

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

DAVI FAGUNDES LEAL

**Análise experimental e numérica sobre alvenaria  
estrutural de blocos de concreto, com e sem  
revestimento, em situação de incêndio**

São Carlos

2022

DAVI FAGUNDES LEAL

**Análise experimental e numérica sobre alvenaria  
estrutural de blocos de concreto, com e sem  
revestimento, em situação de incêndio**

**Versão Corrigida**

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Doutor em Ciências.

Área de concentração: Engenharia Civil  
(Estruturas)

Orientador: Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto

São Carlos

2022

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

L433a Leal, Davi Fagundes  
Análise experimental e numérica sobre alvenaria estrutural de blocos de concreto, com e sem revestimento, em situação de incêndio / Davi Fagundes Leal; orientador Jorge Munaiar Neto. São Carlos, 2022.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2022.

1. alvenaria estrutural. 2. bloco de concreto. 3. incêndio. 4. resistência ao fogo. 5. análise numérica. 6. análise experimental. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **DAVI FAGUNDES LEAL**.

Título da tese: "Análise experimental e numérica sobre alvenaria estrutural de blocos de concreto, com e sem revestimento, em situação de incêndio".

Data da defesa: 06/10/2022.

### **Comissão Julgadora**

### **Resultado**

Prof. Associado **Jorge Munaiar Neto (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Aprovado

Prof. Associado **Marcio Roberto Silva Corrêa**  
(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

APROVADO

Prof. Dr. **Guilherme Aris Parsekian**  
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Aprovado

Prof. Dr. **Armando Lopes Moreno Junior**  
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Aprovado

Prof. Dr. **Roberto Marcio da Silva**  
(Universidade Federal de Minas Gerais/UFMG)

Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**

*Aos meus pais, Iton Curty Leal e Ione  
Fagundes Leal, com amor e gratidão.*



## ***AGRADECIMENTOS***

---

Agradeço primeiramente aos meus pais, Ilton e Ione, e à minha avó, Maria Aparecida de Medeiros (*in memoriam*), pelo amor incondicional e pelo exemplo de caráter, honestidade e dedicação para com a família.

Aos meus irmãos, Ilton Jr., Fábio, Isaias e Flávia, pela amizade, união e pelo incentivo na vida acadêmica e profissional.

À minha esposa, Carol Leal, pelo amor e o companheirismo nessa caminhada.

Ao meu orientador, professor Jorge Munaiar Neto, pela confiança, paciência e por estar sempre à disposição para ajudar e orientar o trabalho.

Aos professores Carlito Calil Júnior, Márcio Corrêa, Vladimir Haach, Fábio Rocha, Gisele Martins e Armando Moreno, pelo apoio na elaboração do projeto de pesquisa.

Aos engenheiros Rafael Dupim, Paulo Carvalho e Darlan Borges, pela grande ajuda na realização dos ensaios experimentais e no desenvolvimento dos modelos numéricos. Aos técnicos do Laboratório de Estruturas do SET / EESC / USP, em especial ao Amaury, Luiz Vareda, Romeu e Fabiano, pela ajuda na programação e realização dos ensaios.

Aos amigos Rafael e Nathália, pela amizade e grande apoio nos primeiros meses em São Carlos. Aos demais colegas de pós-graduação do SET, especialmente aos amigos Giovanni, Fernando, Jeferson, Morkis, Heider, Barretos, Ayrton, Lucas, Herbert e Alex.

À Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo (EESC / USP), pelo privilégio de desenvolver meu doutorado nessa grande Instituição. Ao professor Cristian Maluk Zedán, pela orientação no período de intercâmbio na Universidade de Queensland.

À Universidade Federal de Viçosa e aos professores do Departamento de Engenharia Civil da UFV, especialmente à professora Rita de Cássia Alvarenga (*in memoriam*), aos quais eu serei sempre grato pela formação acadêmica.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), pelo financiamento da pesquisa (Processo FAPESP n° 2017/20255-4 e Processo FAPESP n° 2020/02102-9).

Ao departamento de Engenharia de Estruturas da EESC / USP, pela infraestrutura disponibilizada e suporte técnico.

Ao Instituto Federal Fluminense, pelo suporte financeiro e incentivo à capacitação, que foram essenciais para o desenvolvimento deste trabalho.

À empresa Tatu Pré-Moldados Ltda., pela doação dos blocos utilizados na pesquisa.

E, acima de tudo e de todos, agradeço a **Deus**, pelas incontáveis bênçãos que me tem concedido.

*“Porque desde a antiguidade não se ouviu, nem com ouvidos se percebeu, nem com os olhos se viu um Deus além de Ti, que trabalhe para aquele que nele espera.”*

*Isaías 64, 4 – Bíblia Sagrada*

*“O temor do Senhor é o princípio da sabedoria...”*

Provérbios 9, 10 – Bíblia Sagrada



## **RESUMO**

---

LEAL, D. F. **Análise experimental e numérica sobre alvenaria estrutural de blocos de concreto, com e sem revestimento, em situação de incêndio.** 2022. 362 p. Tese (Doutorado em Ciências – Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

A alvenaria estrutural tem sido largamente empregada no Brasil, desde edificações de pequeno porte até edifícios da ordem de vinte e quatro pavimentos. Porém, seu desempenho em situação de incêndio é ainda pouco conhecido, evidenciando grande carência de estudos nessa área. O presente trabalho tem como objetivo investigar, por meio de análises numéricas e experimentais, o comportamento da alvenaria estrutural de blocos de concreto quando submetida ao Incêndio-Padrão da ISO 834-1:1999. Blocos, prismas e pequenas paredes foram analisados experimentalmente em temperaturas elevadas por meio da utilização de um forno a gás, onde foram expostos ao fogo em uma ou mais faces, sem a introdução de carregamento mecânico. Os corpos de prova foram instrumentados com termopares para obter a evolução da temperatura na seção transversal e, após o resfriamento, os mesmos foram conduzidos a ensaios de compressão para obtenção de sua resistência residual. Os resultados mostram que a alvenaria estrutural sofre significativamente com a ação do fogo, visto que, após 70 minutos de exposição, as paredes com função de compartimentação apresentaram resistência residual média igual a 46%, reduzindo para apenas 14% quando ambas as faces são expostas ao fogo. Dois tipos de revestimentos foram então avaliados como forma de proteção contra o fogo: com gesso em pasta ou argamassa de cimento, cal e areia, tendo espessuras de 5 e 10 mm, respectivamente. Nessas situações, foram registrados tempos superiores a 60 minutos para que toda a espessura do septo longitudinal dos blocos exposto ao fogo atingisse temperaturas acima de 500°C, sendo bem superior aos 35 minutos obtidos no caso sem revestimento. Tal redução dos níveis de temperatura na seção minimizou a perda de resistência da alvenaria: mesmo após um tempo de exposição maior (120 minutos), os corpos de prova apresentaram resistência residual da mesma ordem de grandeza em comparação ao caso sem revestimento. Paralelamente aos experimentos, foram desenvolvidos modelos numéricos no ABAQUS voltados a análises paramétricas via Método dos Elementos Finitos (MEF), cujos resultados mostram forte influência do carregamento mecânico e da esbeltez na resistência ao fogo da alvenaria estrutural. Sem revestimento, as pequenas paredes apresentaram tempo de resistência ao fogo máximo igual 60 minutos, caindo para valores abaixo de 40 minutos quando sob carregamento superior a 60% em relação à sua resistência inicial. Portanto, considerando os níveis de temperatura atingidos, a degradação dos materiais e a expressiva redução na capacidade resistente, os resultados numéricos e experimentais apontam para a necessidade de proteção da alvenaria contra o fogo. Nesse contexto, revestimentos à base de cimento ou gesso se apresentam como alternativas a serem melhor investigadas, de forma a correlacionar espessura e capacidade de aderência ao tempo de resistência ao fogo. Por fim, as análises mostram que a avaliação da alvenaria segundo as principais normas estrangeiras pode resultar contra a segurança em situação de incêndio, sendo necessários ajustes nas metodologias antes de sua aplicação à realidade brasileira.

**Palavras-chave:** alvenaria estrutural; bloco de concreto; incêndio; resistência ao fogo; análise numérica; análise experimental.

## ***ABSTRACT***

---

LEAL, D. F. **Experimental and numerical investigation on structural concrete masonry, with and without coating, in fire situation.** 2022. 362 p. Thesis (PhD. in Civil Engineering (Structural Engineering)) – São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2022.

Structural masonry has been widely used in Brazil ranging from small buildings to approximately twenty-four-storey buildings. However, its performance is still little known in fire situation, which shows a lack of studies in this area. The present work aims to investigate, through numerical and experimental analyses, structural concrete masonry behavior when exposed to the ISO 834-1:1999 Standard Fire. Blocks, prisms and small walls were experimentally analyzed at high temperatures using a gas-fueled furnace, where they were exposed to fire on one or more faces, without applying mechanical loading. The specimens were instrumented with thermocouples to obtain the cross-sectional temperature evolution, and after cooling, they were conducted to compression tests to obtain their residual strength. The results show that structural masonry experiences significant damage from fire since, after 70 minutes of exposure, the walls with a separating function showed an average residual strength equal to 46%, decreasing to only 14% when both faces were exposed to fire. In order to evaluate ways to protect masonry against fire, two types of coatings were tested: with a 5 mm thick gypsum plaster or a 10 mm thick cement-lime based mortar. In these situations, the exposed block's shells took more than 60 minutes to reach temperatures above 500°C on their entire thickness, which is much longer than the 35 minutes resulted from the uncoated specimens. Such temperature reduction in the cross section minimized the loss of strength: even after a longer time of fire exposure (120 minutes), the specimens showed similar residual strength compared to the case without coating. In parallel with the tests, numerical models were developed in ABAQUS to carry out a parametric analysis using the Finite Element Method (FEM), whose results show a significant influence of mechanical loading and slenderness on the fire resistance of structural masonry. Without coating, the small walls showed maximum fire resistance rating equal to 60 minutes, falling to values below 40 minutes for loads greater than 60% regarding their initial strength. Therefore, considering the temperature levels reached, the material degradation and the significant reduction in the loadbearing capacity, the numerical and experimental results point to the need to protect masonry against fire. In this context, cement-based or gypsum-based mortar coatings are presented as alternatives to be further investigated, in order to correlate thickness and bond strength with the fire resistance of masonry. Finally, the results show that designing masonry according to the prescriptions of the main foreign codes can lead to unsafe results in fire situation; thus, adjustments in their assessment methods are needed before being applied to the Brazilian constructions.

**Keywords:** structural masonry; concrete blocks; fire; standard fire resistance; numerical analysis; experimental analysis.

## **SUMÁRIO**

---

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	OBJETIVOS .....	3
1.2	JUSTIFICATIVA .....	4
1.3	METODOLOGIA .....	5
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	6
<b>2</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA .....</b>	<b>9</b>
2.1	ALVENARIA ESTRUTURAL EM TEMPERATURA AMBIENTE .....	9
2.1.1	<i>COMPONENTES E SUAS CARACTERÍSTICAS.....</i>	<i>10</i>
2.1.1.1	Unidades – blocos de concreto .....	11
2.1.1.2	Argamassa de assentamento .....	16
2.1.1.3	Graute e armaduras.....	19
2.1.1.4	Revestimentos .....	20
2.1.2	<i>ADERÊNCIA NA INTERFACE BLOCO-JUNTAS.....</i>	<i>24</i>
2.1.3	<i>ALVENARIA ESTRUTURAL SOB COMPRESSÃO .....</i>	<i>28</i>
2.1.3.1	Comportamento estrutural e modos de ruptura .....	28
2.1.3.2	Propriedades da alvenaria.....	31
2.1.3.3	Fatores que afetam a resistência da alvenaria .....	34
2.2	SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS AO INCÊNDIO .....	36
2.2.1	<i>MODELOS DE INCÊNDIO .....</i>	<i>39</i>
2.2.2	<i>TRANSFERÊNCIA DE CALOR .....</i>	<i>41</i>
2.2.3	<i>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM TEMPERATURAS ELEVADAS .....</i>	<i>42</i>
2.2.4	<i>COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS EM INCÊNDIO .....</i>	<i>44</i>
2.2.5	<i>PROTEÇÃO DAS ESTRUTURAS CONTRA O FOGO.....</i>	<i>47</i>
2.3	ALVENARIA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....	47
2.3.1	<i>CRITÉRIOS NORMATIVOS.....</i>	<i>48</i>

2.3.2	<i>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</i> .....	50
2.3.2.1	Propriedades mecânicas.....	50
2.3.2.2	Propriedades térmicas.....	58
2.4	PRESCRIÇÕES NORMATIVAS.....	61
2.4.1	<i>NORMAS BRASILEIRAS</i> .....	61
2.4.2	<i>EUROCODE 6 - EN 1996-1-2:2005</i> .....	63
2.4.3	<i>NORMA AMERICANA ACI/TMS 216.1-14</i> .....	67
2.4.4	<i>NORMA AUSTRALIANA AS 3700:2018</i> .....	69
2.5	TRABALHOS SOBRE ALVENARIA EM INCÊNDIO.....	72
2.5.1	<i>TRABALHOS PIONEIROS</i> .....	72
2.5.2	<i>PESQUISAS RECENTES</i> .....	76
<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	<b>99</b>
3.1	PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS.....	99
3.2	MATERIAIS E AMOSTRAGEM.....	101
3.3	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO À TEMPERATURA AMBIENTE.....	105
3.3.1	<i>PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS</i> .....	106
3.3.1.1	Com relação aos blocos.....	106
3.3.1.2	Com relação às argamassas.....	112
3.3.2	<i>PROPRIEDADES MECÂNICAS</i> .....	113
3.3.2.1	Com relação aos blocos.....	114
3.3.2.2	Com relação aos prismas.....	117
3.3.2.3	Com relação às pequenas paredes.....	119
3.3.2.4	Com relação à argamassa de assentamento.....	123
3.4	ENSAIOS EM TEMPERATURAS ELEVADAS.....	127
3.4.1	<i>SOBRE O FORNO DE ENSAIOS</i> .....	127
3.4.2	<i>TESTE DE INSTRUMENTAÇÃO</i> .....	128
3.4.3	<i>PRIMEIRA FORNADA</i> .....	132

3.4.4	<i>SEGUNDA E TERCEIRA FORNADAS</i> .....	150
3.4.5	<i>QUARTA FORNADA</i> .....	163
3.4.6	<i>QUINTA FORNADA</i> .....	172
3.5	ENSAIOS MECÂNICOS PÓS-FOGO .....	182
3.5.1	<i>ALVENARIA SEM REVESTIMENTO</i> .....	183
3.5.2	<i>ALVENARIA REVESTIDA COM GESSO</i> .....	187
3.5.3	<i>ALVENARIA REVESTIDA COM ARGAMASSA</i> .....	193
3.6	ENSAIOS PARA OBTENÇÃO DAS PROPRIEDADES TÉRMICAS .....	195
3.6.1	<i>EQUIPAMENTOS E CORPOS DE PROVA</i> .....	197
3.6.2	<i>EXECUÇÃO DOS ENSAIOS</i> .....	200
3.6.3	<i>RESULTADOS</i> .....	202
<b>4</b>	<b>MODELAGEM NUMÉRICA</b> .....	<b>211</b>
4.1	ESTRATÉGIA DE MODELAGEM .....	211
4.1.1	<i>ABORDAGENS APLICADAS À ALVENARIA</i> .....	212
4.1.2	<i>ELEMENTOS DE ALVENARIA ANALISADOS</i> .....	213
4.2	MODELO VOLTADO ÀS ANÁLISES À TEMPERATURA AMBIENTE .....	214
4.2.1	<i>GEOMETRIA DOS COMPONENTES</i> .....	215
4.2.2	<i>CONDIÇÕES DE VINCULAÇÃO E DE CARREGAMENTO</i> .....	217
4.2.3	<i>MALHA E ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS</i> .....	219
4.2.4	<i>MODELOS CONSTITUTIVOS ADOTADOS</i> .....	220
4.2.4.1	Componentes em estado multiaxial de tensões .....	220
4.2.4.2	Concreto e argamassa sob compressão ou tração uniaxial.....	222
4.2.4.3	Modelo de dano .....	228
4.2.5	<i>INTERFACES BLOCOS-JUNTAS</i> .....	230
4.2.6	<i>RESULTADOS E VALIDAÇÃO DO MODELO</i> .....	234
4.3	MODELO VOLTADO ÀS ANÁLISES TÉRMICAS .....	242
4.3.1	<i>INFORMAÇÕES SOBRE A GEOMETRIA</i> .....	243

4.3.2	<i>AÇÃO TÉRMICA</i> .....	243
4.3.3	<i>MALHA E ELEMENTOS FINITOS</i> .....	245
4.3.4	<i>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</i> .....	249
4.3.5	<i>VALIDAÇÃO DO MODELO</i> .....	255
4.3.6	<i>ANÁLISES COMPLEMENTARES - RESULTADOS</i> .....	261
4.3.6.1	Alvenaria submetida ao Incêndio-Padrão.....	261
4.3.6.2	Avaliação das propriedades térmicas propostas no Eurocode 2.....	265
4.4	<b>MODELO VOLTADO ÀS ANÁLISES TERMOESTRUTURAIS</b> .....	268
4.4.1	<i>INFORMAÇÕES SOBRE A GEOMETRIA E A MALHA</i> .....	269
4.4.2	<i>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS x TEMPERATURA</i> .....	269
4.4.3	<i>CONDIÇÕES DE CONTORNO</i> .....	272
4.4.4	<i>CRITÉRIOS DE PARADA – Definição do TRF</i> .....	274
4.4.5	<i>COMPORTAMENTO TERMOMECÂNICO DA ALVENARIA</i> .....	274
4.4.5.1	Paredes com uma face exposta ao fogo.....	275
4.4.5.2	Paredes com ambas as faces expostas ao fogo.....	279
4.4.5.3	Fissuração.....	280
4.4.6	<i>TEMPO DE RESISTÊNCIA AO FOGO</i> .....	283
4.4.7	<i>ANÁLISES PARAMÉTRICAS COMPLEMENTARES</i> .....	291
<b>5</b>	<b>ANÁLISE DA NORMALIZAÇÃO</b> .....	<b>297</b>
5.1	AVALIAÇÃO SEGUNDO O ACI/TMS 216.1-14.....	297
5.2	AVALIAÇÃO SEGUNDO A AS 3700:2018.....	300
5.3	AVALIAÇÃO SEGUNDO O Eurocode 6 – EN 1996-1-2:2005.....	303
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	<b>311</b>
6.1	QUANTO AOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	311
6.2	QUANTO AOS RESULTADOS NUMÉRICOS.....	315
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	318
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>321</b>

<b>APÊNDICE A – Propriedades físicas e geométricas dos blocos .....</b>	<b>333</b>
<b>APÊNDICE B – Propriedades mecânicas da alvenaria à temperatura ambiente.....</b>	<b>343</b>
<b>APÊNDICE C – Propriedades mecânicas da alvenaria pós-fogo (residuais) .....</b>	<b>351</b>



# INTRODUÇÃO

---

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo racionalizado no qual as paredes da edificação, além de servirem como elementos de vedação e de divisão de *layout* arquitetônico, cumprem também a função estrutural. Sendo assim, os edifícios concebidos com base nesse sistema estrutural geralmente dispensam a utilização dos tradicionais sistemas aperticados compostos por *vigas* e *pilares*, com a exceção dos casos em que são projetados pilotis nos pavimentos inferiores ou quando alguns elementos de concreto armado são necessários para a solução de problemas localizados no projeto.

Via de regra, as paredes de alvenaria estrutural são compostas por blocos ou tijolos, geralmente de concreto, cerâmicos ou sílico-calcários, os quais são unidos entre si por meio de argamassa de assentamento. Além desses, outros componentes são acrescentados em pontos estratégicos para atender a aspectos construtivos ou mesmo para garantir melhor desempenho estrutural ao conjunto, tais como o graute e barras de aço para armadura.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), os primeiros edifícios construídos no Brasil com blocos vazados estruturais datam da década de 1960, os quais possuíam apenas quatro pavimentos. A partir dos anos 70, edifícios mais altos foram sendo construídos, chegando a casos de até 16 pavimentos. Com o acúmulo de experiência por parte das empresas construtoras, juntamente com a evolução dos modelos de cálculo e o desenvolvimento de novas tecnologias para a produção de materiais de melhor qualidade, a alvenaria estrutural se inseriu como uma importante e competitiva alternativa aos sistemas em aço ou em concreto armado. Além disso, conforme destacado em Corrêa (2012), programas governamentais visando reduzir o déficit habitacional acabaram alavancando a utilização desse sistema construtivo no Brasil, principalmente por possibilitar maior velocidade de execução e redução de custos da obra.

Conforme comentado em Parsekian *et al.* (2013), atualmente a alvenaria estrutural é extensivamente utilizada em todas as diferentes regiões do Brasil, especialmente no caso de edifícios residenciais, sendo mais comum a opção por projetos com blocos vazados de concreto ou cerâmicos (Figura 1.1). Sob a organização da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), um grupo denominado Comunidade da Construção (2008) realizou uma pesquisa com

186 construtoras sediadas em diversos Estados, com o objetivo de avaliar a competitividade dos sistemas construtivos no país. As construtoras foram monitoradas por três anos, período em que a opção pela alvenaria estrutural representou uma participação média de até 20% das obras, sendo superada apenas pelo sistema em concreto armado (em torno de 70% das obras). Dentre as razões apontadas pelas construtoras para a escolha do tipo de estrutura, destacam-se o custo e a produtividade, registrando-se uma significativa redução da influência do quesito “cultura da empresa” na tomada de decisão ao longo dos três anos (de 27% para 10%).

