos. O pódio era constituído pelo pavimento térreo e duas sobrelojas, que ocupavam toda a área do terreno. Acima desse pódio se localizavam duas torres, denominadas Sede I e Sede II que possuíam, respectivamente, 19 e 21 pavimentos. As duas torres apresentavam pavimento-tipo com dimensões de, aproximadamente, 12 m x 30 m e 12 m x 60 m, respectivamente.

O forro do Edifício Sede I era composto por placas de fibras celulósicas aglomeradas e o forro do edifício Sede II consistia de placas de gesso. Sobre ambos foram mantidas as formas de madeira das lajes, que eram nervuradas. As fachadas das duas torres eram compostas predominantemente por caixilhos metálicos envidraçados.

O edifício Sede I apresentava duas escadas não enclausuradas, uma das quais alcançava até o 8º pavimento. O edifício Sede II apresentava apenas uma escada, que era não enclausurada.

O incêndio se iniciou no 5º pavimento do edifício Sede I, na rede elétrica de iluminação disposta sobre o forro combustível. O forro rapidamente se ignizou e as chamas se propagaram em sua superfície inferior. Porções ignizadas do forro se desprenderam sobre os materiais combustíveis contidos no escritório e os ignizaram. A inflamação generalizada no 5º pavimento foi atingida muito rapidamente.

O incêndio se propagou entre pavimentos no edifício Sede I com grande facilidade. Isto se deu por meio de dois caminhos: pelo interior do edifício, através das escadas; e pelo exterior do edifício, através das janelas e parapeitos de alumínio. A propagação vertical do incêndio foi tão rápida que todos os pavimentos do edifício, a partir do 5º, tiveram coincidência da fase de inflamação generalizada, ou seja, queimaram intensamente ao mesmo tempo.

Apesar da distância entre as fachadas dos edifícios Sede I e Sede II ser de 9,5 m, ocorreu a propagação do incêndio entre ambos por radiação térmica. O início do incêndio no edifício Sede II ocorreu de maneira intensa e concomitante em vários pavimentos. O incêndio não encontrou obstáculos nos pavimentos para atingir toda a área dos mesmos, visto que os andares só apresentavam subdivisões do lado oposto ao edifício ao edifício Sede I, onde se localizavam as escadas, os elevadores, as copas e os banheiros.

Aproximadamente duas horas após o incêndio ter se propagado para o edifício Sede II ocorreu o desabamento de sua parte central, conforme indicado na Figura 2. A estrutura do edifício era composta por um conjunto de pórticos múltiplos paralelos de concreto armado moldado *in loco*, cujos elementos horizontais consistiam de vigas T, de grande seção e de grande rigidez que venciavam vãos que variavam entre 8 m e 11 m, aproximadamente. O afastamento entre os pórticos era de, aproximadamente, 8 m. O travamento entre eles era promovido pelas lajes nervuradas dos pisos.

O incêndio, anteriormente à ruína do edifício Sede II, se desenvolvia mais intensamente nos andares superiores e a meia altura do edifício. Nessas regiões os elementos verticais dos pórticos estavam sujeitos a esforços decorrentes da dilatação térmica das vigas T e os seus materiais constituintes estavam perdendo gradativamente a resistência mecânica por estarem sendo aquecidos.

A ruína da região central do edifício se deveu ao incêndio que se desenvolvia na sua meia altura,

tendo sido decorrente dos esforços de dilatação introduzidos por duas vigas T consecutivas, nos elementos verticais de seus respectivos pórticos. Esses dois pórticos consecutivos, apresentavam elementos verticais em uma das laterais do edifício, significativamente mais enrijecidos, visto que suas seções transversais eram maiores e conformavam as colunas que compunham o poço dos elevadores. As partes menos rígidas dos dois pórticos receberam esforços maiores decorrentes destas dilatações, regidas pela relação geométrica das seções das colunas de ambos os lados dos pórticos, e sofreram severo cisalhamento, rompendo-se.

O mesmo tipo de concepção estrutural foi adotado para o edifício Sede I. Apesar disso, os vão vencidos pelas vigas que compunham os pórticos múltiplos eram significativamente menores, alcançando cerca de 4,5 m onde havia distinção entre as seções dos elementos verticais do pórtico, e as vigas apresentavam seções menores que as do edifício Sede II. Esta situação não determinou o surgimento de esforços cortantes críticos nos elementos verticais dos pórticos.

Verificou-se no edifício Sede I, que os elementos estruturais horizontais (vigas e lajes) apresentavam dois problemas capazes de comprometer seriamente a estabilidade da estrutura em situação de incêndio. Um deles se relacionava ao cobrimento das armaduras, de maneira geral muito reduzido, estando junto à superfície do concreto em algumas regiões. O outro se relacionava às seções transversais reduzidas das vigas das lajes nervuradas, que eram insuficientes para assegurar resistência ao fogo superior a 1 h. Com isso, parte significativa dos elementos estruturais horizontais sofreu grande deformação.

Apesar de ter ocorrido o desabamento em apenas uma parte da estrutura do edifício Sede II, dividindo-o em dois, o que restou de sua estrutura e também da estrutura do edifício Sede I, sofreu danos gravíssimos, de forma que, após o incêndio, havia o risco iminente de desabamento total dos dois edifícios. Tal situação justificou a necessidade urgente de demolição dos dois edifícios.

A fragilidade da solução estrutural das duas edificações frente à situação de incêndio, associada à ausência de compartimentação vertical, mostra claramente o quanto o sistema estático adotado para a estrutura das duas torres era frágil. A ruína ocorrida evidencia que essa solução estrutural, sob o ponto de vista da segurança contra incêndio, deve ser evitada.