**Figura 1.1** – Edifícios de alvenaria estrutural com blocos (a) de concreto e (b) cerâmicos.



Fonte: adaptado de Téchne (2017).

Segundo Mohamad (2015), estudos mostram que, para prédios de até 4 pavimentos, a utilização da alvenaria estrutural pode conduzir a uma redução de 25% a 30% no custo da estrutura quando comparado ao concreto armado. Essa economia diminui em função do número de pavimentos, ficando abaixo de 15% para edifícios entre 12 e 18 pavimentos. Embora sejam economicamente mais vantajosos para edifícios mais baixos, onde predominam-se as ações verticais e, conseqüentemente, as tensões de compressão, é possível encontrar vários edifícios com mais de 12 pavimentos já construídos, como é o caso do Edifício Fit Terra Bonita, que está localizado em Londrina e possui 19 pavimentos, e do Residencial Sky, que está localizado em Taubaté e possui 24 pavimentos (conforme detalhado em FREIRE *et al.*, 2018).

Hoje, após a realização de diversos estudos e pesquisas conduzidos por universidades e empresas, pode-se dizer que o comportamento da alvenaria estrutural à temperatura ambiente é relativamente bem conhecido, com diversas publicações científicas na área e normalização consolidada para auxílio ao projeto e ao controle de execução das obras. No entanto, seu

desempenho em temperaturas elevadas ainda não foi investigado a fundo, principalmente no Brasil, o que resulta em incertezas quanto à segurança estrutural dessas edificações em situação de incêndio.

Nesse contexto, Leite *et al.* (2016) destaca que pouco se sabe, no país, sobre o comportamento estrutural e sobre as propriedades térmicas e mecânicas dos materiais componentes da alvenaria quando submetidos a altas temperaturas. Tal fato se reflete na falta de procedimentos normativos nacionais para a verificação da segurança ao incêndio nos projetos de alvenaria estrutural, fazendo com o que os projetistas tenham que recorrer a normas estrangeiras, conforme recomenda a Instrução Técnica N° 08/2018 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo.

Dentre as principais referências, destacam-se o Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005 e as normas americana e australiana (ACI/TMS 216.1-14 e AS 3700-2018, respectivamente), as quais prescrevem desde procedimentos simplificados até aqueles baseados em modelos avançados de cálculo. Entretanto, a aplicação direta de tais procedimentos pode conduzir a resultados nem sempre representativos da realidade, uma vez que os materiais empregados no Brasil podem apresentar diferenças significativas em relação aos materiais estrangeiros, sobretudo no que se refere às propriedades térmicas.

Dessa forma, fica evidente a necessidade de estudos aprofundados nesse campo de pesquisa, de forma que se possa ter melhor compreensão do comportamento estrutural da alvenaria em temperaturas elevadas e, assim, reunir informações suficientes para a complementação dos procedimentos normativos vigentes no Brasil.

## **1.1 OBJETIVOS**

O presente trabalho tem como *objetivo geral* avaliar, por meio de análises experimentais e numéricas, o comportamento e o desempenho de elementos de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto quando submetidos ao *Incêndio-Padrão* proposto na ISO 834-1:1999. Os *objetivos específicos* do trabalho estão listados a seguir:

- Investigar, por meio de ensaios experimentais, a resistência residual de elementos representativos da alvenaria estrutural (pequenas paredes, prismas e blocos vazados de concreto) após serem expostos ao *Incêndio-Padrão*;
- Avaliar a contribuição de dois dos principais materiais de revestimento utilizados no Brasil, no caso, emboço com argamassa e gesso em pasta, na forma de proteção das paredes de alvenaria contra o fogo;

- Investigar a evolução da temperatura ao longo da seção transversal da alvenaria em função do tempo de exposição ao *Incêndio-Padrão*;
- Obter as propriedades térmicas do concreto dos blocos em temperaturas elevadas, com vistas à comparação com as prescrições normativas;
- Desenvolver modelos numéricos, via elementos finitos, capazes de simular o comportamento de paredes de alvenaria estrutural mediante a atuação de ações mecânicas e térmicas simultaneamente;
- Avaliar, por meio de análises numéricas paramétricas, o desempenho da alvenaria estrutural em questão em situação de incêndio, considerando variações na resistência dos blocos, forma de exposição ao fogo, nível de carregamento mecânico e esbeltez;
- Avaliar os procedimentos constantes na normalização internacional em relação ao dimensionamento da alvenaria estrutural em situação de incêndio, de forma a contribuir para a evolução da normalização no Brasil, especialmente em relação à ABNT NBR 16868:2020.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Conforme exposto anteriormente, a alvenaria estrutural tem sido largamente empregada na construção civil, desde edificações de pequeno porte até edifícios da ordem de vinte e quatro pavimentos. Embora tenha aplicação bastante difundida e procedimentos de projeto e execução já bem consolidados em temperatura ambiente, nota-se que esse sistema construtivo ainda carece de estudos para avaliar o seu comportamento e desempenho em situação de incêndio, tema em que a literatura disponível é substancialmente escassa se comparada aos estudos já elaborados nas áreas de *estruturas de concreto armado, de aço e de madeira*. Adicionalmente, há poucos registros de incêndios de grande importância, sob o ponto de vista estrutural, em edificações com esse sistema construtivo no Brasil, sendo seu comportamento estrutural em temperaturas elevadas ainda muito pouco conhecido.

As normas brasileiras referentes à alvenaria estrutural não abordam esse assunto em profundidade, mencionando apenas a necessidade de avaliação das edificações em situação de incêndio, porém, sem propor qualquer tipo de prescrição normativa para fins de dimensionamento em temperaturas elevadas. Considerando o exposto, torna-se relevante a elaboração de um trabalho de pesquisa amplo, no qual sejam referenciados os principais critérios e procedimentos de verificação de segurança adotados mundialmente, de forma que esses mesmos critérios sejam confrontados com resultados experimentais e numéricos obtidos

com o emprego de materiais correntes em nosso país e que, ao final, contribuições para a normalização sejam efetivadas.

Cabe ressaltar que o presente trabalho faz parte de um projeto de pesquisa financiado pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (Projeto FAPESP nº 2017/20255-4), o qual foi conduzido por meio de uma parceria entre pesquisadores da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP) e da UNICAMP, corroborando a importância e relevância do tema.

### **1.3 METODOLOGIA**

Devido à amplitude do tema, o presente trabalho de pesquisa foi particularizado para o estudo de elementos de alvenaria estrutural compostos por blocos vazados de concreto. O desenvolvimento da pesquisa foi dividido em duas frentes de trabalho: *uma primeira parte experimental, bem como uma segunda parte envolvendo modelagens numéricas.*

Em relação à *parte experimental*, os estudos foram feitos com base em elementos representativos da alvenaria, especificamente com blocos, prismas de dois blocos e pequenas paredes com cinco fiadas, todos de concreto. A ideia consistiu em caracterizar esses elementos tanto à temperatura ambiente quanto em temperaturas elevadas, de forma a verificar possíveis correlações entre a resistência residual (resistência pós-fogo) e a resistência desses mesmos elementos em condições normais de temperatura. A primeira parte dos ensaios foi realizada no Laboratório de Estruturas da EESC/USP, tendo sido planejados para serem executados em três etapas, conforme descrito a seguir:

- *Primeira etapa*: ensaios para a caracterização física e mecânica dos componentes da alvenaria (blocos e argamassa de assentamento), bem como dos prismas e pequenas paredes em temperatura ambiente;
- *Segunda etapa*: ensaios térmicos no forno, onde os elementos são submetidos a temperaturas elevadas (*Incêndio-Padrão*) por um determinado período de tempo, sem a atuação de carregamento mecânico;
- *Terceira etapa*: ensaios de compressão pós-fogo, visando obter a resistência residual dos elementos após o seu completo resfriamento.

Além desses, outros ensaios experimentais foram realizados visando a obtenção das propriedades térmicas dos materiais em temperatura elevadas, cujos resultados foram fundamentais para a calibração dos modelos numéricos. Esses ensaios foram realizados por meio de uma parceria com a Universidade de Queensland, da Austrália, onde o autor do presente trabalho desenvolveu parte da pesquisa durante um período de intercâmbio.

Os modelos numéricos foram desenvolvidos por meio da utilização do *software* ABAQUS. O desenvolvimento desses modelos foi iniciado em paralelo com os ensaios experimentais, de forma a auxiliar no planejamento e em ajustes importantes nos ensaios, tais como os pontos de instrumentação dos elementos com os termopares. A estratégia de modelagem adotada consiste no desenvolvimento de três modelos em elementos finitos, cujas análises são realizadas separadamente. São eles: **modelo estrutural**, para análises não lineares à temperatura ambiente; **modelo térmico**, visando obter a evolução da temperatura ao longo da seção transversal dos elementos mediante exposição ao *Incêndio-Padrão*; e **modelo termoestrutural**, destinado à avaliação do desempenho da alvenaria quando submetida a ações térmicas e mecânicas combinadas.

A partir da validação dos modelos numéricos por meio da comparação com os resultados experimentais, os mesmos foram utilizados em uma ampla análise paramétrica, a fim de avaliar a alvenaria em situações em que, devido a limitações laboratoriais, não foram possíveis de serem investigadas experimentalmente. Assim, foi analisada a influência da resistência inicial dos blocos, das condições de exposição ao fogo (em uma ou em ambas as faces), da esbeltez das paredes e do nível do carregamento mecânico no comportamento e na resistência ao fogo dos elementos analisados.

## **1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

O presente trabalho está organizado em cinco capítulos, nos quais são apresentados assuntos de interesse e os detalhes da pesquisa aqui desenvolvida. Segue uma breve descrição de cada um dos capítulos:

- **Capítulo 1:** é o atual capítulo, onde é feita uma breve introdução para contextualizar o leitor com o assunto aqui estudado; os principais objetivos do trabalho também são apresentados, seguido das justificativas para a realização da pesquisa e de um resumo da metodologia empregada.
- **Capítulo 2:** é feita uma revisão da literatura que trata de temas relacionados ao presente trabalho, no intuito de se abordar, de forma resumida, os conceitos envolvidos no estudo da alvenaria estrutural e de seus materiais em temperatura ambiente e em situação de incêndio.
- **Capítulo 3:** nesse capítulo são apresentados, detalhadamente, todos os ensaios experimentais realizados, descrevendo-se os procedimentos de execução, os equipamentos utilizados e os resultados obtidos.

- **Capítulo 4:** capítulo reservado à descrição das estratégias adotadas para a modelagem numérica, onde são apresentados detalhes referentes ao desenvolvimento dos modelos (modelo estrutural, modelo térmico e modelo termoestrutural) e a comparação com os resultados experimentais;
- **Capítulo 5:** nesse capítulo, é feita uma análise crítica dos procedimentos constantes nas principais normas estrangeiras, tomando-se como base para comparação os resultados numéricos e experimentais obtidos no presente trabalho.
- **Capítulo 6:** este capítulo traz as considerações finais e as conclusões extraídas da pesquisa, além de apresentar sugestões para trabalhos futuros.



# ***REVISÃO DA LITERATURA***

---

Neste capítulo, são apresentadas informações quanto à alvenaria estrutural e seus componentes, tendo como foco o seu comportamento tanto em temperatura ambiente quanto em temperaturas elevadas. Além disso, aspectos referentes à segurança das estruturas em situação de incêndio também são abordados, sendo apresentados os métodos de verificação da alvenaria segundo as principais normas nacionais e internacionais vigentes, bem como um resumo de trabalhos científicos já publicados sobre o assunto em questão.

## ***2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL EM TEMPERATURA AMBIENTE***

A alvenaria estrutural é um dos sistemas construtivos mais antigos utilizados pelo homem, sendo encontrados registros históricos de construções com centenas ou até milhares de anos, muitas das quais existem até os dias de hoje. Sua versatilidade possibilitou a execução de obras com diversas finalidades, tais como residências, torres, pontes, castelos e aquedutos. Dentre as principais construções, destacam-se a Ponte do Gard, as Pirâmides do Egito, o Farol de Alexandria, o Coliseu, a Catedral de Reims e os castelos medievais construídos na Europa.

Nos primórdios de sua utilização, os elementos de alvenaria eram construídos tendo como unidades básicas blocos de pedra ou tijolos de barro, os quais eram assentados com algum material ligante ou simplesmente justapostos. Devido à ausência de estudos científicos quanto às propriedades mecânicas dos materiais utilizados na época, as verificações da estrutura quanto à sua capacidade resistente eram basicamente empíricas, tornando todo o processo construtivo bastante dependente da experiência dos construtores. Dessa forma, as construções eram geralmente concebidas com paredes com grande espessura se comparadas às edificações atuais, sendo a estabilidade às ações horizontais garantida pelo conseqüente elevado peso próprio da edificação.

Segundo Mohamad (2007), o marco inicial da “Moderna Alvenaria Estrutural” foi estabelecido a partir dos estudos conduzidos pelo professor Paul Haller, na Suíça, o qual realizou ensaios experimentais com mais de 1600 paredes de tijolos ao longo de sua carreira.

Tais estudos foram impulsionados pela escassez de concreto e aço resultante da segunda guerra mundial, e serviram como base para o projeto de um prédio com 18 andares e paredes com espessuras variando entre 30 cm e 38 cm, fato considerado revolucionário à época.

Com o passar dos anos, a grande variedade dos materiais empregados nos diversos componentes da alvenaria estrutural, associado à busca por um sistema construtivo mais esbelto e estruturalmente mais eficiente, impulsionaram o desenvolvimento de pesquisas sobre o comportamento da alvenaria sob diferentes formas de carregamento. Como consequência, os procedimentos de cálculo, projeto e execução de obra evoluíram substancialmente, resultando em melhorias e consolidação de normas em todo o mundo, tais como o Eurocode 6 – EN 1996-1-1:2005, o ACI 530.1-13, a BS 5628:2005 e a AS 3700-2018. Nesse contexto, destaca-se a recente atualização das normas brasileiras sobre esse assunto (ABNT NBR 16868:2020, Partes 1 a 3), as quais substituíram e unificaram as antigas normas que tratavam a alvenaria estrutural com blocos de concreto e cerâmicos separadamente (ABNT NBR 15961:2011 e ABNT NBR 15812:2010, respectivamente).

Por ser um material compósito, a alvenaria tende a apresentar um complexo comportamento estrutural quando submetida a ações mecânicas. As significativas diferenças nas propriedades mecânicas dos seus materiais componentes, juntamente com as variações nas características geométricas e as condições de contorno das paredes, tendem a gerar um estado multiaxial de tensões e deformações difícil de ser previsto precisamente em modelos matemáticos. Sendo assim, além da caracterização dos componentes principais (blocos, juntas de assentamento, graute e armadura), é necessário, também, o conhecimento das propriedades das interfaces entre esses elementos, de forma a melhor entender a transmissão dos esforços ao longo da alvenaria.

A seguir, são apresentadas as principais características de interesse de cada componente da alvenaria estrutural e de seu comportamento em conjunto, tendo como foco principal os componentes estudados na presente pesquisa (alvenaria com blocos vazados de concreto).

### **2.1.1 COMPONENTES E SUAS CARACTERÍSTICAS**

Os componentes básicos da alvenaria estrutural são as unidades (blocos) e as juntas de argamassa, podendo ser acrescentados, ainda, materiais de revestimento em suas faces externas e materiais para preenchimento de seus vazados, tais como o graute e as armaduras.

### 2.1.1.1 Unidades – blocos de concreto

A norma ABNT NBR 6136:2016 define bloco vazado para alvenaria estrutural aquele cuja área líquida da seção transversal (ou seja, descontando-se a área dos vazados) é igual ou inferior a 75% da área bruta. Além disso, estabelece limites mínimos para as espessuras das paredes internas dos blocos e os classifica em famílias de acordo com suas dimensões externas nominais, de forma a possibilitar a correta modulação das paredes. Tais limites dimensionais são apresentados em detalhe no programa experimental do presente trabalho (item 3.3.1.1).

As propriedades de maior interesse para o cálculo estrutural são as propriedades mecânicas dos blocos, uma vez que estes constituem a maior parte da estrutura e são os principais responsáveis pela capacidade resistente da alvenaria. Além da resistência à compressão, é importante também o conhecimento da resistência à tração das unidades, bem como os parâmetros referentes à deformabilidade do material (módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e deformação de pico). Cabe ressaltar que, embora o conceito de “resistência” esteja relacionado aos materiais em si, esse termo é utilizado no presente trabalho como referência à capacidade resistente dos blocos e demais elementos de alvenaria (prismas e paredes) para que esteja de acordo com as definições e terminologia adotadas nas normas de alvenaria estrutural vigentes.

- **Resistência à compressão:**

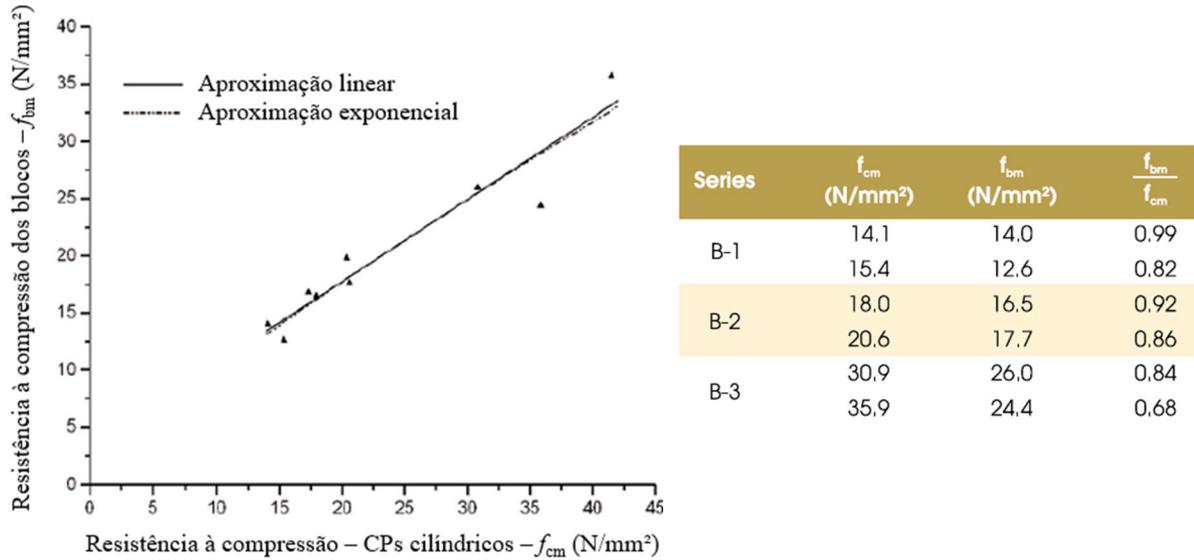
A ABNT NBR 6136:2016 estabelece requisitos a serem atendidos para a resistência característica à compressão dos blocos ( $f_{bk}$ ), sendo definida com base na área bruta da seção transversal. Para o caso de alvenaria com função estrutural, a resistência mínima ( $f_{bk}$ ) do bloco deve ser de 3,0 MPa, sendo este caso limitado a edificações com, no máximo, cinco pavimentos. Para edifícios mais altos, a referida norma estabelece uma resistência mínima  $f_{bk}$  igual a 4,0 MPa, não havendo qualquer restrição quanto à resistência máxima dos blocos.

Embora seja bastante útil para fins de aplicações práticas em projeto, a resistência dos blocos vazados obviamente não corresponde à resistência do concreto que os compõe, o que implica em uma simplificação a ser considerada com cuidado em contexto de modelagem numérica, por exemplo.

Nesse contexto, Barbosa e Hanai (2009) apresentam um trabalho experimental que visa correlacionar as propriedades mecânicas de blocos com as de corpos de prova cilíndricos feitos a partir do mesmo concreto. O programa experimental considerou concretos com consistência plástica e três resistências nominais à compressão distintas (10, 20 e 30 MPa). Os ensaios foram realizados com blocos vazados de 14 x 19 x 39 cm e paredes internas com espessura igual a 2,8

cm e constante ao longo da altura do bloco (furos prismáticos); os corpos de prova cilíndricos foram moldados com dimensões de 100 x 200 mm. A Figura 2.1 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de compressão realizados.

**Figura 2.1** – Relação entre a resistência à compressão de blocos e corpos de prova cilíndricos.



Fonte: adaptado de Barbosa e Hanai (2009)

Observa-se que os resultados médios dos blocos foram menores do que os dos corpos de prova cilíndricos em todos os casos, com quociente variando entre 0,68 e 0,99. A partir dos resultados obtidos, os autores propõem as Equações (2.1) e (2.2) para a obtenção da resistência do bloco a partir da resistência do corpo de prova cilíndrico (ou vice-versa), as quais apresentaram coeficientes de correlação iguais a 0,985 e 0,986, respectivamente, e são válidas para concretos com resistência entre 10 MPa e 45 MPa.

$$f_b = 0,72 \cdot f_c + 3,34 \quad (2.1)$$

$$f_b = 1,5 \cdot f_c^{0,8271} \quad (2.2)$$

No entanto, outras pesquisas mostram uma considerável variabilidade na relação entre a resistência dos blocos e de seu material componente. Como referência, Barbosa e Hanai (2009) citam outros trabalhos experimentais desenvolvidos com a mesma finalidade, tendo sido realizados, no entanto, sob diferentes condições (forma e dimensões dos blocos e dos corpos de prova, tipo de material, resistência, configurações de ensaio etc.). A Tabela 2.1 resume os resultados dos referidos trabalhos, onde se percebe que, em alguns casos, a resistência dos

blocos resultou maior do que os ensaios com corpos de prova maciços e, em outros, essa situação se inverte.

**Tabela 2.1** – Pesquisas sobre a correlação entre a resistência à compressão de blocos e corpos.

Trabalho	Corpos de prova	Dimensões / proporção	Bloco	Relação*
BECICA & HARRIS (1983)	Prismáticos, extraídos do bloco	1:1 a 1:2 (altura : largura)	Vazado - concreto (200x200x390 mm)	1,22
FRASSON JUNIOR (2000)	Moldado (concreto com <i>slump</i> = zero)	50 x 100 mm	Vazado - concreto (140x190x390 mm)	0,80
GANZERLI <i>et al.</i> (2003)	Prismáticos, extraídos do bloco (topo)	1:2:4 (altura : largura : comprimento)	Vazado - concreto (200x200x390 mm)	1,41
	Prismáticos, extraídos do bloco (base)			1,12
MARZAHN (2003)	Cilíndricos, extraídos do bloco	100 x 200 mm	Sólido – sílico-calcário	0,61 – 0,66
			Sólido - concreto	0,86 – 0,95

\*Relação entre a resistência à compressão do bloco e dos corpos de prova

Fonte: adaptado de Barbosa e Hanai (2009)

- **Resistência à tração:**

Embora a alvenaria estrutural trabalhe predominantemente à compressão na maioria dos casos, o conhecimento da resistência à tração dos seus componentes também é de grande importância para a definição da capacidade resistente da alvenaria como um todo. Ao ser solicitada axialmente à compressão, surgem tensões de tração transversais nos blocos, que tendem a influenciar na sua forma de ruptura. Além disso, a diferença de rigidez entre argamassa de assentamento e bloco induzem tensões de tração adicionais nas regiões dos blocos próximas às interfaces com as juntas.

Segundo Parsekian *et al.* (2013), a resistência à tração indireta do bloco de concreto varia entre 8% e 16% de sua resistência à compressão. Resultados experimentais presentes na literatura se mostram coerentes com essa faixa percentual, tal como apresentado em Mohamad

(2007) e Barbosa e Hanai (2009), cujos ensaios indicam uma resistência à tração de cerca de 10% da resistência à compressão do bloco (considerando a área líquida). No entanto, essa relação pode variar para os casos de blocos fora da faixa de resistências investigada nos referidos trabalhos, ou mesmo mediante diferentes condições de ensaio. Em Oliveira (2014), por exemplo, a relação obtida nos ensaios foi de apenas 5%.

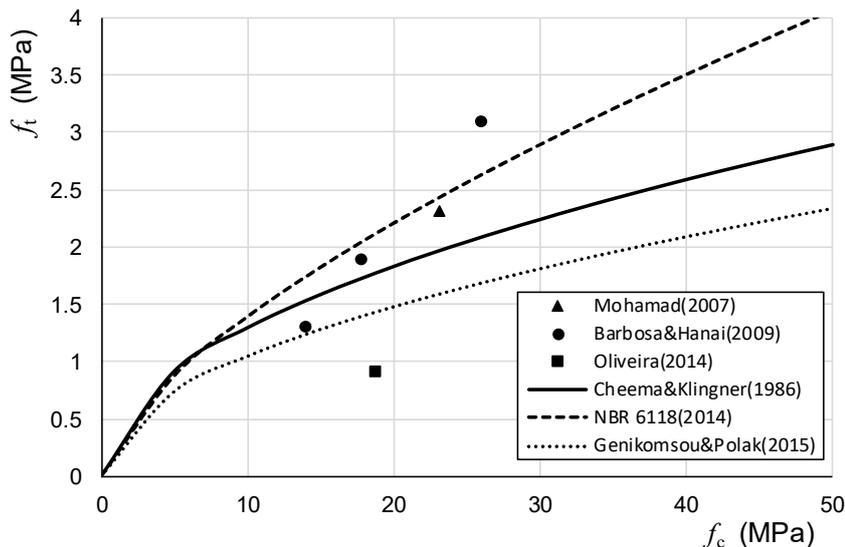
Cheema e Klingner (1986) utilizam a Equação (2.3) para definir a resistência à tração dos blocos ( $f_{tb}$ ) em função da resistência à compressão ( $f_b$ ). Outras formulações presentes na literatura permitem a obtenção da resistência à tração do concreto ( $f_t$ ) a partir da sua resistência à compressão ( $f_c$ ), com destaque para as equações apresentadas na ABNT NBR 6118:2014 e em Genikomsou e Polak (2015) – Equações (2.4) e (2.5), respectivamente. A Figura 2.2 apresenta as curvas correspondentes a essas formulações juntamente com os resultados experimentais citados no parágrafo anterior.

$$f_{tb} = 0,41 \cdot \sqrt{f_b} \quad (2.3)$$

$$f_t = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (2.4)$$

$$f_t = 0,33 \cdot \sqrt{f_c} \quad (2.5)$$

**Figura 2.2** – Relação entre a resistência à tração e à compressão.



Fonte: adaptado de Mohamad (2007)

- **Módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e deformação de pico:**

No Brasil, a norma que define os métodos de ensaio com blocos de concreto para alvenaria estrutural é a ABNT NBR 12118:2013. Porém, esta norma não estabelece procedimentos para a obtenção do módulo de elasticidade das unidades. Como alternativa para a obtenção desse parâmetro, podem ser utilizadas formulações presentes na literatura que o correlacionam à resistência do concreto constituinte.

Na ausência de resultados experimentais, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda a Equação (2.6) para a obtenção do módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) de concretos com resistência característica à compressão de até 50 MPa.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad \text{onde } E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.6)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.7)$$

Onde:

$f_{ck}$  – é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

$\alpha_E$  – é um fator que depende do tipo de agregado graúdo utilizado (igual a 1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaisse; 0,9 para calcário e 0,7 para arenito).

O CEB-FIP Model Code 2010 fornece a Equação (2.8) para o cálculo do módulo de elasticidade de concretos com densidade normal, com o fator  $\alpha_E$  definido de forma semelhante ao da norma brasileira.

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} \right)^{1/3} \quad (2.8)$$

Já o ACI 318-99 define o valor do módulo de elasticidade em função diretamente da massa específica do concreto ( $w_c$  entre 1500 e 2500 kg/m<sup>3</sup>), bem como de sua resistência à compressão, conforme apresentado na Equação (2.9).

$$E_b = 0,0428 \cdot (f_{ck})^{1/2} \cdot w_b^{1,5} \quad (2.9)$$

Segundo Mehta e Monteiro (2008), os valores do coeficiente de Poisson do concreto normalmente variam entre 0,15 e 0,20. Além disso, os autores destacam que parece não haver uma relação consistente entre essa propriedade e as características do concreto, como a relação

água/cimento, o tempo de cura e a distribuição granulométrica do agregado. A ABNT NBR 6118:2014 recomenda o valor de 0,20 para coeficiente de Poisson do concreto.

Em relação à deformação de pico  $\varepsilon_p$  (ou seja, a deformação referente à tensão máxima de compressão resistida pelo concreto), Guo (2014) cita que seu valor é usualmente considerado como constante nas normas de diversos países para concretos das classes C20 a C50. No entanto, resultados experimentais reunidos na última referência indicam certa variação de  $\varepsilon_p$  em relação à resistência do concreto, com valores variando entre  $1,0 \cdot 10^{-3}$  e  $2,5 \cdot 10^{-3}$ .

### 2.1.1.2 Argamassa de assentamento

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a argamassa de assentamento possui as funções básicas de solidarizar as unidades, transmitir e uniformizar as tensões entre as unidades de alvenaria e absorver pequenas deformações, além de prevenir a entrada de água e vento nas edificações. Para a alvenaria estrutural, a ABNT NBR 16868-2:2020 admite a utilização de argamassa produzida em obra ou industrializada, sendo necessário o controle de suas propriedades e de sua produção conforme as prescrições da referida norma e da ABNT NBR 13281:2005. São geralmente produzidas com cimento, cal, areia e água, podendo incluir aditivos em substituição à cal ou mesmo para conferir melhorias às propriedades da argamassa no estado fresco ou endurecido.

Segundo pesquisa organizada pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), e publicada em Comunidade da Construção (2008), as construtoras entrevistadas optaram pela argamassa produzida no canteiro em cerca de 50% de suas obras, contra 42% (em média) com argamassa industrializada ensacada e os 8% restantes distribuídos entre argamassas pré-misturadas, industrializadas em silo ou dosadas em central.

Em geral, as normas de projeto tratam a argamassa de assentamento em função do traço em volume e de sua resistência à compressão. Como regra geral, a ABNT NBR 16868-1:2020 recomenda que a resistência da argamassa seja limitada a 1,5 vez da resistência característica especificada para o bloco (na área bruta), a fim de se evitar o risco de fissuração das juntas e, conseqüentemente, a ruptura excessivamente frágil da alvenaria. Além disso, a mesma norma recomenda os valores de referência apresentados na Tabela 2.2 para a resistência à compressão da argamassa ( $f_a$ ) em função da resistência do bloco ( $f_{bk}$ ).

A definição da proporção de cada material constituinte da argamassa pode ser feita com base em traços já amplamente investigados experimentalmente. Como referência, cita-se a norma BS 5628-1:2005, que correlaciona a resistência da argamassa a diferentes traços utilizados para o assentamento de blocos em alvenaria estrutural, conforme resumido na Tabela

2.3. Cabe ressaltar que, na alvenaria, as propriedades mecânicas da argamassa tendem a sofrer alterações se comparadas a resultados obtidos em laboratório, variando em função das características dos blocos (como a porosidade e o teor de umidade) e das condições ambientes durante o assentamento.

**Tabela 2.2** – Recomendações para a especificação dos materiais da alvenaria estrutural.

Tipo de bloco	$f_{bk}$ (MPa)	$f_a$ (MPa)	Espessura mínima de parede de bloco (mm)
Bloco vazado de concreto (ref. 14 x 39 cm)	3,0	4,0	25
	4,0	4,0	25
	6,0	6,0	25
	8,0	6,0	25
	10,0	8,0	25
	12,0	8,0	25
	14,0	12,0	25
	16,0	12,0	25
	18,0	14,0	25
	20,0	14,0	25
	22,0	18,0	25
	24,0	18,0	25

$f_{bk}$  – resistência característica à compressão do bloco;  
 $f_a$  – resistência à compressão da argamassa.

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

**Tabela 2.3** – Classificação das argamassas de assentamento segundo a BS 5628-1:2005 .

Tipo de argamassa – Classe de resistência	Traço em volume		$f_a$ (MPa)
	<sup>1,2</sup> cimento : cal : areia	<sup>1,2</sup> cimento : areia	
(i) – M12	1 : 0 a 0,25 : 3	-	12
(ii) – M6	1 : 0,5 : 4 a 4,5	1 : 3 a 4	6
(iii) – M4	1 : 1 : 5 a 6	1 : 5 a 6	4
(iv) – M2	1 : 2 : 8 a 9	1 : 7 a 8	2

<sup>1</sup>com ou sem ar incorporado (referente à utilização de aditivo);

<sup>2</sup>considerando utilização de cimento Portland;

$f_a$  – resistência à compressão da argamassa;

Aumento da capacidade de acomodar deformações: de (i) para (iv).

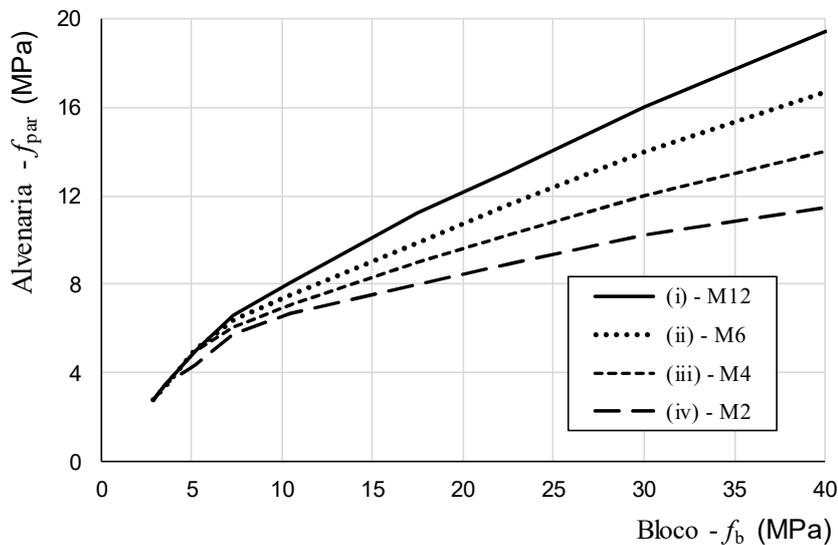
Nota: os traços apresentados são apenas referências estimadas para as classes de resistência apresentadas; traços definidos em massa são mais precisos no que se refere à estimativa da resistência.

Fonte: BS 5628-1:2005

Quanto à sua influência no comportamento conjunto com os blocos, a ABNT NBR 16868-1:2020 apresenta correlações entre a resistência média à compressão da argamassa e a resistência característica da alvenaria à tração na flexão e ao cisalhamento. No entanto, Ramalho e Corrêa (2003) destacam que a resistência da argamassa não é tão significativa para a resistência à compressão das paredes. Nesse contexto, Drysdale *et al.* (1994) acrescentam que um aumento de 100% na resistência da argamassa conduz a um aumento pouco expressivo na resistência da parede à compressão, da ordem de apenas 10%.

A Figura 2.3 ilustra a influência da argamassa na resistência da alvenaria de acordo com as prescrições da Norma Britânica BS 5628-1:2005. As curvas presentes no gráfico permitem obter a resistência característica à compressão da alvenaria ( $f_{par}$ ) para cada um dos quatro tipos de argamassa (M2 a M12) apresentados na Tabela 2.3, considerando-se blocos vazados de concreto com resistência à compressão  $f_b$  (na área bruta), área dos furos entre 25 e 60% da área bruta da seção e relação altura/largura entre 2,0 e 4,5.

**Figura 2.3** – Influência da resistência da argamassa na resistência à compressão da alvenaria segundo a BS 5628-1:2005.



Fonte: próprio autor

Pelo gráfico, observa-se que a influência da argamassa aumenta proporcionalmente à resistência do bloco ( $f_b$ ), conforme também destacado em Camacho (1986), o que justifica os valores recomendados na Tabela 2.2. Porém, percebe-se que o ganho de resistência da alvenaria não ocorre de forma linear em relação ao aumento da resistência da argamassa, sendo esse ganho pouco significativo para a faixa de resistência dos blocos ( $f_b$ ) normalmente utilizada atualmente. Considerando blocos de até 17,5 MPa, por exemplo, as diferenças de resistência da alvenaria para as argamassas das classes M4 e M6 resultam abaixo de 10%; entre as classes M6

e M12, a diferença máxima passa a ser de 13%, o que é relativamente pouco levando-se em consideração o aumento de resistência da argamassa.

Segundo Mohamad (2007), embora possa parecer que este fato indica pouca influência da argamassa no comportamento da alvenaria, é sabido que é a argamassa quem governa o modo de ruptura do conjunto. Além disso, cabe às juntas de argamassa a função de absorver a maior parte das deformações e conferir um mínimo de ductilidade à estrutura, visto que as unidades se caracterizam pela elevada rigidez e comportamento frágil.

### 2.1.1.3 Graute e armaduras

Por não fazer parte do escopo do presente trabalho, os conceitos sobre o graute e as armaduras não serão aprofundados. Apresentam-se, aqui, apenas suas características gerais e a finalidade de utilização desses componentes na alvenaria estrutural.

Segundo definição da ABNT NBR 16868-1:2020, graute é um *material cimentício fluido* utilizado para preenchimento de espaços vazios da alvenaria, com a finalidade de solidarizar armaduras à alvenaria ou aumentar sua capacidade resistente. Portanto, além de possuir características no estado fresco que permitam o completo preenchimento de espaços reduzidos sem que ocorra segregação de seus materiais constituintes, o graute não pode apresentar retração que provoque seu descolamento das paredes do bloco, de forma a garantir o monolitismo com o restante da alvenaria.

Dentro do cálculo estrutural, a utilização do conjunto graute-armadura é uma alternativa bastante útil para aumentar a capacidade resistente de paredes que estejam sob elevadas tensões de compressão, evitando-se, assim, a necessidade de aumentar a resistência dos blocos de todo um pavimento devido a problemas localizados. Além disso, é comumente utilizado para tornar a alvenaria capaz de suportar possíveis tensões de tração em situações em que há predominância das ações horizontais dentro da análise estrutural.

Além da função estrutural, em Tauil e Nese (2010) se destaca que os componentes em questão são também utilizados por razões construtivas, a fim de se evitar a ocorrência de patologias futuras, tais como trincas e fissuras provenientes da acomodação da estrutura, movimentação por efeitos térmicos, de vento e concentração de tensões. Assim, é comum a utilização do conjunto graute-armadura em encontros de paredes, vergas, contravergas, cintas de amarração (na última fiada e, eventualmente, em fiada intermediária a cada pavimento), em amarrações indiretas de juntas a prumo e no contorno de aberturas em geral nas paredes.

#### 2.1.1.4 Revestimentos

Em geral, paredes de alvenaria são projetadas considerando-se a aplicação de camadas de revestimento para dar melhor acabamento às suas superfícies e/ou melhorar características de desempenho, tais como conforto térmico, acústico, durabilidade etc. Tratando especificamente da alvenaria estrutural, embora não sejam considerados como parte da seção resistente da parede (exceto quando projetado como reforço estrutural), os revestimentos podem desempenhar um importante papel na segurança da estrutura contra incêndios.

Além dos requisitos gerais de desempenho associados aos sistemas de vedações verticais, a ABNT NBR 15575-1:2013 especifica que os revestimentos de paredes devem ser executados com materiais que dificultem a ocorrência de inflamação generalizada na edificação em situação de incêndio. Além disso, as camadas de revestimento constituem-se como uma barreira física entre o ambiente incendiado e a estrutura; assim, a depender dos materiais utilizados e de sua capacidade de aderência à alvenaria, os revestimentos tendem a minimizar os efeitos do fogo na redução da capacidade resistente da alvenaria estrutural.

Dentre as opções de revestimentos aplicados em paredes de alvenaria, destacam-se aqueles executados com gesso em pasta ou com argamassa à base de cimento, cal e areia devido à sua ampla difusão no Brasil. Segundo Ramalho e Corrêa (2003), por se utilizar blocos de qualidade controlada e pelo maior controle na execução da obra, a redução dos revestimentos é muito significativa na alvenaria estrutural em comparação com as tradicionais alvenarias de vedação. Os mesmos autores acrescentam que, usualmente, o revestimento interno é feito com uma *camada de gesso* aplicada diretamente sobre a superfície dos blocos. No caso dos revestimentos externos e em áreas molhadas, é mais comum a opção pela *camada de argamassa* devido à sua maior resistência a intempéries.

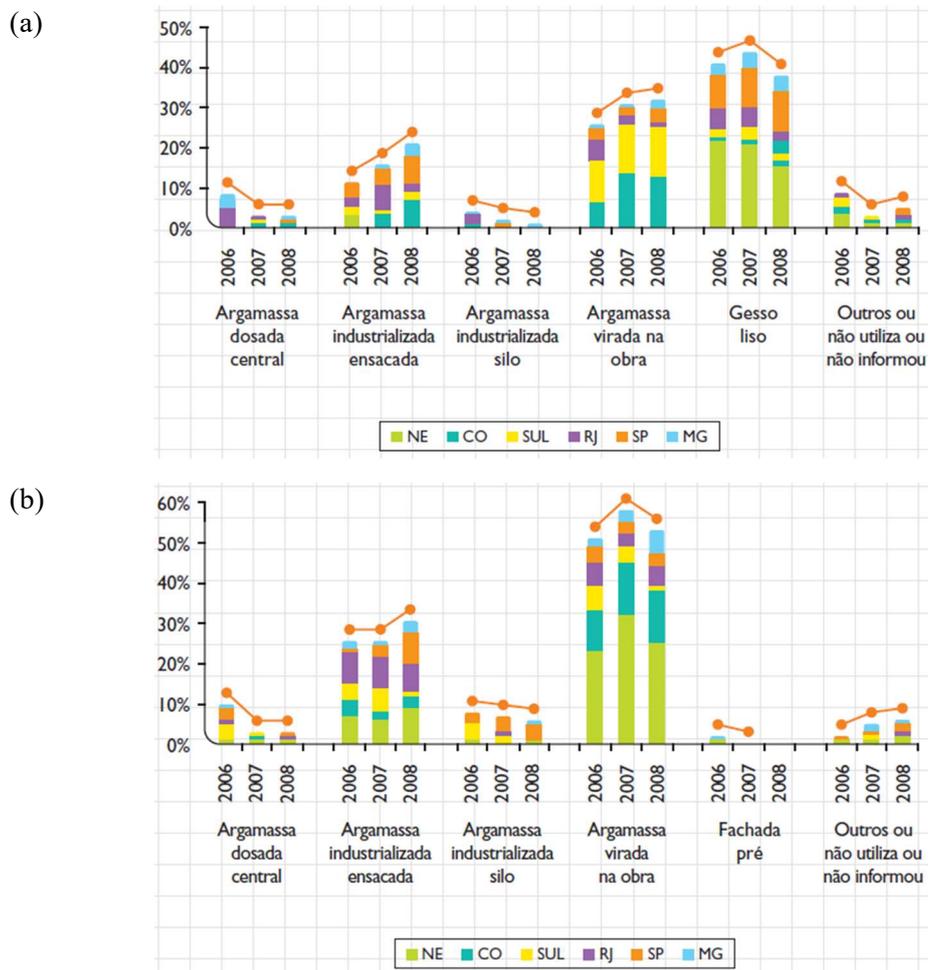
Essa informação é corroborada pela pesquisa publicada em Comunidade da Construção (2008), onde 186 construtoras de diferentes regiões do Brasil foram monitoradas por um período de três anos. Na média, a execução do revestimento interno com gesso ou argamassa produzida no canteiro representou um total de 41% e 30% das obras, respectivamente (Figura 2.4a). Para os revestimentos externos (Figura 2.4b), em mais da metade das obras (54%, na média) optou-se pela argamassa produzida no canteiro, sendo a argamassa industrializada ensacada também utilizada em boa parte das construções (28%, na média).