Parte das situações, relativas às estruturas dos dois edifícios, aqui relatadas são mostradas nas Figuras 9, 10, 13, 14, 15, 16 e 17. Fica claro, em relação ao edifício Sede II, que os esforços de dilatação das vigas cisalharam as colunas de dois pórticos, promovendo o desabamento da parte central da torre.

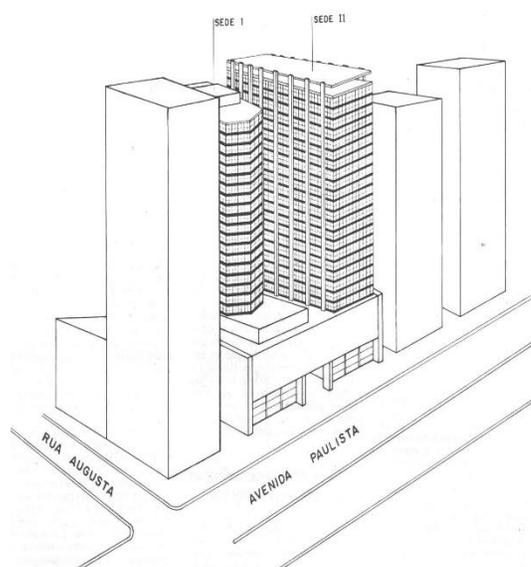


Figura 13. Bloco afetado pelo incêndio: Pódio e edifícios Sede I e Sede II



Figura 14. Detalhe da ruína da estrutura de concreto do edifício Sede II, mostrando as duas partes remanescentes da torre.



Figura 15. Vista da parte frontal da estrutura do edifício Sede II, a partir de sua parte posterior, com destaque para o vazio, deixado pelo desabamento da parte central



Figura 16. Parte frontal remanescente do edifício Sede II



Figura 17. Estrutura do edifício Sede I danificada pelo incêndio

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os casos de colapso apresentados afetaram edifícios construídos quando não havia no Brasil exigências de atendimento compulsório destinados a garantir condições adequadas de segurança contra incêndio. Atualmente existem regulamentações, como o Decreto Estadual nº 63.911/2018 do Corpo de Bombeiros, com detalhamento estabelecido na Instrução Técnica nº 08/2019 - Resistência ao Fogo dos Elementos de Construção – que determina em grande parte das situações, entre as quais se destacam os casos dos edifícios de maior porte, que as estruturas de concreto e também de qualquer outro tipo de material (aço, madeira e alvenaria estrutural) sejam projetadas e executadas de forma a apresentarem resistência ao fogo, ou seja, de forma a serem capazes de suportar a ação do incêndio preservando a estabilidade estrutural dos edifícios.

Apesar disto, a norma citada nesta regulamentação, relativa ao dimensionamento de estruturas de concreto em situação de incêndio, deve ser aprimorada urgentemente e os projetistas devem se conscientizar da importância de atribuir às estruturas capacidade real de suportar a ação de um

incêndio preservando a estabilidade das edificações.

A regulamentação citada, que serve de referência a outras regulamentações existentes no Brasil, deve ser aprimorada e garantir uma abordagem consistente capaz de evitar que as estruturas devidamente dimensionadas sejam afetadas por ações extremamente severas, representadas, entre outras situações, por grandes porções da estrutura expostas, concomitante ou sucessivamente, à ação do incêndio.

## 8. REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2012). *ABNT NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*.

Berto, A. F., Bottger, I. F., Paula D. J. (2018), *Segurança contra Incêndio? – Parte I*. Revista Emergência. p. 46 – 55, 12 dez. 2018.

Berto, A. F., Bottger, I. F., Paula D. J. (2019), *Segurança contra Incêndio? – Parte II*. Revista Emergência. p. 34 – 41, 10 jan. 2018.

Berto, A. F., Bottger, I. F., Paula D. J. (2019), *Segurança contra Incêndio? – Parte III*. Revista Emergência. p. 30 – 38, 19 fev. 2018.

Berto, A. F., Bottger, I. F., Paula D. J. (2019), *Segurança contra Incêndio? – Parte IV*. Revista Emergência. p. 42 – 51, 18 mar. 2018.

Corpo de Bombeiros da PMESP. (2019). *Instrução Técnica nº 08 - Resistência ao fogo dos elementos de construção*.

Corpo de Bombeiros da PMESP. (2019). *Instrução Técnica nº 09 - Compartimentação horizontal e compartimentação vertical*.

Corpo de Bombeiros da PMESP. (2018). *Decreto Estadual nº 63.911*. 10 de dezembro

Helene et. al. (2019), *Edifício Wilton Paes de Almeida. Histórico, anamnese, estudos, ensaios e análises da estrutura de concreto armado do edifício Wilton Paes de Almeida, que sofreu incêndio e colapso no dia 1o de maio de 2018*, sito a Rua Antônio de Godoy, 581, Largo do Paissandu, São Paulo, SP. Recomendações Técnicas. Parecer Técnico PhD 324/2019. Abril. 100p. Disponível em [www.phd.eng.br](http://www.phd.eng.br).

Kodur, V. R., Kumar, P., Rafi, M. M. (2019). *Fire Hazard in Buildings: Review, Assessment and Strategies for Improving Fire Safety*. PSU Research Review - Emerald PUBLISHING. <https://doi.org/10.1108/PRR-12-2018-0033>