A seguir, são apresentadas características gerais dos dois tipos de revestimentos citados (em gesso ou argamassa).

- **Revestimento com argamassa:**

Conforme definição da ABNT NBR 13281:2005, argamassa é o resultado da mistura homogênea de agregados miúdos, aglomerantes inorgânicos e água, contendo ou não aditivos, com propriedades de aderência e endurecimento, podendo ser dosada em obra ou em instalação própria (argamassa industrializada). As argamassas utilizadas em obras são normalmente compostas de areia natural lavada e os aglomerantes são, em geral, o cimento Portland e a cal hidratada.

**Figura 2.4** – Tipos de revestimentos e aplicações nas obras: (a) revestimento interno e (b) externo.



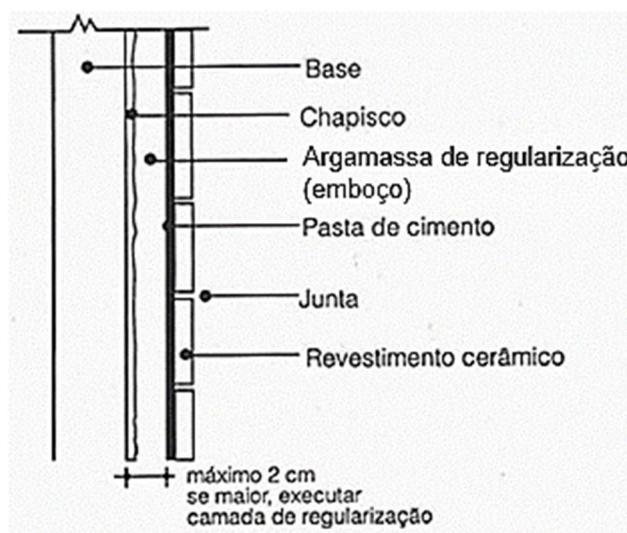
Fonte: Comunidade da Construção (2008)

Segundo Fiorito (2009), a estrutura de revestimento executado pelo método convencional consiste nas camadas apresentadas na Figura 2.5. Primeiramente, executa-se o chapisco sobre a alvenaria (base) e, em seguida, a camada de argamassa de emboço, sendo

opcionais as camadas finais para assentamento do revestimento cerâmico (conforme o projeto arquitetônico).

O chapisco é executado com argamassa de cimento e areia grossa, geralmente seguindo o traço em volume de 1:3. Seu acabamento é extremamente áspero e irregular, criando ancoragens mecânicas para aderência de camada seguinte (emboço). O emboço, também chamado de camada de regularização, é normalmente executado com argamassa de cimento, cal hidratada e areia média, sendo aplicada diretamente sobre o chapisco. Tem a finalidade de eliminar irregularidades na superfície da parede e, assim, torna-la adequada para receber as camadas finais de acabamento. Essa argamassa é comumente produzida seguindo o traço 1:2:9, em volume; no entanto, a depender da aplicação, podem ser utilizadas argamassas mais ricas em cimento, como, por exemplo, os traços 1:1,5:7,5 ou 1:0,5:5.

**Figura 2.5** – Camadas convencionais em revestimento de paredes com argamassa.



Fonte: adaptado de Fiorito (2009)

As argamassas destinadas ao revestimento de paredes e tetos são classificadas de acordo com as suas propriedades físicas e mecânicas, conforme as faixas de valores apresentadas na ABNT NBR 13281:2005 quanto à densidade nos estados fresco e endurecido, coeficiente de capilaridade, resistência de aderência e retenção de água. Além disso, a execução desse tipo de revestimento deve ser norteada de acordo com as prescrições da ABNT NBR 7200:1998.

- **Revestimento com gesso:**

Gesso é o termo genérico de uma família de aglomerantes simples, constituídos basicamente de sulfatos mais ou menos hidratados e anidros de cálcio. São industrialmente

obtidos pela desidratação por calcinação da gipsita natural, que é constituída de sulfato bi-hidratado de cálcio ( $\text{SO}_4\text{Ca}\cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) e certa proporção de impurezas (BAUER, 2014).

O gesso é disponibilizado comercialmente na forma de um pó branco de elevada finura, com densidade aparente variando entre 0,7 e 1,0. Ao ser misturado com água, o gesso sofre uma reação química de hidratação e reconstitui rapidamente o sulfato bi-hidratado original, gerando uma fina malha cristalizada e interpenetrada que resulta no endurecimento da massa. Tal fenômeno é conhecido como “pega do gesso”, cujo tempo varia em função da finura, do tempo e temperatura de calcinação, da quantidade de água de amassamento e da proporção dos seus constituintes na composição química do material.

Segundo Bauer (2014), a quantidade ótima da água de amassamento se aproxima da quantidade teórica de água necessária à hidratação: cerca de 18,6% (ou até 21%, segundo Gnanachelvam *et al.*, 2018). No estado endurecido, as pastas de gesso possuem excelentes propriedades para isolamento térmico, tendo condutividade térmica cerca de duas a três vezes menor do que a do concreto à temperatura ambiente, conforme valores de referência apresentados em Buchanan e Abu (2017).

No entanto, embora o material apresente boa resistência ao fogo, a elevação da temperatura em situações de incêndio conduz o material a uma perda da água quimicamente ligada (semelhante ao que ocorre no processo de calcinação), resultando em uma redução volumétrica significativa. Considerando que essa desidratação ocorre em temperaturas entre 100 e 300 °C, aproximadamente, percebe-se que revestimentos executados com gesso são bastante suscetíveis a apresentar patologias como trincas e fissuras em situação de incêndio, uma vez que ambientes de edificações incendiados podem facilmente ultrapassar esses níveis de temperatura, conforme apresentado adiante.

No Brasil, o gesso é especialmente utilizado em revestimentos de paredes e tetos, podendo ser aplicado na forma de pasta ou como argamassa, esta última obtida a partir da mistura com areia. Esse tipo de revestimento é geralmente aplicado em camada única diretamente sobre a base (no caso, a alvenaria), devendo ser executado conforme as prescrições da ABNT NBR 16618:2017. Devido à sua solubilidade na presença de água, a utilização do gesso como revestimento fica restrito a ambientes internos e em locais onde não haja contato direto com água (áreas molhadas).

### 2.1.2 ADERÊNCIA NA INTERFACE BLOCO-JUNTAS

Segundo Oliveira (2014), a aderência pode ser definida como a capacidade de transferir tensões de tração e de cisalhamento na interface entre dois materiais adjacentes sem que haja separação entre eles. No caso da alvenaria estrutural, os mecanismos de aderência presentes nas interfaces entre os blocos e as juntas de assentamento são importantes parâmetros no que se refere à *capacidade resistente das paredes*, tendo influência também nos modos de ruptura possíveis dos elementos de alvenaria.

Diversos fatores associados às características dos materiais e ao processo construtivo podem influenciar na aderência da argamassa na alvenaria, dentre os quais, destacam-se:

- A quantidade de água de amassamento, representada pelo fator água/cimento;
- O tipo de argamassa e seus materiais componentes;
- As condições ambientes durante o assentamento (temperatura e umidade) e as condições de cura;
- O teor de ar incorporado, no caso de utilização de aditivo;
- A capacidade de retenção de água da argamassa em comparação à absorção inicial dos blocos; e
- A rugosidade superficial do bloco nas interfaces com as juntas.

Esse assunto é tradicionalmente abordado na literatura separando-se a aderência em duas parcelas componentes: a **resistência de aderência à tração** e a **resistência de aderência ao cisalhamento**. Essas duas propriedades da interface bloco-junta são fundamentais para a resistência das paredes à flexão e a solicitações tangenciais, tendo grande influência no caso em que as ações horizontais são predominantes na análise estrutural. Além disso, a resistência ao cisalhamento da interface pode influenciar também na resistência da alvenaria à compressão, dado que, por efeito de Poisson, a diferença de rigidez entre a argamassa e o bloco tende a gerar tensões tangenciais nas interfaces.

Com a crescente aplicação de métodos numéricos em simulações computacionais de alvenaria estrutural em contexto de “*micromodelagem*”, torna-se fundamental o conhecimento das propriedades em questão para o desenvolvimento de modelos confiáveis. Assim, diversas pesquisas têm sido desenvolvidas com o intuito de se definir as propriedades da interface, conforme apresentado em Pasquantonio *et al.* (2020).

Em geral, a resistência de aderência à tração tem sido investigada experimentalmente por meio de dois tipos de ensaios: ensaio de resistência de aderência à tração direta e ensaio de resistência de aderência à tração na flexão. Conforme apontado em Oliveira (2014) e em

Pasquantonio *et al.* (2020), há grande dispersão nos resultados experimentais presentes na literatura, o que é motivado pelas diferenças nos materiais utilizados e nas técnicas construtivas aplicadas, bem como das dificuldades de execução dos ensaios e da natureza frágil da ruptura.

A ABNT NBR 16868-1:2020 apresenta a Tabela 2.4 para a definição da resistência característica à tração na flexão da alvenaria, sendo válida para assentamento com juntas verticais preenchidas. Nota-se que essa resistência é dada em função apenas da resistência da argamassa de assentamento, sendo independente da resistência das unidades devido à baixa resistência à tração da ligação bloco-junta em comparação com a do bloco.

**Tabela 2.4** – Valores característicos da resistência à tração na flexão da alvenaria ( $f_{tk}$ ) segundo a ABNT NBR 16868-1:2020.

Resistência média à compressão da argamassa	$f_{tk}$ (MPa)	
	Tração perpendicular à fiada	Tração paralela à fiada
Entre 1,5 e 3,4 MPa	0,10	0,20
Entre 3,5 e 7,0 MPa	0,20	0,40
Acima de 7,0 MPa	0,25	0,50

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

A resistência de aderência das juntas ao cisalhamento está diretamente relacionada à tensão de compressão atuante nas mesmas, sendo comumente tratada na literatura com base na lei de atrito de Coulomb, conforme Equação (2.10). Nessa formulação, a resistência ao cisalhamento ( $\tau_u$ ) é obtida em função de três parâmetros: a tensão de pré-compressão normal à junta ( $\sigma$ ); o ângulo de atrito ( $\varphi$ ) da interface bloco-junta; e a coesão ou resistência ao cisalhamento por aderência inicial ( $f_{v0}$ ), definida teoricamente na situação em que  $\sigma = 0$ .

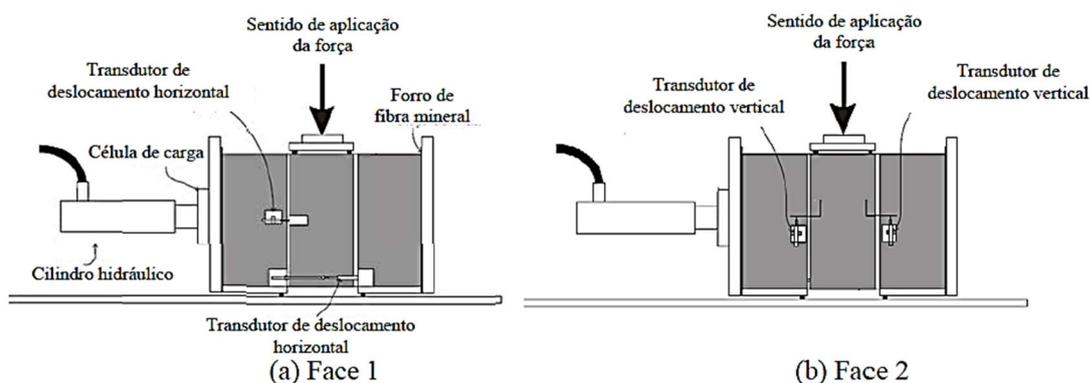
$$\tau_u = f_{v0} + \tan(\varphi) \cdot \sigma \quad (2.10)$$

Esses parâmetros podem ser obtidos por meio de diferentes tipos de ensaios experimentais, conforme detalhado em Oliveira (2014). De maneira geral, esses ensaios são realizados com duas ou mais unidades unidas pela argamassa de assentamento (como prismas, por exemplo) e consistem na utilização de dispositivos mecânicos capazes de aplicar, simultaneamente, tensões de cisalhamento e tensões normais de compressão na junta (por exemplo, Figura 2.6). O ensaio é realizado considerando diferentes níveis de pré-compressão

(definidos como um percentual da resistência da unidade), aplicando-se tensões de cisalhamento crescentes até que se atinja a ruptura.

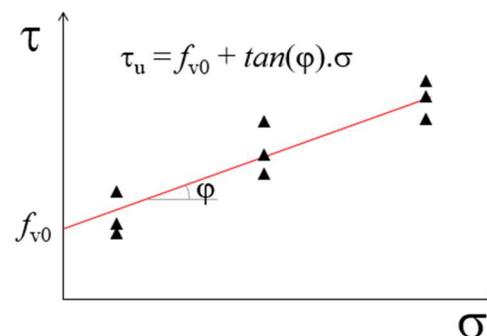
Os resultados finais são geralmente apresentados em um gráfico  $\tau_u \times \sigma$ , conforme ilustrado na Figura 2.7, a partir do qual se obtém a relação entre a resistência ao cisalhamento e a tensão normal por meio de regressão linear. A resistência ao cisalhamento por aderência inicial ( $f_{v0}$ ) é então definida pela interceptação da reta de regressão com o eixo das ordenadas e o ângulo de atrito ( $\varphi$ ) pode ser calculado a partir da inclinação dessa mesma reta.

**Figura 2.6** – Esquema geral de ensaio de cisalhamento conforme o BS EN 1052-3:2002.



Fonte: Oliveira (2014)

**Figura 2.7** – Representação gráfica dos resultados de ensaios de cisalhamento e obtenção dos parâmetros de interesse.



Fonte: próprio autor

As normas em geral apresentam essas formulações em função da faixa de resistência da argamassa de assentamento. Na Tabela 2.5, são apresentadas as equações fornecidas pela ABNT NBR 16868-1:2020, onde se nota que, enquanto a coesão aumenta com a resistência da argamassa, o coeficiente de atrito é considerado com valor constante. Quanto ao cisalhamento na interface vertical de paredes com juntas amarradas, essa mesma norma estabelece que a resistência característica pode ser tomada igual a 0,60 MPa.

**Tabela 2.5** – Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais ( $f_{vk}$ ) segundo a ABNT NBR 16868-1:2020.

Resistência média à compressão da argamassa	$f_{vk}$ (MPa)
Entre 1,5 e 3,4 MPa	$0,10 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,0$
Entre 3,5 e 7,0 MPa	$0,15 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,4$
Acima de 7,0 MPa	$0,35 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,7$

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020

De forma semelhante, a Norma Britânica BS 5628-1:2005 apresenta equações cujos parâmetros variam de acordo com as características da argamassa (Tabela 2.6), onde os tipos de argamassa e suas classes de resistência são definidos conforme apresentado na Tabela 2.3. O Eurocode 6 – EN 1996-1-1:2005 apresenta formulações similares, considerando o coeficiente de atrito  $\tan(\varphi)$  igual a 0,4 e valor máximo da resistência de aderência ao cisalhamento definido em função da resistência do bloco ( $f_{vk} \leq 0,065 \cdot f_b$ ).

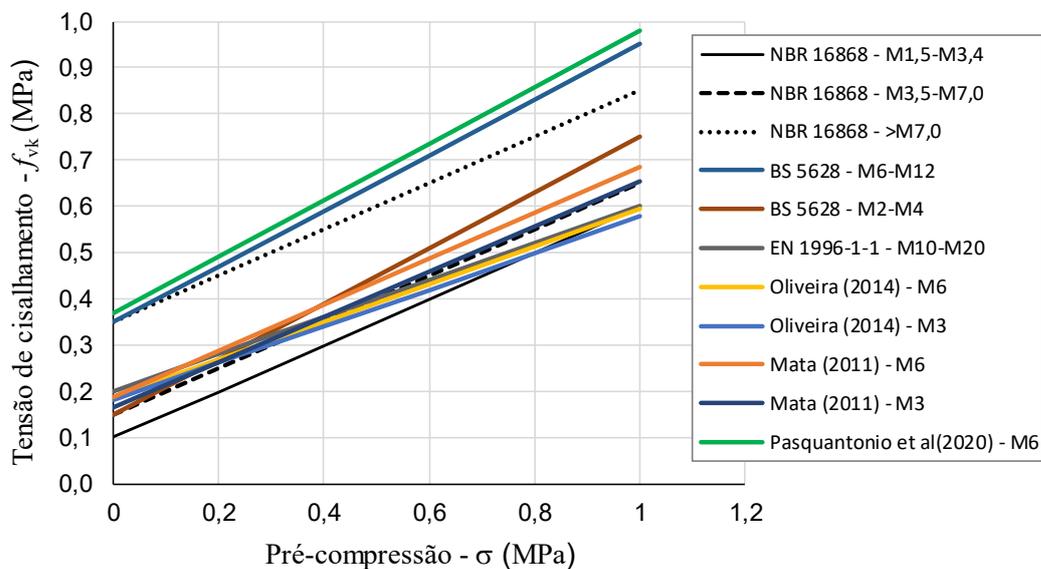
**Tabela 2.6** – Valores de resistência ao cisalhamento em juntas horizontais ( $f_{vk}$ ) recomendados pela BS 5628-1:2005.

Tipo de argamassa – Classe de resistência	Traço em volume (cim. : cal : areia)	$f_{vk}$ (MPa)
(i) – M12	1 : 0 a 0,25 : 3	$0,35 + 0,6 \cdot \sigma \leq 1,75$
(ii) – M6	1 : 0,5 : 4 a 4,5	$0,35 + 0,6 \cdot \sigma \leq 1,75$
(iii) – M4	1 : 1 : 5 a 6	$0,15 + 0,6 \cdot \sigma \leq 1,40$
(iv) – M2	1 : 2 : 8 a 9	$0,15 + 0,6 \cdot \sigma \leq 1,40$

Fonte: BS 5628-1:2005

Como é possível observar, os valores dos parâmetros envolvidos na Equação (2.10) podem apresentar variações oriundas de diversos fatores, tais como as técnicas de ensaio aplicadas e as diferenças nas características dos materiais componentes. Assim, encontra-se, na literatura, uma variedade de formulações propostas com vistas à obtenção da resistência de aderência ao cisalhamento, devendo-se atentar para a correta consideração da área bruta ou líquida dos blocos na aplicação dessas formulações. O gráfico da Figura 2.8 ilustra essa variação entre alguns trabalhos experimentais e formulações fornecidas em normas.

**Figura 2.8** – Resistência ao cisalhamento de juntas horizontais: comparação entre resultados presentes na literatura.



Fonte: próprio autor

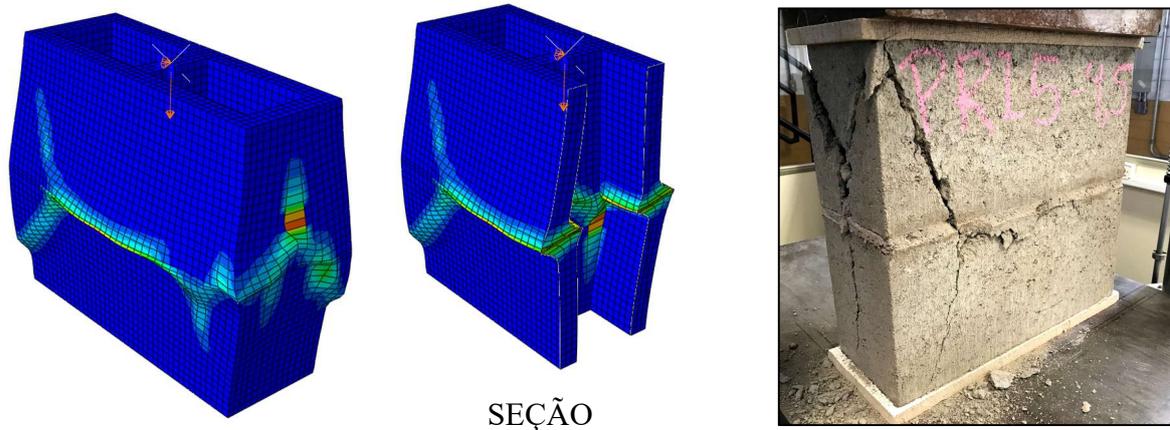
### 2.1.3 ALVENARIA ESTRUTURAL SOB COMPRESSÃO

Mediante a atuação das ações verticais e horizontais em um edifício de alvenaria estrutural, suas paredes resultam submetidas a variadas combinações de esforços solicitantes, cujos valores variam em função de diversos fatores, como a intensidade das ações, a geometria e as condições de contorno das paredes. Neste item, são apresentadas informações presentes na literatura quanto ao comportamento da alvenaria estrutural quando submetida à compressão uniaxial, que é o foco do presente trabalho.

#### 2.1.3.1 Comportamento estrutural e modos de ruptura

Como já mencionado, o comportamento da alvenaria sob ações mecânicas é bastante complexo, envolvendo um estado multiaxial de tensões difícil de ser previsto em modelos matemáticos. Sendo assim, a análise das tensões e deformações em modelos simplificados, tais como prismas, se mostra bastante útil para o entendimento de como a interação entre blocos, juntas e demais componentes influenciam na forma de ruptura da alvenaria. Como exemplo, a Figura 2.9 apresenta resultados obtidos por meio de análise numérica (deformações plásticas máximas principais, em escala ampliada) e em ensaio experimental com prisma de dois blocos.

**Figura 2.9** – Análise do comportamento estrutural de prismas por meio de modelo numérico e de ensaio experimental.



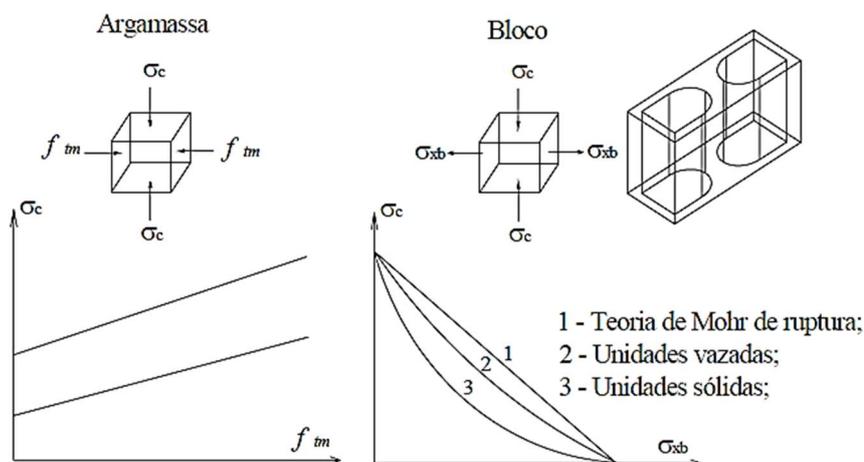
Fonte: próprio autor

Observa-se que, em resposta à força de compressão aplicada verticalmente, o prisma apresenta deformações axiais e transversais, conforme previsto teoricamente pela Resistência dos Materiais. Pelo fato de possuir menor rigidez em comparação aos blocos, a junta de argamassa tende a absorver a maior parte das deformações, o que resulta numa tendência de deslizamento na interface entre as unidades e a junta. Como consequência, surgem tensões tangenciais na interface entre os dois materiais, gerando confinamento da argamassa e tensões de tração nos blocos. Esse comportamento é também observado em Hamid e Drysdale (1979), onde se sugere que o mecanismo de ruptura na alvenaria acontece em resposta ao surgimento de um estado de tensão biaxial de tração e compressão nos blocos, por consequência da baixa rigidez da argamassa de assentamento.

Assim, quanto maior a diferença entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco, maiores são as tensões laterais de tração e compressão geradas nos materiais, conforme pontuado em Mohamad (2007). Além disso, a partir do trabalho apresentado em Atkinson *et al.* (1985), verifica-se que as tensões de tração que surgem nos blocos são inversamente proporcionais à sua altura, ou seja, quanto maior é a altura das unidades, menores são as tensões de tração induzidas nas mesmas.

Diversas pesquisas têm sido desenvolvidas para melhor entendimento dos modos de ruptura da alvenaria por meio da definição de envoltórias de tensões para os seus componentes. Estudos apresentados em Atkinson *et al.* (1985) sugerem que, considerando os efeitos do confinamento proporcionado pelos blocos, a envoltória de ruptura da argamassa é linear. No caso das unidades, o estado tensões de compressão e de tração biaxial resulta em envoltórias semelhantes à teoria de ruptura de Mohr, conforme ilustrado na Figura 2.10.

**Figura 2.10** – Envoltórias de ruptura da argamassa sob confinamento e de unidades sob estado biaxial de tensões de compressão e tração.



Fonte: Afshari e Kaldjan (1989) *apud* Mohamad (2007)

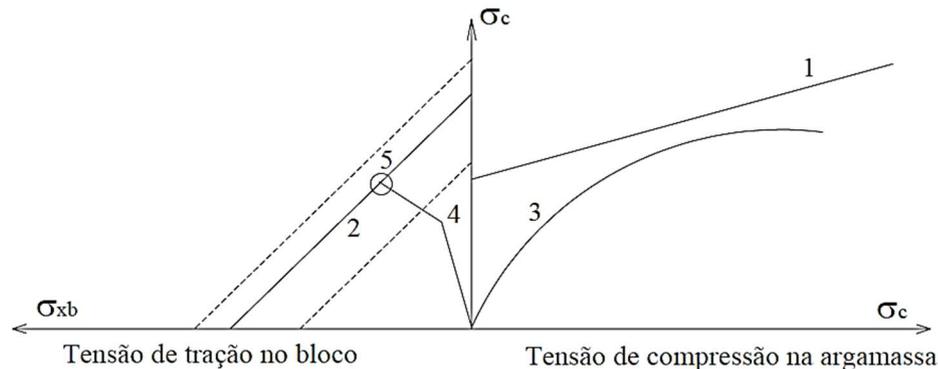
Afshari e Kaldjan (1989) acrescentam que a envoltória de unidades sólidas conduz a rupturas em níveis de tensões menores do que as unidades vazadas (considerando valores de tensão na área líquida), conforme se observa na comparação entre as curvas 2 e 3 da Figura 2.10. Os autores explicam tal comportamento por meio da comparação entre unidades sólidas e unidades vazadas preenchidas com o mesmo material, onde, por influência da compressão axial, o material de preenchimento se expande lateralmente e causa tensões de tração adicionais na parte externa da unidade.

Por meio do gráfico apresentado na Figura 2.11, Afshari e Kaldjan (1989) explicam o comportamento geral de prismas submetidos à compressão uniforme ( $\sigma_c$  – eixo das ordenadas). Mediante o acréscimo do carregamento no prisma, as tensões de compressão na junta de argamassa aumentam, conforme representado pela curva 3; considerando a envoltória de ruptura da argamassa (curva 1), nota-se que, neste caso hipotético, a ruptura do prisma não ocorre por esmagamento da junta. Sendo a curva 2 a envoltória de ruptura do bloco e a curva 4 a representação da evolução das tensões biaxiais (de compressão e tração) resultantes do aumento do carregamento, define-se, então, o ponto 5 como o limite de resistência do prisma, neste caso governado pela ruptura do bloco.

No entanto, os modos de ruptura podem variar em função das características dos componentes e dos níveis de tensões atuantes, conforme verificado em Cheema e Klingner (1986), onde são apresentadas as seguintes possibilidades: ruptura por tração do bloco, quando as tensões transversais de tração atingem o limite de resistência à tração do concreto; ruptura por esmagamento do bloco, quando as tensões superam a resistência à compressão do bloco; e

esmagamento da junta, situação em que a resistência à compressão da argamassa confinada é ultrapassada. Adicionalmente, Mohamad (2007) ressalta esses modos de ruptura não necessariamente ocorrem de forma isolada, sendo que a causa provável de ruptura é a associação de dois ou mais modos simultaneamente.

**Figura 2.11** – Comportamento geral de prismas e seus componentes sob compressão.



Fonte: Afshari e Kaldjan (1989) *apud* Mohamad (2007)

Por óbvio, extrapolar esse padrão de comportamento para paredes de alvenaria requer cuidados, uma vez que parâmetros como a esbelteza, as imperfeições geométricas e a interação com outras paredes tendem a influenciar significativamente no comportamento estrutural da alvenaria como um todo.

### 2.1.3.2 Propriedades da alvenaria

Em geral, ensaios experimentais com paredes de alvenaria em escala natural resultam caros, e sua execução demanda a utilização de equipamentos nem sempre disponíveis nos laboratórios. Neste sentido, diversos trabalhos presentes na literatura buscam estabelecer correlações entre a capacidade resistente de paredes e a resistência de elementos representativos da alvenaria, tais como prismas e pequenas paredes. Além disso, visando simplificar o processo de cálculo, as normalizações geralmente utilizam as propriedades individuais do bloco e da argamassa de assentamento como parâmetros de entrada para a definição da capacidade resistente da alvenaria, conforme exemplificado no item 2.1.1.2 (ver Figura 2.3).

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a relação entre a resistência da parede ou do prisma e a resistência do bloco costuma variar bastante, sendo inversamente proporcional à resistência do bloco. Considerando os tipos de argamassa e de blocos de concreto normalmente utilizados no Brasil, os mesmos autores apresentam as faixas de valores constantes na Tabela 2.7 como referência para essas correlações.

**Tabela 2.7** – Resistência da alvenaria em relação à dos blocos vazados de concreto.

Relação	Valor Mínimo	Valor Máximo
$f_{\text{par}} / f_b$	0,4	0,6
$f_p / f_b$	0,5	0,9

$f_{\text{par}}$  – resistência à compressão da parede;  
 $f_p$  – resistência à compressão do prisma;  
 $f_b$  – resistência à compressão do bloco.

Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

Em Izquierdo (2015), são apresentados os resultados de um programa experimental realizado com blocos, prismas de dois ou três blocos e pequenas paredes. Os ensaios de compressão foram realizados considerando blocos vazados de concreto (140 x 190 x 390 mm) com resistência média à compressão na área líquida igual a 18,65 MPa e argamassa de cimento, cal e areia com traço em volume igual a 1:0,5:4,5. Os elementos ensaiados resultaram com as seguintes correlações de resistência em comparação aos blocos: 0,53 para prismas de dois blocos; 0,59 para prismas de três blocos; e 0,46 para pequenas paredes. Tais resultados se enquadram nas faixas de valores sugeridas em Ramalho e Corrêa (2003), conforme Tabela 2.7.

No caso de alvenaria de blocos de 190 mm de altura e junta de argamassa de 10 mm, a ABNT NBR 16868-1:2020 estima a resistência à compressão da alvenaria a partir da resistência à do prisma ou da pequena parede conforme as Equações (2.11) e (2.12).

$$f_k = 0,7 \cdot f_{pk} \quad (2.11)$$

$$f_k = 0,85 \cdot f_{ppk} \quad (2.12)$$

Com relação às equações (2.11) e (2.12), valem:

$f_k$  – é a resistência característica à compressão da alvenaria;

$f_{pk}$  – é a resistência característica à compressão do prisma;

$f_{ppk}$  – é a resistência característica à compressão da pequena parede.

Na ausência de resultados experimentais, o Eurocode 6 – EN 1996-1-1:2005 apresenta a Equação (2.13) para a estimativa da resistência à compressão da alvenaria com base na resistência da unidade e da argamassa de assentamento.

$$f_k = K \cdot (f_b)^{0,7} \cdot (f_m)^{0,3} \quad (2.13)$$

Com relação à equação (2.13), valem:

$f_k$  – é a resistência característica à compressão da alvenaria;

$K$  – é uma constante adimensional tabelada que varia de acordo com o tipo de alvenaria (igual a 0,45 ou 0,40 para blocos vazados de concreto dos Grupos 2 e 3, respectivamente);

$f_b$  – é a resistência à compressão do bloco;

$f_m$  – é a resistência à compressão da argamassa.

A rigor, o módulo de elasticidade e demais parâmetros referentes à deformabilidade da alvenaria devem ser obtidos por meio de ensaios experimentais normalizados, onde a curva tensão-deformação é definida. Visando facilitar a obtenção do módulo de elasticidade, diversas pesquisas têm sido desenvolvidas com o objetivo de correlacionar esse parâmetro à resistência da alvenaria por meio de uma simples equação:  $E_m = k \times f_m$ . Por sua simplicidade, tal relação foi inserida em diversas normas destinadas ao projeto de alvenaria estrutural pelo mundo, incluindo a brasileira.

No entanto, em função da grande dispersão de resultados experimentais, ainda não há consenso no meio científico quanto ao valor do parâmetro  $k$ , visto que o mesmo varia em função das características da alvenaria e de seus componentes. Como exemplo, destacam-se as formulações propostas em Colville *et al.* (1993) e pelo Eurocode 6 – EN 1996-1-1:2005, conforme Equações (2.14) e (2.15), respectivamente.

$$E_{alv} = 666 \cdot f_{alv} \quad (2.14)$$

$$E_{alv} = 1000 \cdot f_{alv,k} \quad (2.15)$$

Com relação às equações (2.14) e (2.15), valem:

$E_{alv}$  – é o módulo de elasticidade da alvenaria segundo Colville *et al.* (1993) e EN 1996-1-1:2005;

$f_{alv}$  – é a resistência da alvenaria à compressão.

Pesquisas recentes mostram que fatores como o grauteamento e a utilização de unidades de alta resistência têm importante influência na relação entre o módulo de elasticidade e a

resistência da alvenaria, conforme observado em Fortes (2017). Considerando isso, a ABNT NBR 16868-1:2020 define o módulo de deformação da alvenaria de blocos de concreto ( $E_{alv}$ ) em função da resistência característica do prisma ( $f_{pk}$ ), conforme a Equação (2.16), onde se nota que o ganho de rigidez do conjunto é menor quando se considera blocos de maior resistência ( $f_{bk}$ ).

$$E_{alv} = \begin{cases} 800 \cdot f_{pk} \rightarrow f_{bk} \leq 20MPa \\ 750 \cdot f_{pk} \rightarrow f_{bk} = 22 \text{ a } 24MPa \\ 700 \cdot f_{pk} \rightarrow f_{bk} \geq 26MPa \end{cases} \quad (2.16)$$

### 2.1.3.3 Fatores que afetam a resistência da alvenaria

De acordo com Ramalho e Corrêa (2003), dentre os fatores que exercem influência na resistência à compressão dos painéis de parede, a resistência dos blocos tem caráter predominante. De forma geral, quanto mais resistente for o bloco, mais resistente será a alvenaria. Tal afirmação pode ser observada, por exemplo, no gráfico da Figura 2.3 apresentado anteriormente, que mostra o aumento da capacidade resistente da alvenaria em função da resistência do bloco. No entanto, nota-se que, percentualmente, esse aumento não é o mesmo em comparação ao bloco, ou seja, aumentar a resistência da unidade resulta em um ganho percentualmente menor na resistência da alvenaria.

Conforme comentado anteriormente, essa diferença ocorre devido à influência da argamassa de assentamento, além de efeitos relacionados à esbeltez e a imperfeições geométricas resultantes do processo executivo. Para blocos com resistências mais baixas, a influência da argamassa na resistência final da alvenaria é menor, conforme também pontuado em Camacho (2006). Porém, à medida em que se aumenta a resistência das unidades, a variação do traço da argamassa passa a exercer maior influência na resistência final do conjunto.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a resistência das argamassas na alvenaria passa a ser relevante quando atinge valores menores que 30 a 40% da resistência da unidade, onde assume maior influência na redução da capacidade resistente da estrutura. Os mesmos autores acrescentam que, para argamassas com resistências em torno de 50% da resistência dos blocos, dificilmente ocorre queda significativa na resistência da parede.

Outro fator importante a ser considerado em relação à argamassa é a espessura das juntas de assentamento. Resultados experimentais presentes na literatura mostram que a resistência da alvenaria decresce com o aumento da espessura da junta horizontal. A partir de ensaios realizados com prismas, Francis *et al.* (1970) verificaram uma importante redução na resistência

em função do aumento da junta, sendo ainda mais significativa para o caso de unidades perfuradas (Tabela 2.8). Os resultados apresentados em Hamid e Drysdale (1979) com prismas de blocos vazados não grauteados seguiram tendência semelhante, com redução de 19% na resistência com o aumento da junta de 10 para 19mm. Outros trabalhos mostram variações quanto às diferenças percentuais na resistência da alvenaria em função da espessura de suas juntas horizontais, conforme apresentado em Mohamad (2007), porém é consenso que essas duas grandezas guardam relação inversamente proporcional entre si.

**Tabela 2.8** – Influência da espessura da junta horizontal na resistência da alvenaria.

<b>Prismas com tijolos maciços</b>				
Espessura (mm)	0	10	15	25
$f_{alv}$ (MPa)	28,9	20,6	19,0	14,9
<b>Prismas com tijolos perfurados</b>				
Espessura (mm)	0	10	15	25
$f_{alv}$ (MPa)	36,5	18,5	15,6	8,4

Fonte: Francis *et al.* (1970) *apud* Mohamad (2007)

A explicação para esse fenômeno está na redução das tensões de confinamento da argamassa com o aumento da espessura da junta. É graças a esse confinamento que a argamassa se torna pouco suscetível à ruptura na alvenaria, mesmo que a sua resistência à compressão, medida em corpos-de-prova cilíndricos, seja relativamente baixa em comparação à dos blocos.

A ABNT NBR 16868-2:2020 exige que, a menos que seja especificado valor diferente no projeto, as juntas de assentamento horizontais e verticais devem ser executadas com espessura igual a 10mm (com tolerância de  $\pm 3$ mm), de forma a limitar os efeitos da espessura das juntas na resistência e também na modulação das paredes.

Além desses fatores tecnicamente controláveis em fase de projeto, há ainda questões relativas ao processo construtivo que também pode influenciar na resistência da alvenaria. Segundo Camacho (2006), os principais fatores a serem controlados durante a execução da alvenaria são: o traço da argamassa de assentamento; a espessura e a uniformidade das juntas, de forma a evitar falhas e reentrâncias; o alinhamento e o prumo das paredes, para evitar efeitos de segunda ordem exagerados; e cuidados após o assentamento, buscando evitar situações que possam perturbar a aderência entre as unidades e a argamassa.

De acordo com a última referência, se não forem bem controlados, os fatores mencionados podem gerar impactos significativos na resistência final da parede, da ordem de

até 25%. Ressalta-se, nesse contexto, a importância da ABNT NBR 16868-2:2020, que trata dos aspectos relativos à execução e controle de obras de alvenaria estrutural.

## 2.2 SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS AO INCÊNDIO

O estudo de segurança das estruturas em situação de incêndio é uma área relativamente nova quando comparada a outros campos de estudos da Engenharia de Estruturas, principalmente se levado em consideração que a maior parte das pesquisas na área se iniciaram há cerca de, apenas, cinquenta anos. Embora haja estudos datados da primeira metade do século passado, é consenso no meio técnico e acadêmico que a quantidade de pesquisas até aqui desenvolvidas ainda está longe do ideal para que se tenha adequado conhecimento sobre o comportamento dos materiais e das estruturas quando submetidos ao fogo.

Tal desconhecimento vai de encontro ao nível de importância associado a esse assunto, uma vez que a ocorrência de incêndios em edificações tende a gerar efeitos catastróficos, incluindo prejuízos financeiros, danos ao ambiente e, principalmente, perda de vidas. Nesse contexto, assim como ocorrido na área de segurança das estruturas aos sismos, boa parte das pesquisas foram motivadas após a ocorrência de tragédias envolvendo incêndios. Dentre tantos exemplos, destacam-se os casos da *Grenfell Tower* e as torres do *World Trade Center*, as quais entraram em colapso prematuramente devido à ação do fogo (Figura 2.12).

**Figura 2.12** – Incêndios na *Grenfell Tower* (Londres) e no *World Trade Center* (EUA).



Fonte: Natalie Oxford (2017) e Chao Soi Cheong (2001)

No Brasil, os casos de maior repercussão foram os incêndios nos edifícios Andraus e Joelma (Figura 2.13), ocorridos na década de 1970, ambos na cidade de São Paulo, e que

resultaram em 203 mortes e mais de 300 feridos (Fonte: Acervo do Jornal Estadão). Mais recentemente, em 2018, outros dois casos tiveram destaque na mídia e geraram forte apelo popular para a tomada de medidas que garantam maior segurança das edificações a incêndios. Trata-se dos incêndios ocorridos no edifício Wilton Paes de Almeida (um prédio de 24 pavimentos localizado em São Paulo) e no Museu Nacional do Rio de Janeiro (Figura 2.14), os quais chamaram a atenção pela proporção atingida e pelas perdas de vidas e de acervo histórico no museu.

**Figura 2.13** – Incêndios ocorridos nos edifícios Andraus e Joelma, em São Paulo.



Fonte: INCÊNDIO... [19--] e Eivind Molberg/Folhapress (1974)

**Figura 2.14** – Incêndios ocorridos em 2018: edifício Wilton Paes de Almeida e Museu no Rio de Janeiro.



Fonte: Corpo de Bombeiros (2018) e Reuters/Ricardo Moraes (2018)

Historicamente, as regulamentações nacionais e estrangeiras destinadas à avaliação das edificações em situação de incêndio foram sendo desenvolvidas com base em métodos

prescritivos, ou seja, apresentam requisitos específicos que devem ser seguidos sem muitas alternativas de escolha por parte dos projetistas. No entanto, conforme comentado em Ono (2007), a elaboração de códigos e recomendações baseados em desempenho (“*performance-based codes*”) vem sendo discutida mundialmente por especialistas na área, de forma a se possibilitar maior liberdade para a adoção de soluções alternativas aos problemas relacionados à segurança ao incêndio, permitindo a aplicação de novas tecnologias e levando-se em consideração as características da edificação.

Os métodos tradicionais para a verificação da resistência das estruturas ao fogo partem do dimensionamento de seus elementos à temperatura ambiente, aos quais são acrescentados revestimentos adequados para garantir isolamento térmico (no caso das estruturas metálicas) ou quantidades extras do próprio material (camadas de sacrifício, no caso de estruturas de concreto armado ou de madeira). A ideia central dessa abordagem é limitar as temperaturas no interior dos componentes estruturais, de modo que haja sempre uma seção residual suficientemente íntegra para resistir aos carregamentos em situação de incêndio (BUCHANAN e ABU, 2017).

Sendo assim, para a elaboração de metodologias para dimensionamento das estruturas em situação de incêndio é necessário que se tenha conhecimento sobre todas as informações relacionadas ao aquecimento dos elementos estruturais em questão e à consequente redução de suas propriedades mecânicas.

Os estudos relacionados a esse assunto podem ser divididos em cinco grandes áreas, as quais se baseiam na sequência natural dos acontecimentos em uma situação de incêndio. São elas: (1) estudo do incêndio em si, em suas diferentes formas de ocorrência; (2) os mecanismos de transferência de calor para os elementos estruturais; (3) as alterações sofridas pelos materiais mediante elevação de temperatura; (4) o comportamento das estruturas em situação de incêndio; e, por fim, (5) o desenvolvimento de soluções para dimensionamento e proteção das estruturas ao fogo (Figura 2.15). Os itens a seguir abordam, de forma resumida, cada um desses temas.

**Figura 2.15** – Problemas a serem resolvidos no estudo da estruturas em situação de incêndio.



Fonte: próprio autor

### 2.2.1 MODELOS DE INCÊNDIO

Um dos aspectos mais importantes para o dimensionamento de estruturas submetidas a temperaturas elevadas é o prévio conhecimento dos fenômenos envolvidos em uma situação de incêndio. Nesse sentido, a criação e propagação das chamas estão condicionadas à existência simultânea de três fatores básicos: a fonte de calor, o material combustível (papel, madeira, tecido etc.) e o comburente (que é o oxigênio). O incêndio tem início, então, quando a mistura combustível/oxigênio está suficientemente aquecida para que haja a combustão.

A elevação da temperatura em um compartimento em situação de incêndio é usualmente representada pelas chamadas *curvas temperatura-tempo*. Na Figura 2.16 é apresentada a curva temperatura-tempo típica de um modelo de incêndio real, na qual são identificadas três fases distintas que se sucedem: a ignição, o aquecimento e o resfriamento. Uma breve descrição dessas fases é apresentada a seguir.

**Figura 2.16** – Curva temperatura-tempo típica de um incêndio real.



Fonte: Silva (2017)

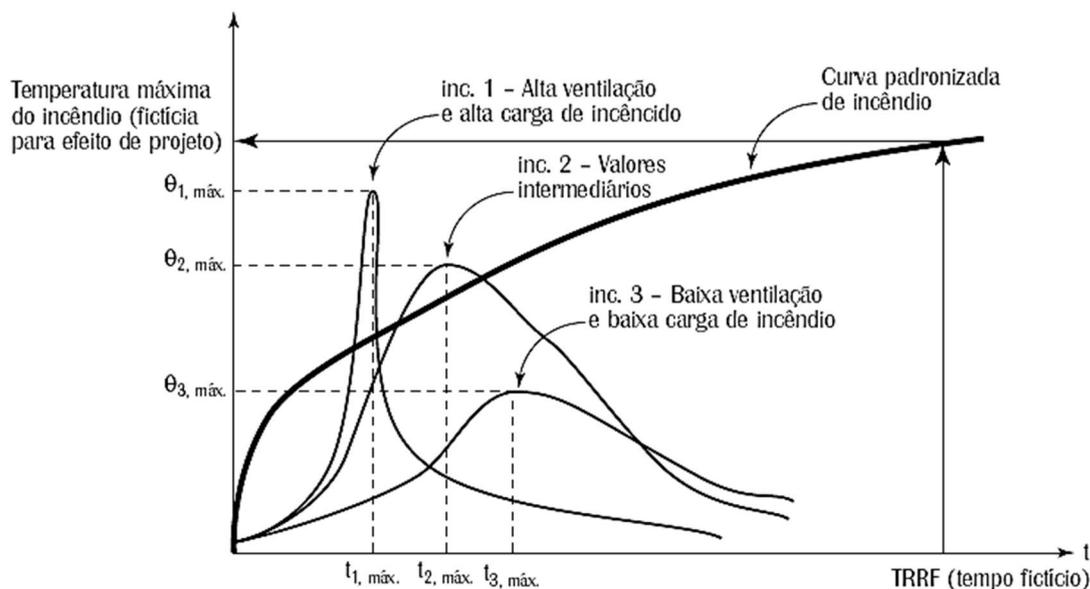
- **Ignição:** fase durante a qual as temperaturas permanecem baixas, não tendo nenhuma influência no comportamento estrutural das edificações. Embora não seja incluída nas curvas temperatura-tempo das normas de dimensionamento, essa fase é a mais crítica no que se refere à vida humana devido à alta produção de gases tóxicos.
- **Aquecimento:** esta fase, iniciada pela “inflamação generalizada” ou “*flashover*”, é caracterizada pelo rápido aumento da temperatura e ocorre quando todo o material combustível presente no ambiente entra em combustão. A duração desta fase está diretamente relacionada com a disponibilidade de combustível no ambiente e à sua taxa de queima.

- **Resfriamento:** nesta fase, ocorre a diminuição progressiva da temperatura dos gases pela falta de carga combustível ou oxigênio, ou ainda pela intervenção humana para o controle das chamas.

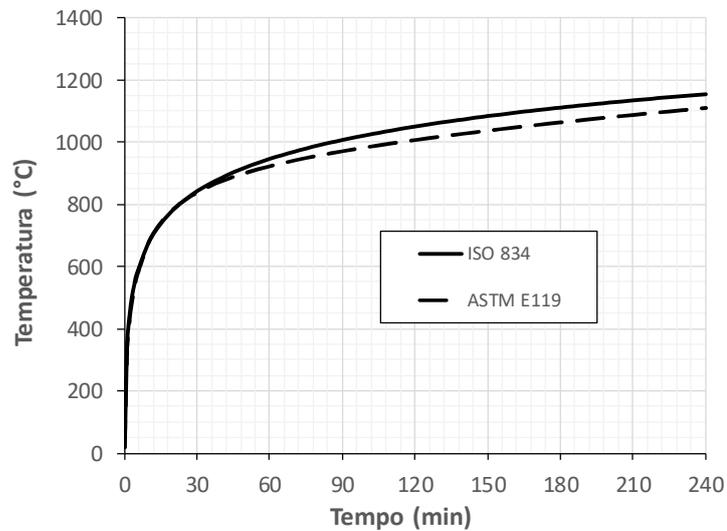
No entanto, a curva representativa de um incêndio real é de difícil determinação, uma vez que os parâmetros que definem cada uma de suas fases apresentam grande variabilidade. Mesmo intuitivamente, é fácil perceber que parâmetros como os tempos de ignição, de aquecimento e de resfriamento, além da temperatura máxima atingida, dependem de uma série de fatores que apresentam diferenças de uma edificação para outra. Em outras palavras, a *curva temperatura-tempo* pode assumir diferentes formas em função da compartimentação dos ambientes, da quantidade e tipos de materiais combustível, da disposição das aberturas, do grau de ventilação etc., conforme ilustrado na Figura 2.17.

Para solucionar esse problema, foram criadas curvas simplificadas para padronizar a análise das estruturas em situação de incêndio em todo o mundo, as quais são denominadas *Curvas de Incêndio-Padrão* (ver Figura 2.17 e Figura 2.18). Nessas curvas, a fase de ignição é desconsiderada, por se entender que as temperaturas atingidas nessa fase não afetam a capacidade resistente da estrutura. Além disso, as curvas de incêndio padrão apresentam apenas a fase ascendente (apenas aquecimento), uma vez que a fase de resfriamento apresenta grande variabilidade e é difícil de ser reproduzida em laboratório.

**Figura 2.17** – Variações da curva temperatura-tempo em incêndios.



Fonte: Silva (2017)

**Figura 2.18** – Curvas de Incêndio-Padrão.

Fonte: próprio autor

A maioria dos códigos normativos no mundo destinados ao dimensionamento de estruturas em situação de incêndio se baseiam nas *Curvas de Incêndio-Padrão* propostas nas normas ISO 834-1:1999 e ASTM E119:2018, que apresentam grandes semelhanças entre si, conforme mostrado na Figura 2.18. É com base nessas curvas, portanto, que a maioria das pesquisas sobre elementos estruturais em situação de incêndio são realizadas, tanto em contexto experimental como em modelagem numérica.

### 2.2.2 TRANSFERÊNCIA DE CALOR

A elevação da temperatura interfere diretamente no comportamento e no desempenho das estruturas. Sendo assim, é essencial que se tenha domínio de como ocorre a transferência de calor do ambiente incendiado para os diferentes tipos de elementos estruturais da edificação. A transferência de calor se dá basicamente por meio de três mecanismos: por *condução*, *convecção* e *radiação*, os quais podem ocorrer separada ou simultaneamente, a depender das circunstâncias.

A *condução* é um mecanismo de transferência de calor característico dos materiais sólidos. É por meio desse que o calor se propaga internamente nos elementos estruturais maciços ou, ainda, entre elementos que estejam em contato direto entre si. Assim, além da diferença de temperaturas entre dois pontos, a condição básica para haja transferência por condução é a existência de um meio físico entre eles, sendo diretamente influenciada pelas

propriedades físicas e térmicas do material (densidade, calor específico e condutividade térmica). Portanto, a taxa de aquecimento devido à condução varia de um material para outro.

Já na **convecção**, a transferência de calor ocorre devido a diferenças de temperatura em um fluido, seja ele líquido ou gasoso. Como a densidade de um fluido varia em função da sua temperatura, em um ambiente em chamas, por exemplo, os gases mais aquecidos se tornam menos densos e tendem a ocupar a parte superior, enquanto que os gases mais frios (ou menos aquecidos), por terem maior densidade, tendem a se movimentar para a parte inferior do ambiente. Esse movimento contínuo cria um fluxo convectivo que acelera o aquecimento do ambiente e dos elementos estruturais presentes no mesmo.

Ao contrário dos mecanismos anteriores, a **radiação** não depende de um meio físico para que ocorra, uma vez que a transferência de calor por esse mecanismo se dá por meio da propagação de ondas eletromagnéticas. Um clássico exemplo que comprova tal afirmação é a própria luz do sol, que se propaga no vácuo e irradia calor para o nosso planeta. Cabe ressaltar que a transferência de calor por radiação também pode ocorrer através de materiais líquidos ou sólidos transparentes, tais como o vidro e a água.

### 2.2.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS EM TEMPERATURAS ELEVADAS

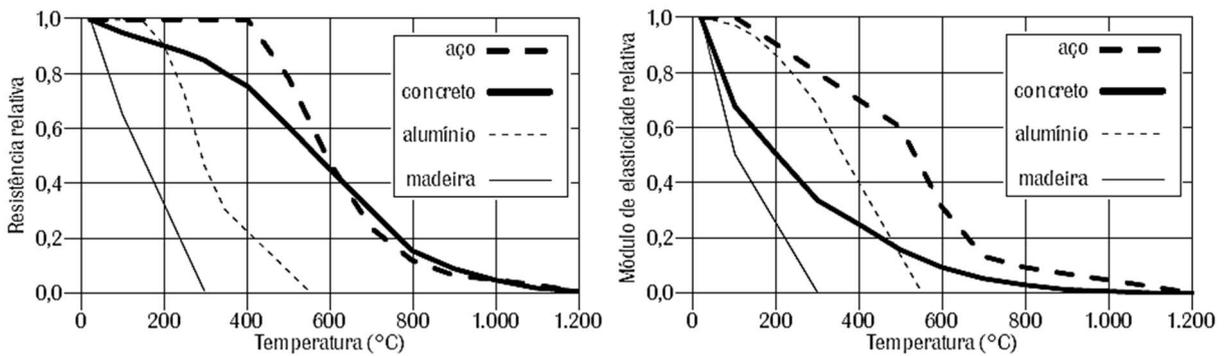
Conhecidos os níveis de temperatura ao longo da seção transversal dos elementos estruturais expostos a um determinado incêndio, a próxima etapa de verificação da estrutura consiste em determinar quais são os efeitos desse aquecimento nas propriedades dos materiais e, conseqüentemente, na capacidade resistente dos elementos. As principais propriedades de interesse no estudo das estruturas em situação de incêndio são as *propriedades térmicas* e as *mecânicas*, que variam em função da temperatura.

Nesse contexto, todos os materiais comumente empregados nas estruturas tendem a sofrer significativamente em temperaturas elevadas, apresentando grande redução de suas **propriedades mecânicas**, tanto em termos de resistência quanto em relação à sua rigidez, conforme mostrado na Figura 2.19. Além disso, os materiais frágeis (como o concreto) são propensos a apresentar fissuração devido à expansão térmica, o que penaliza ainda mais a sua capacidade resistente.

Outro problema decorrente da elevação da temperatura é a possibilidade de ocorrência do chamado “*termal spalling*” (ou lascamento, que pode ser explosivo ou não), que é característico de concretos com maiores resistências. Segundo Buchanan e Abu (2017), a ocorrência desse fenômeno depende de vários fatores, tais como o tipo de agregado, velocidade

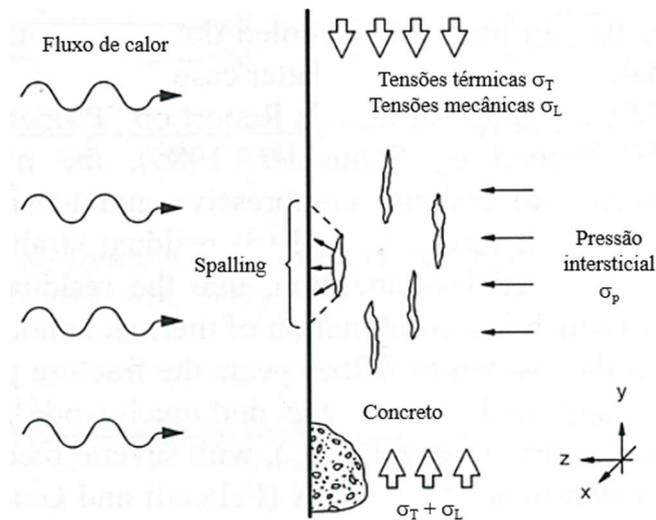
de aquecimento, teor de umidade, esbeltez e o nível de tensões atuantes nas peças. No entanto, essa mesma referência cita que a causa principal do *spalling* está relacionada à pressão de vapor resultante do aquecimento da água livre no interior do concreto, que pode atingir níveis elevados e, com isso, gerar tensões de tração acima da resistência do concreto em determinadas regiões próximas à superfície (Figura 2.20).

Figura 2.19 – Variação das propriedades mecânicas dos materiais em função da temperatura.



Fonte: adaptado de Silva (2017)

Figura 2.20 – Ocorrência do spalling mediante a atuação de tensões de diferentes origens.

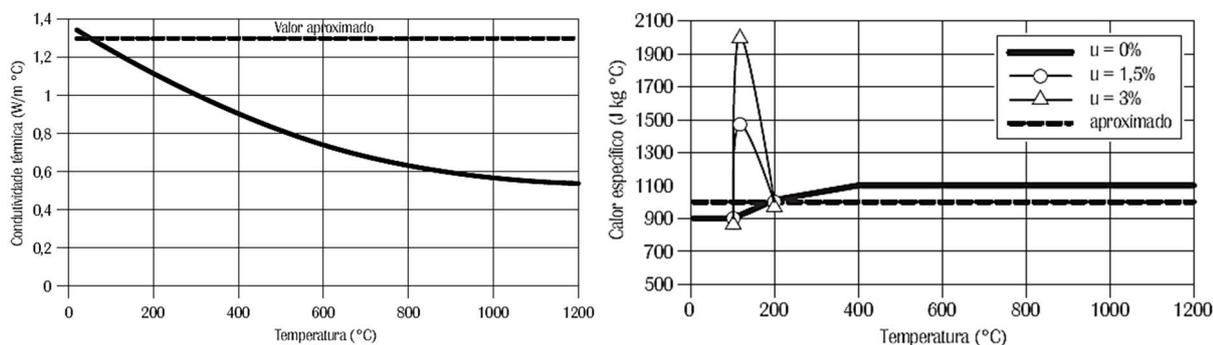


Fonte: adaptado de *fib* Bulletin 46 (2008)

Quanto às **propriedades térmicas**, são de especial interesse as variações ocorridas na *condutividade térmica* e no *calor específico* dos materiais, uma vez que exercem grande influência na taxa de aquecimento dos elementos estruturais e, conseqüentemente, na velocidade em que ocorre a perda de sua capacidade resistente. Embora apresentem diferenças de um concreto para outro, as variações dessas propriedades tendem a seguir um determinado

padrão, apresentando uma redução gradual da sua condutividade térmica em função da temperatura e um aumento do calor específico até cerca de 400°C, sendo comum a consideração de um pico pronunciado no valor do calor específico aos 100°C (variável em função do teor de umidade,  $u$ ) para contabilizar os efeitos da vaporização da água livre presente no concreto. Os gráficos da Figura 2.21 ilustram essas variações com base nas formulações constantes na ABNT NBR 15200:2012.

**Figura 2.21** – Variação da condutividade térmica e do calor específico do concreto em função da temperatura.



Fonte: adaptado de Silva (2017)

Além dessas propriedades, destaca-se, também, a importância da *dilatação térmica* e a *perda de massa* do concreto e outros materiais mediante a elevação da temperatura, pois tendem a gerar tensões adicionais nas peças e danos no material.

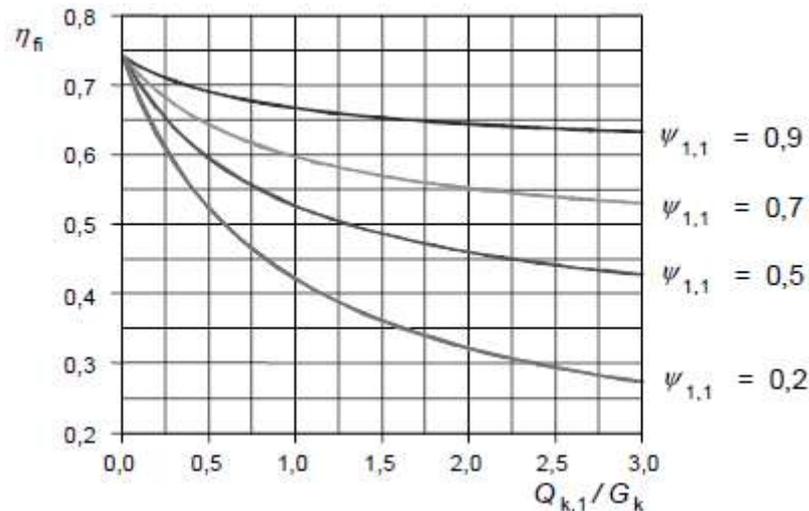
#### 2.2.4 COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS EM INCÊNDIO

A ocorrência de incêndios em edificações é tratada pelas normas de dimensionamento estrutural como sendo uma ação excepcional, uma vez que são eventos com duração extremamente curta e que tendem a provocar efeitos catastróficos. Nesse caso, para levar em consideração a baixa probabilidade de ocorrência simultânea do incêndio com os máximos valores das ações variáveis calculadas para a edificação, as normas (tais como a ABNT NBR 8681:2004) estabelecem coeficientes de redução para que as ações sejam ponderadas dentro das Combinações Últimas Excepcionais.

A Figura 2.22 exemplifica graficamente essa redução no carregamento em fase de projeto, onde  $\eta_{fi}$  é um coeficiente de proposto no Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005 que correlaciona o carregamento de cálculo em situação de incêndio com aquele resultante das combinações últimas normais em temperatura ambiente ( $E_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot E_d$ ). Esse coeficiente de

redução varia em função das ações permanentes e da ação variável principal ( $G_k$  e  $Q_{k,1}$ , respectivamente), que é tomada com seu valor reduzido por meio do fator  $\psi_{1,1}$ . Assim, nota-se que os esforços solicitantes nos elementos considerados isostáticos da estrutura resultam menores em situação de incêndio quando comparados às solicitações de cálculo em temperatura ambiente.

**Figura 2.22** – Fator de redução das ações em situação de incêndio.



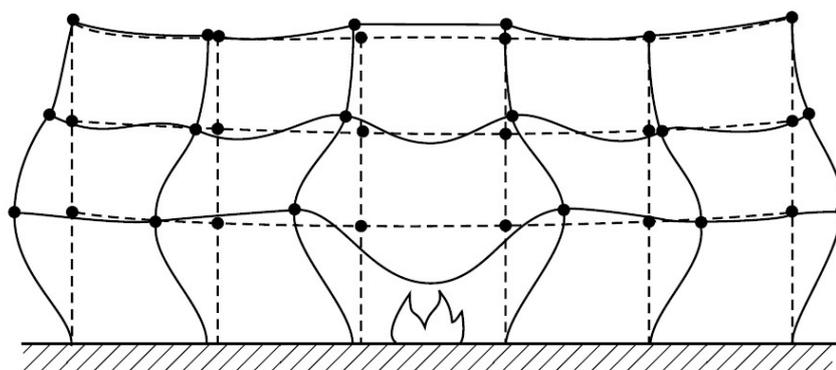
Fonte: Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005

No entanto, deve-se levar em consideração, também, os efeitos provocados pela expansão térmica dos elementos estruturais dentro do sistema estrutural como um todo. Como as estruturas prediais em geral são hiperestáticas, as deformações térmicas resultantes de um incêndio acabam gerando uma redistribuição de esforços entre os diferentes elementos da estrutura, até mesmo aqueles que não foram diretamente atingidos pelas altas temperaturas. Para ilustrar esse fato, Buchanan e Abu (2017) apresentam como exemplo a estrutura apertada da Figura 2.23, onde um incêndio localizado (ou compartimentado) acaba induzindo deformações e tensões adicionais em todas as vigas e pilares componentes da estrutura.

Além disso, as condições de vinculação e as restrições à expansão térmica dos elementos podem conduzir a um aumento ou até mesmo a um alívio nos esforços solicitantes, como é o caso da viga mostrada na Figura 2.24, onde a restrição dos apoios gera forças axiais excêntricas na seção que acabam reduzindo o momento fletor oriundo do carregamento aplicado e/ou de um incêndio atuando na face inferior da viga. Evidentemente, caso a flecha (“e”) da viga aumente de forma que a linha de atuação da força “T” passe a atuar acima do centroide da seção,

perde-se esse efeito benéfico e os momentos fletores atuantes passam a aumentar devido à atuação dessa própria força axial.

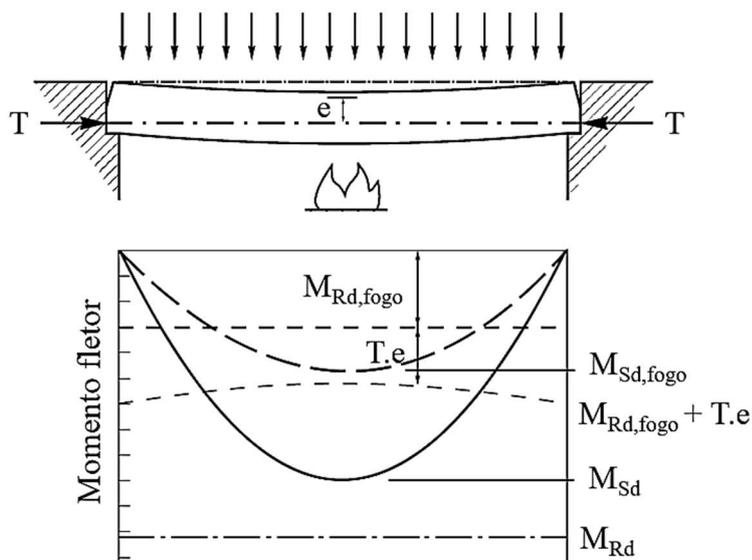
**Figura 2.23** – Deformações resultantes da expansão térmica em um incêndio localizado.



Fonte: Buchanan e Abu (2017)

Esse é um assunto bastante amplo e que ainda carece de muitos estudos, estando diretamente ligado a temas de relevância para a segurança das estruturas, tais como análises que incluem colapso progressivo em sistemas estruturais. Nesse contexto, percebe-se que o estudo de elementos estruturais isolados em situação de incêndio (tal como feito na maioria das pesquisas) pode não ser suficiente para o seu correto dimensionamento.

**Figura 2.24** – Efeito da restrição axial nos esforços solicitantes de uma dada viga.



Fonte: adaptado de Buchanan e Abu (2017)

### 2.2.5 PROTEÇÃO DAS ESTRUTURAS CONTRA O FOGO

Os objetivos fundamentais da segurança contra incêndios em edificações são a redução da perda patrimonial, a minimização dos danos ao ambiente em seu entorno e, principalmente, a preservação de vidas. Para que esses objetivos sejam atingidos é necessário que seja garantida a estabilidade da estrutura durante a atuação do incêndio, ou pelo menos em tempo suficiente para que haja a completa desocupação dos usuários e da equipe de combate.

As diversas medidas normalmente utilizadas para a proteção da edificação ao fogo são classificadas em *proteção ativa* e *proteção passiva*. A ABNT NBR 14432:2001 define **proteção ativa** como aquela em que é ativada manual ou automaticamente em resposta a estímulos provocados pelo fogo, composta basicamente das instalações prediais de proteção contra incêndio (exemplos: *sprinklers*, sistemas de detecção de incêndio, brigadas para combate e iluminação de emergência). Já a **proteção passiva** é definida como o conjunto de medidas incorporado ao sistema construtivo do edifício, sendo funcional durante o uso normal da edificação e que reage passivamente ao desenvolvimento do incêndio, não estabelecendo condições propícias ao seu crescimento e propagação, garantindo a resistência ao fogo, facilitando a fuga dos usuários e a aproximação e o ingresso no edifício para o desenvolvimento das ações de combate.

Portanto, a resistência ao fogo das estruturas e a compartimentação (horizontal e vertical) também podem ser classificadas como formas de proteção passiva, podendo essa última característica ser incluída como função de algumas paredes em edifícios de alvenaria estrutural (paredes com função de compartimentação). Nesse contexto, é comum a utilização de componentes adicionais às estruturas visando aumentar sua resistência ao fogo, dentre os quais destacam-se os revestimentos ou preenchimentos com materiais resistentes a altas temperaturas e a adição de armaduras, como nos casos de estruturas de concreto armado, mistas de aço e concreto e da alvenaria estrutural.

## 2.3 ALVENARIA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Com base em análises de incêndios reais, percebe-se que paredes de alvenaria geralmente apresentam bom desempenho em situação de incêndio, conforme comentado em Russo e Sciarretta (2013). No entanto, as diferentes condições de exposição a incêndios e as variações típicas de geometria e dos materiais constituintes podem conduzir a situações completamente diferentes de uma parede para outra no tocante à resistência ao fogo da alvenaria

estrutural. Neste item, são apresentadas algumas das principais informações de interesse para o estudo de paredes de alvenaria e seus componentes em situação de incêndio, especialmente aquelas compostas por blocos de concreto.

### 2.3.1 CRITÉRIOS NORMATIVOS

Resistência ao fogo pode ser definida como a capacidade dos elementos construtivos de suportar a ação do incêndio, impedindo sua propagação e preservando a estabilidade estrutural da edificação por determinado período de tempo.

Nesse contexto, os textos normativos em geral estabelecem condições a serem atendidas pelas edificações em situação de incêndio, tomando-se como referência principal o chamado *Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)*. A ABNT NBR 14432:2001 define o *TRRF* como sendo o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao *Incêndio-Padrão*, devendo garantir segurança estrutural, estanqueidade e isolamento térmico durante, no mínimo, esse período. Essa mesma norma estabelece o *TRRF* para diferentes tipos de edificação, com valores variando entre 30 e 120 minutos, conforme resumido na Tabela 2.9.

Como os edifícios de alvenaria estrutural construídos no Brasil são, em sua maioria, para uso residencial, chama-se a atenção para a primeira linha da tabela. Considerando um pé-direito médio entre 2,8 m e 3,0 m, pode-se analisar os valores de *TRRF* em função do número de pavimentos; nesse caso, edificações residenciais de até quatro andares devem resistir por, no mínimo, 30 minutos, aumentando até um valor máximo de 120 minutos para aqueles com 10 ou mais pavimentos.

**Tabela 2.9** – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).

Ocupação / Uso	ALTURA DA EDIFICAÇÃO				
	$h \leq 6m$	$6 < h \leq 12m$	$12 < h \leq 23m$	$23 < h \leq 30m$	$h > 30m$
Residencial	30	30	60	90	120
Hotéis	30	60	60	90	120
Supermercados	60	60	60	90	120
Escritórios	30	60	60	90	120
Shoppings	60	60	60	90	120
Escolas	30	30	60	90	120
Hospitais	30	60	60	90	120
Igrejas	60	60	60	90	120

Fonte: adaptado da ABNT NBR 14432:2001

Além disso, sabe-se que a resistência do bloco de concreto normalmente necessária é de aproximadamente 1,0 MPa vezes o número de pavimentos acima do nível considerado (RAMALHO & CORREA, 2003) e que, portanto, os blocos com resistência nominal igual a 4,0 MPa (comumente utilizados em prédios com quatro pavimentos) deveriam garantir resistência ao fogo de apenas 30 minutos. Porém, esses mesmos blocos podem ser utilizados, também, nos andares superiores de edificações mais altas, situação em que os mesmos devem garantir o *TRRF* da edificação como um todo. Assim sendo, entende-se que, independentemente de sua resistência, os blocos devem ser testados para o *TRRF* máximo, no caso, 120 minutos.

Além da ABNT NBR 14432:2001, há ainda outros documentos normativos que estabelecem exigências quanto ao desempenho das edificações em situação de incêndio, tais como a Instrução Técnica N° 08/2018 (IT-08) do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo. Na IT-08, os requisitos quanto ao *TRRF* são ainda mais restritivos do que os apresentados na Tabela 2.9, constando valores entre 150 e 180 minutos para edifícios com altura superior a 80 metros, o que não é comum para edifícios de alvenaria estrutural.

Cabe ressaltar que, com base no “método do tempo equivalente”, as normas brasileiras ABNT NBR 14432:2001 e ABNT NBR 15200:2012 permitem reduzir o *TRRF* em até 30 minutos, desde que a edificação em análise apresente determinadas características favoráveis à segurança contra incêndios.

A grande maioria dos códigos internacionais adotam três critérios básicos como indispensáveis no dimensionamento de estruturas em situação de incêndio. Esses três critérios são os seguintes: *resistência mecânica*, *estanqueidade* e *isolamento térmico*. A nomenclatura para esses critérios varia de uma norma para outra, sendo conhecidos também como critérios de *adequabilidade estrutural*, *integridade* e *isolamento*.

Particularizando para o caso da alvenaria estrutural, a *resistência mecânica* pode ser definida como a capacidade de as paredes manterem sua função estrutural durante o tempo requerido de resistência ao fogo. Já a *estanqueidade* refere-se à capacidade de a parede evitar a passagem de gases quentes ou chamas por eventuais trincas e fissuras de um ambiente para outro. Por fim, o critério de *isolamento térmico* limita a elevação da temperatura na face não exposta ao fogo da parede a valores de 140°C na média ou de 180°C em qualquer ponto de medida dessa mesma face.

De acordo com a sua função dentro da edificação, as paredes devem atender a um ou mais desses critérios. No caso das paredes de alvenaria estrutural que também tenham função de compartimentação, as mesmas devem atender aos três critérios simultaneamente. Segundo a

Instrução Técnica Nº 08/2018, estão incluídos como elementos de compartimentação horizontal, por exemplo, as paredes externas da edificação, do contorno das caixas de escada e elevadores de segurança e as paredes divisórias entre unidades autônomas, as quais devem se constituir elementos que impeçam a propagação do incêndio entre cômodos ou para edificações vizinhas durante o *TRRF*. Já as paredes sem função de compartimentação podem ser dimensionadas considerando apenas o critério de resistência mecânica.

Segundo Russo e Sciarretta (2016), o critério de isolamento térmico é o mais frequente modo de falha em paredes de alvenaria em situação de incêndio, tanto para blocos maciços quanto nos casos de blocos perfurados/vazados, embora seja de conhecimento que as condições de contorno, as características dos materiais e a esbeltez das paredes possam conduzir a uma perda prematura da resistência estrutural da parede mediante ação do fogo.

### 2.3.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Em relação à segurança das estruturas em situação de incêndio, as propriedades de interesse são as propriedades mecânicas e as propriedades térmicas.

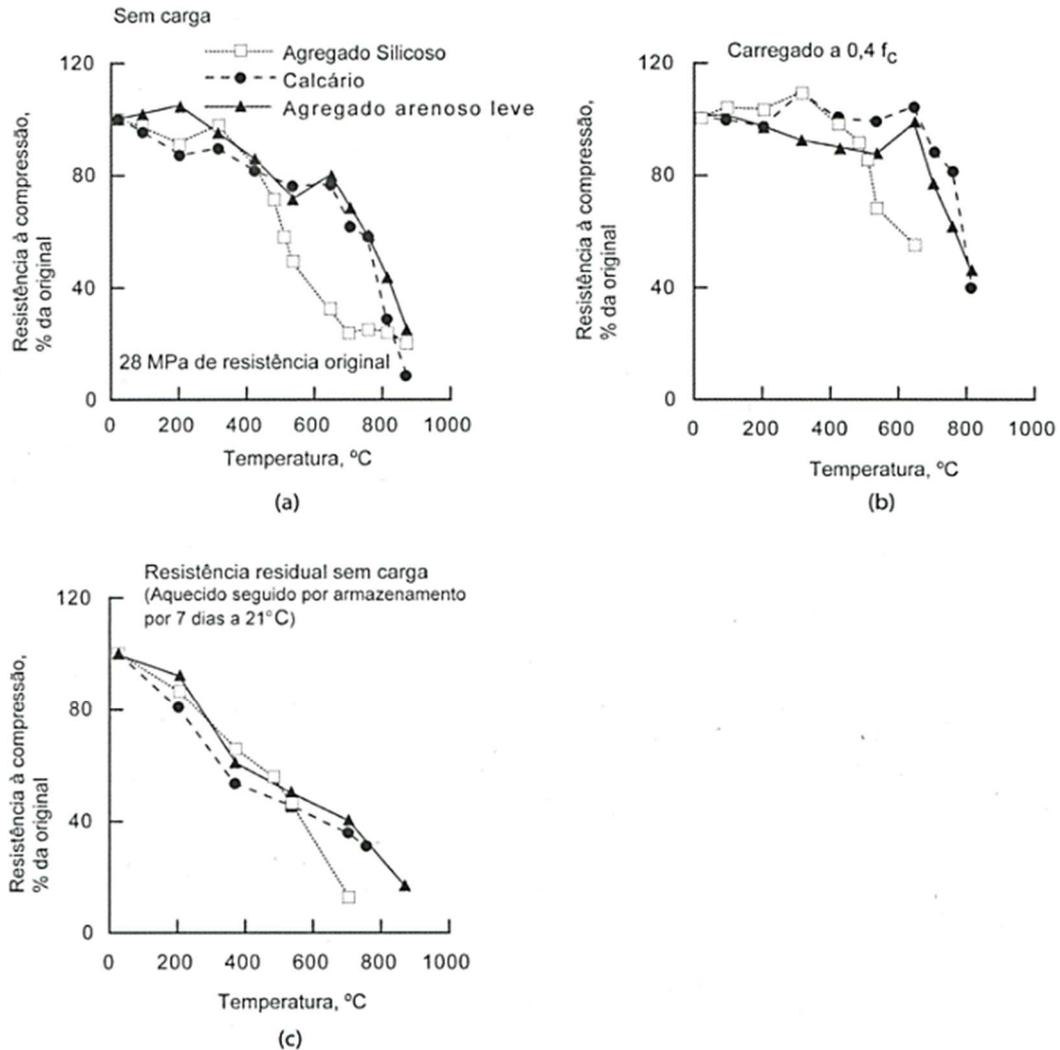
#### 2.3.2.1 Propriedades mecânicas

A causa principal da perda de capacidade resistente das paredes de alvenaria estrutural em situação de incêndio é a degradação de seus materiais pela ação do fogo. Tanto o concreto dos blocos como a argamassa das juntas de assentamento tendem a sofrer reduções significativas em suas propriedades mecânicas em temperaturas elevadas, impactando sua *resistência e rigidez*. O nível dessa redução é variável de um concreto (ou argamassa) para outro, uma vez que depende de diversos fatores, tais como os tipos de agregados utilizados, o teor de umidade e a porosidade do concreto, a resistência original, a intensidade do carregamento mecânico aplicado etc.

Com base no trabalho experimental desenvolvido por Abrams (1973), Mehta e Monteiro (2008) apresentam curvas correlacionando a perda de *resistência à compressão* ao nível de temperatura atingida nos corpos de prova ensaiados (Figura 2.25). Essas análises foram realizadas em concretos de resistência normal (no caso, 27 MPa antes da exposição ao fogo), variando-se o tipo de agregado (carbonático, silicoso ou leve de argila expandida) e as condições de ensaio: aquecido sem prévio carregamento e ensaiado quente (Figura 2.25a); aquecido com carregamento equivalente a 40% de sua resistência à temperatura ambiente e

ensaiado a quente (Figura 2.25b); e ensaiado sem carregamento prévio após o seu completo resfriamento (Figura 2.25c).

**Figura 2.25** – Influência do tipo de agregado e das condições de ensaio na resistência residual do concreto.



Fonte: Mehta e Monteiro (2008)

Esses gráficos permitem extrair informações importantes a respeito do concreto em temperaturas elevadas. Primeiro, nota-se o efeito benéfico do carregamento mecânico na resistência ao fogo, conforme se observa no gráfico da Figura 2.25b em comparação com os outros dois. Logicamente, a variação da intensidade desse carregamento mecânico pode atingir valores que se tornam prejudiciais ao material em altas temperaturas. A condição mais crítica para o concreto é aquela em que o material é aquecido sem carregamento e ensaiado após resfriar por completo até a temperatura ambiente, situação em que a resistência residual apresenta redução bem maior do que os demais casos (Figura 2.25c). Nesse contexto, Silva

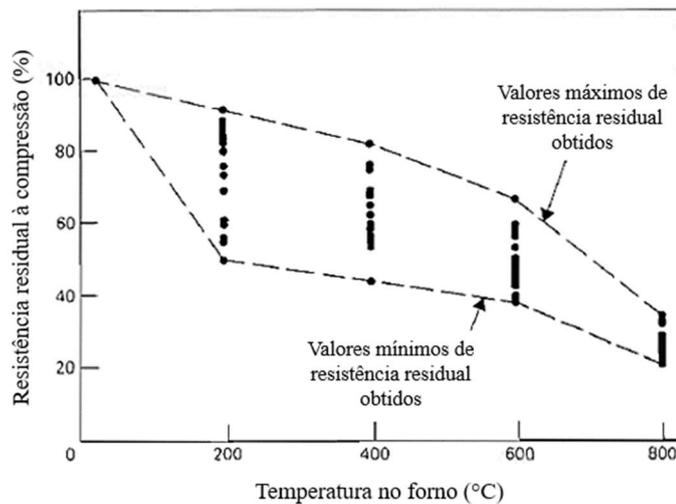
(2017) destaca que quanto mais rápido for o resfriamento, mais prejudicial será para a resistência do concreto.

Os dois primeiros gráficos (Figura 2.25a e Figura 2.25b) mostram que, sob essas condições, o concreto mantém desempenho relativamente bom até cerca de 500-700°C (dependendo do tipo de agregado); acima dessas temperaturas, sua resistência mecânica tende a cair rapidamente. Já os corpos de prova da Figura 2.25c apresentaram queda significativa na resistência residual a partir de 200°C, independentemente do tipo de agregado utilizado. Tais resultados alertam para a importância de se avaliar a capacidade resistente dos elementos estruturais de concreto sob diferentes condições de carregamento em situação de incêndio, visto que o dimensionamento baseado somente na resistência residual pode conduzir a resultados demasiadamente conservadores.

Mohamedbhai (1986) apresenta um estudo experimental com corpos de prova cúbicos (100 mm cada lado) de concreto produzido com agregados basálticos, onde foram investigados os efeitos do tempo de exposição ao fogo e das taxas de aquecimento e resfriamento na resistência residual do concreto. A resistência à compressão do material à temperatura ambiente foi inicialmente determinada, apresentando valor médio de 35 MPa. Os corpos de prova foram então submetidos a quatro níveis de temperatura (200 °C, 400 °C, 600 °C e 800 °C), os quais foram mantidos constantes por variados períodos de tempo dentro do forno de ensaios. Para investigar a influência da taxa de aquecimento, os ensaios foram realizados sob duas condições distintas: com o forno pré-aquecido até o nível de temperatura desejado (aquecimento rápido) ou com os corpos de prova inseridos no forno à temperatura ambiente (aquecimento lento). A forma de resfriamento também foi avaliada, sendo parte dos corpos de prova resfriada ao ar livre fora do forno e outra parte resfriada lentamente dentro do forno por duas horas seguido de resfriamento ao ar livre.

Os resultados mostram uma significativa variação da resistência residual à compressão do concreto em função dos parâmetros avaliados, principalmente nos menores níveis de temperatura (Figura 2.26). A diferença entre os valores de resistência residual máximos e mínimos entre os corpos de prova ensaiados foi de 42 %, 39 %, 29 % e 14 % para cada nível temperatura (200 °C, 400 °C, 600 °C e 800 °C, respectivamente). Particularmente em relação às taxas de aquecimento e de resfriamento, os resultados indicam que não há diferença significativa nos casos em que a temperatura máxima atingida é igual ou superior a 600 °C, sendo estas variáveis muito mais importantes nas situações em que a temperatura máxima imposta foi menor que 400 °C.

**Figura 2.26** – Influência do tempo de exposição ao fogo e das taxas de aquecimento e resfriamento na resistência residual do concreto.



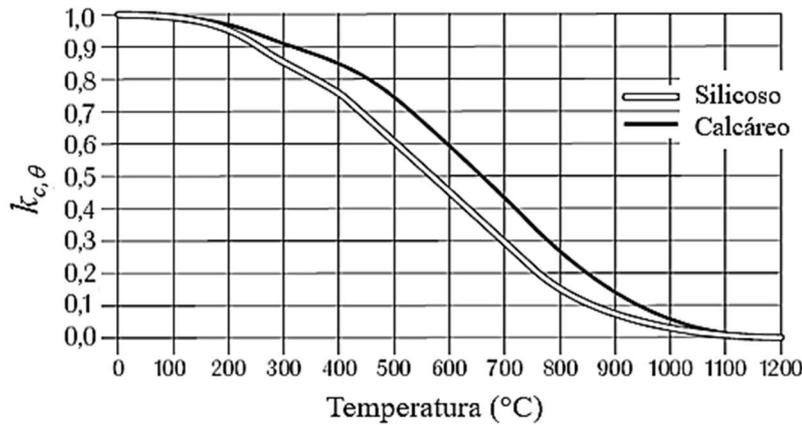
Fonte: adaptado de Mohamedbhai (1986)

Cabe ressaltar que essas análises são referentes a concretos com resistência normal e que concretos de alta resistência tendem a apresentar comportamento completamente diferente, pois são mais propensos a sofrerem com os efeitos do *spalling*, conforme comentado no item 2.2.3.

Com base em resultados experimentais, tais como os de Abrams (1973) e de Mohamedbhai (1986), as normas definem coeficientes de redução ( $k_{c,\theta}$ ) para ponderar a resistência à compressão e as deformações do concreto em função da temperatura, podendo ser expressos graficamente conforme exemplificado na Figura 2.27. Esse gráfico permite levar em consideração o tipo agregado utilizado (silicoso ou calcário) por meio das duas curvas apresentadas, as quais são recomendadas pelo Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 para concretos de resistência normal. É importante ressaltar que tais curvas (ou coeficientes de redução) foram definidas com base na resistência residual do concreto ainda aquecido (sem resfriamento) e sem carregamento prévio.

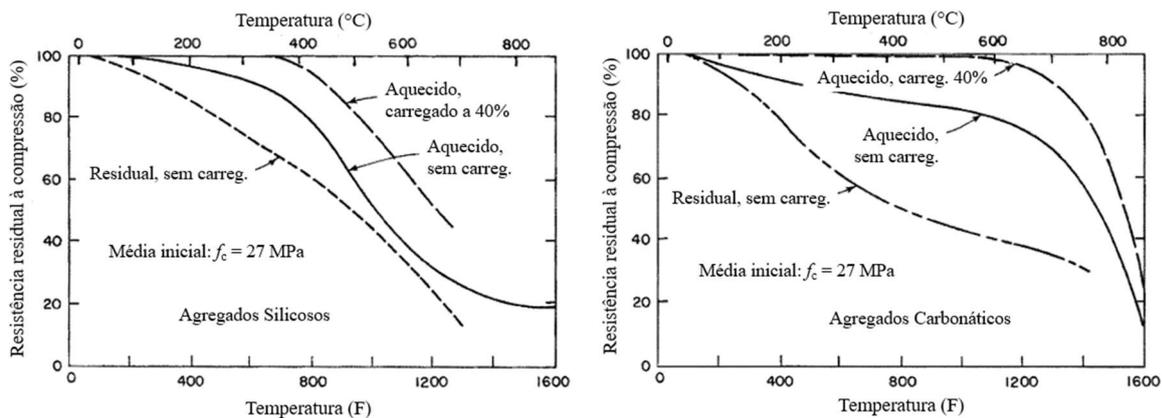
Por meio da norma americana ACI/TMS 216.1-14 é possível considerar a redução da resistência à compressão do concreto sob três situações distintas, semelhantes àquelas avaliadas em Abrams (1973): resistência residual com o material resfriado, com o material ainda aquecido (na temperatura máxima atingida) e com o material ainda aquecido e com prévio carregamento mecânico correspondente a 40% de sua resistência à temperatura ambiente (Figura 2.28).

**Figura 2.27** – Fator de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura segundo o Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004.



Fonte: adaptado de Silva (2017)

**Figura 2.28** – Fator de redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura segundo o ACI/TMS 216.1-14.



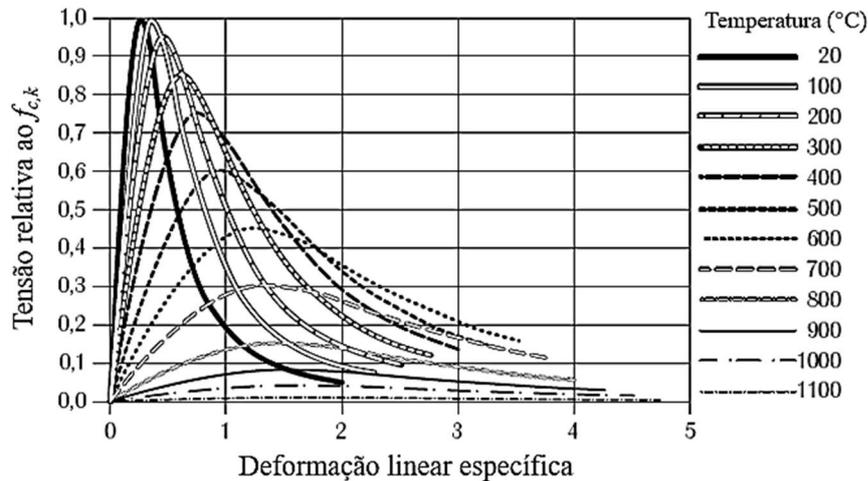
Fonte: adaptado de ACI/TMS 216.1-14

Assim, a partir desses coeficientes de redução apresentados nas normas, os diagramas tensão-deformação do concreto podem ser construídos para cada nível de temperatura desejado a partir da resistência do concreto à temperatura ambiente, conforme exemplificado na Figura 2.29, sendo bastante úteis para fins de projeto e para análises numéricas.

Quanto à **resistência à tração** do concreto, essa propriedade é normalmente desprezada no dimensionamento das estruturas de concreto armado à temperatura ambiente por ser bem menor do que a resistência à compressão e pelo fato de as armaduras cumprirem bem a função de resistir às tensões de tração nos elementos estruturais. No entanto, conforme destacado em Kodur (2014), trata-se de uma importante propriedade em relação à resistência ao fogo, uma vez que o surgimento e a progressão das fissuras estão diretamente relacionados às tensões de tração atuantes. No caso da alvenaria estrutural, o conhecimento da resistência à tração do concreto em temperaturas elevadas se mostra ainda mais importante, dado que as paredes

geralmente não possuem armaduras para conter a fissuração provocada pelas ações atuantes (incluindo a ação do fogo).

**Figura 2.29** – Diagramas tensão-deformação do concreto em diferentes temperaturas.

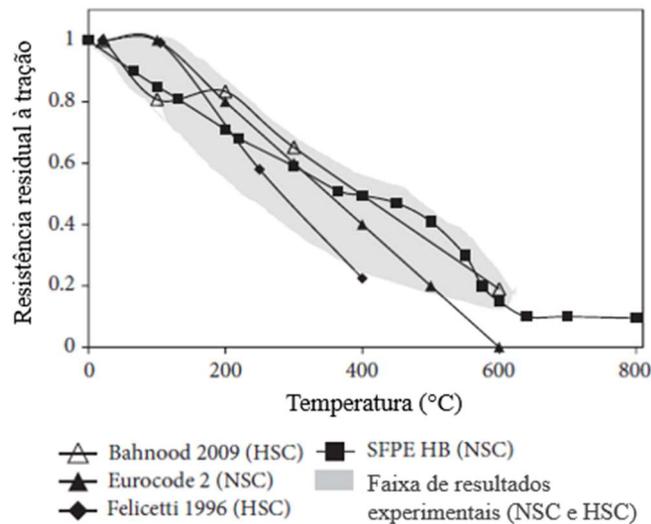


Fonte: adaptado de Silva (2017)

Segundo o *fib* Bulletin 46 (2008), via de regra, altas temperaturas impactam mais na resistência à tração do que na resistência à compressão do concreto. Em outras palavras, a resistência à tração tende a reduzir mais rápido com o aumento da temperatura do que a resistência à compressão. Além disso, a resistência residual à tração após o resfriamento do concreto é menor do que em temperaturas elevadas. A Figura 2.30 apresenta graficamente a redução da resistência à tração de concretos de resistência normal (NSC) e de alta resistência (HSC) em função da temperatura, considerando-se resultados experimentais presentes na literatura e as prescrições do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004.

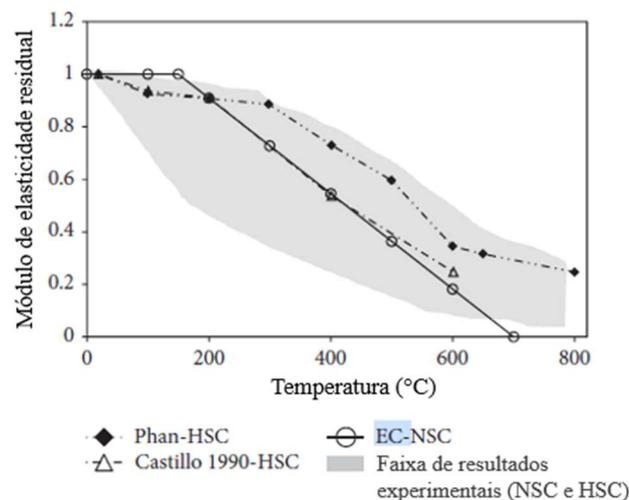
O **módulo de elasticidade** é influenciado pelos mesmos parâmetros que afetam a resistência à compressão do concreto em altas temperaturas, principalmente o tipo/percentual de agregados na mistura e as condições de ensaio descritas anteriormente. Segundo o *fib* Bulletin 46 (2008), a redução do módulo de elasticidade em função da temperatura é percentualmente maior do que a redução da resistência à compressão pelo fato de a deformação correspondente à tensão de pico aumentar com a temperatura. A Figura 2.31 apresenta um resumo dados presentes na literatura quanto à variação da propriedade em questão em concretos de resistência normal (NSC) e de alta resistência (HSC), onde se observa uma grande variabilidade nos resultados e um impacto significativo na rigidez do material a partir de 200°C.

**Figura 2.30** – Variação da resistência à tração do concreto em função da temperatura.



Fonte: adaptado de Kodur (2014)

**Figura 2.31** – Variação do módulo de elasticidades do concreto em função da temperatura.



Fonte: adaptado de Kodur (2014)

No caso da **argamassa**, a degradação do material em altas temperaturas tende a produzir os mesmos efeitos observados no concreto, com significativa redução de suas propriedades mecânicas e grande influência das condições de ensaio nos resultados.

Karahan (2011) e Morales *et al.* (2011) apresentam estudos experimentais com argamassas de cimento e areia silicosa submetidas a temperaturas entre 300 e 1000°C, sendo avaliadas, também, as condições de resfriamento dos corpos de prova. Os resultados de ambos os trabalhos mostram que a condição mais desfavorável para a resistência residual à compressão da argamassa é aquela em que há o resfriamento brusco (imersão em água), com redução da ordem de 30% aos 300°C e acima de 90% a partir de 800°C. Na condição de resfriamento lento

(dentro do forno ou ao ar livre), os impactos na resistência residual foram menores, com redução abaixo de 10% para os corpos de prova submetidos a temperaturas de até 400°C e de cerca de 70% aos 800°C. Aos 1000°C as amostras apresentaram resistência residual desprezível, independentemente das condições de resfriamento.

Na situação em que há a adição de cal na mistura, tal como comumente utilizado em argamassas de assentamento e de revestimento de paredes de alvenaria estrutural no Brasil, a degradação das propriedades mecânicas pode ser ainda mais significativa. Conforme observado em Henry *et al.* (2011), o tempo e as condições de armazenamento de corpos de prova de argamassa após serem submetidos a altas temperaturas influenciam diretamente na sua resistência residual. Durante o aquecimento, o hidróxido de cálcio  $\text{Ca(OH)}_2$  presente na argamassa transforma-se em óxido de cálcio (CaO) entre 400 e 500 °C devido à perda da água quimicamente ligada; após o resfriamento, esse componente passa a reagir com o gás carbônico atmosférico ( $\text{CO}_2$ ), resultando num composto de maior volume, o carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ); como consequência dessa expansão volumétrica, surgem fissuras na argamassa, que reduzem ainda mais sua resistência residual.

Destaca-se que tal comportamento varia em função do tempo de armazenamento do material pós fogo, sendo diferente o seu desempenho quando ainda em temperaturas elevadas. Pachta *et al.* (2018) apresenta um estudo experimental com argamassas à base de cal em temperaturas elevadas, as quais foram submetidos por duas horas a temperaturas entre 200 a 1000°C. Foram ensaiados corpos de prova com diferentes materiais constituintes, desde argamassas com apenas cal e agregados silicosos até misturas contendo outros aglomerantes (pozolana e cimento branco) e adições de pó de tijolo e argila. Os ensaios mecânicos foram realizados dentro de um período de 24 horas após o desligamento do forno, sendo os corpos de prova resfriados ao ar dentro do laboratório.

Os resultados mostram um significativo aumento da resistência residual à compressão em todas as argamassas analisadas para temperaturas até 600°C, chegando a ser quase o dobro em relação à resistência à temperatura ambiente em algumas amostras. A partir de 800°C a resistência residual caiu bruscamente em todos os casos. Em relação à resistência à tração e ao módulo de elasticidade, observou-se que temperaturas de até 200°C não comprometem significativamente essas propriedades (havendo, inclusive, melhoria em algumas das argamassas ensaiadas); no entanto, a partir dessa temperatura, houve uma redução gradual e significativa em ambas.

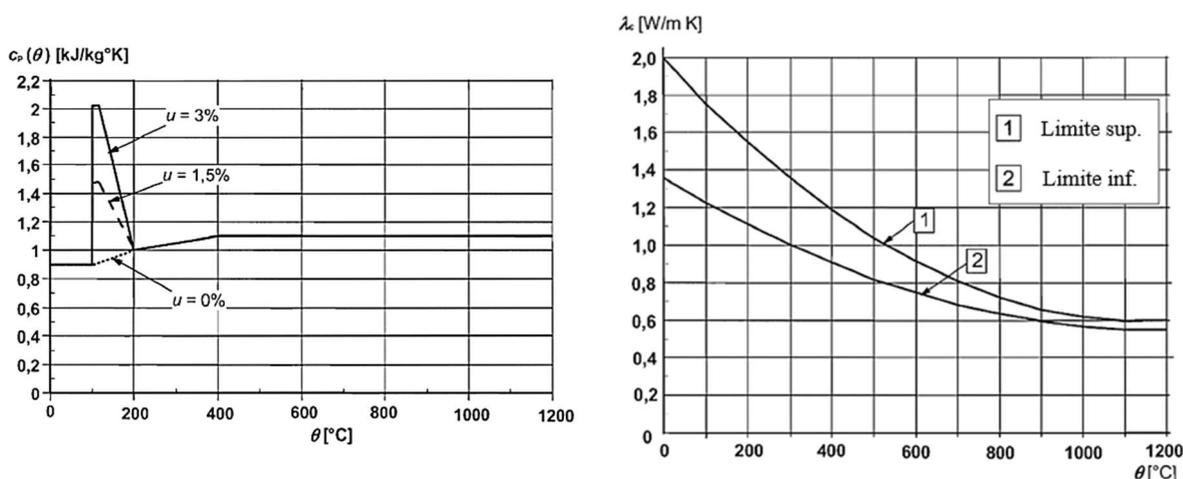
### 2.3.2.2 Propriedades térmicas

O conhecimento das propriedades térmicas dos materiais também é fundamental para o estudo da resistência ao fogo da alvenaria, visto que elas determinam a evolução da temperatura ao longo da seção transversal. Portanto, interferem diretamente no isolamento térmico e na capacidade resistente das paredes em situação de incêndio.

Dentro desse assunto, destaca-se a escassez de resultados experimentais destinados à caracterização dos diferentes tipos de concreto em temperaturas elevadas na literatura, conforme citado em Kodur (2014), o que traz grande dificuldade, por exemplo, para o desenvolvimento de estudos em contexto numérico. Nesse caso, é comum recorrer aos valores e formulações presentes nas normas de dimensionamento, o que nem sempre é representativo da situação analisada, uma vez que as diferenças nas características físicas dos concretos tendem a acarretar mudanças nos valores de *calor específico* e de *condutividade térmica* do material.

A título de comparação, citam-se os gráficos presentes nos Eurocodes 2 e 6 (EN 1992-1-2:2004 e EN 1996-1-2:2005) para representar a variação do calor específico e da condutividade térmica de concretos diferentes em função da temperatura, conforme apresentado na Figura 2.32 e Figura 2.33. Além da influência dos agregados, percebe-se, também, que essas propriedades são sensíveis à variação do teor de umidade ( $u$ ) do concreto, que é um parâmetro de grande variabilidade devido à característica higroscópica do concreto.

**Figura 2.32** – Variação das propriedades térmicas do concreto em função da temperatura.

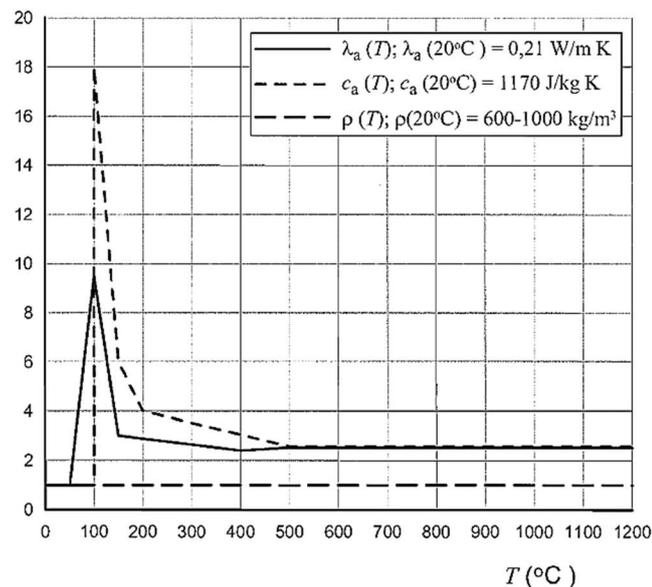


Fonte: Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004

Khaliq (2012) e Kodur (2014) apresentam uma detalhada revisão sobre os efeitos da temperatura nas propriedades térmicas de concretos de diferentes tipos, discutindo-se a

influência dos tipos de agregados, da densidade, do teor de umidade e da resistência do concreto, dentre outros fatores. Os autores destacam que, em geral, concretos de alta resistência - HSC ( $f_c > 50$  MPa) apresentam valores de condutividade térmica maiores do que os de resistência normal – NSC ( $f_c$  entre 20 e 50 MPa). Quanto ao calor específico, resultados experimentais apontam que concretos HSC possuem valores ligeiramente menores do que os de concretos NSC na faixa de temperaturas entre 20 °C e 800 °C. Ainda, a adição de fibras (de aço ou polipropileno) ao concreto não altera significativamente ambas as propriedades térmicas citadas.

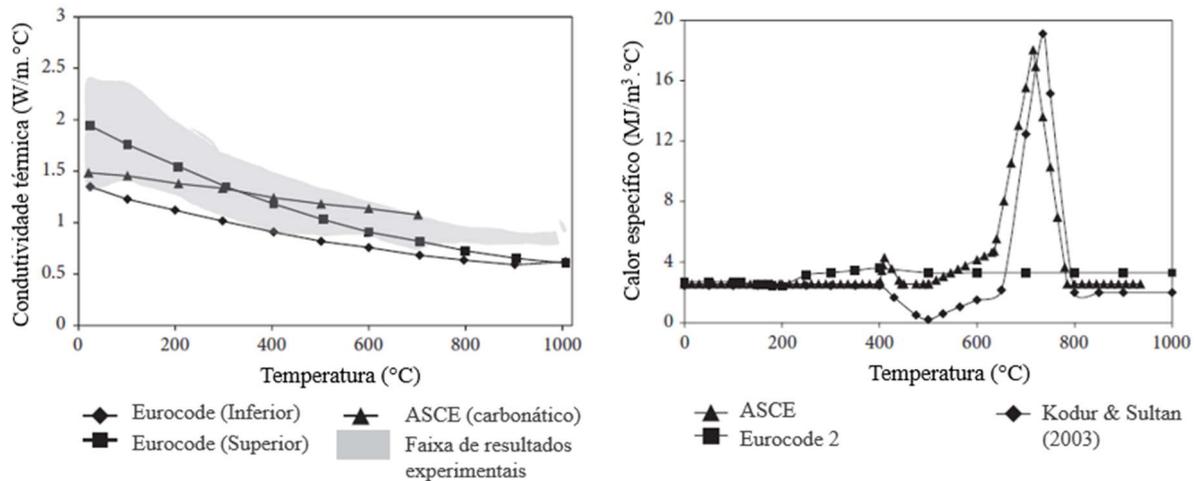
**Figura 2.33** – Variação das propriedades térmicas do concreto leve com pedra-pomes.



Fonte: Eurocode 6 – EN 1996-1-2:2005

Visando avaliar a faixa dentro da qual os valores das propriedades térmicas de concretos de resistência normal variam, as duas últimas referências reuniram os resultados de trabalhos experimentais apresentados em Harada *et al.* (1972), Harmathy (1970b), Harmathy e Allen (1973), Kodur e Sultan (2003), Lie e Kodur (1996) e Shin *et al.* (2002). Esses resultados estão apresentados nos gráficos da Figura 2.34, os quais também apresentam as curvas definidas pelo Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 e pelo ASCE (1992) para fins de comparação. Segundo os autores, essas variações de resultados são atribuídas principalmente ao teor de umidade, tipos de agregados, condições dos ensaios e às técnicas de medição utilizadas nos experimentos. Neste contexto, destacam que existem poucos métodos de ensaio normalizados para a obtenção das propriedades térmicas em laboratório.

**Figura 2.34** – Variação das propriedades térmicas do concreto segundo a literatura.



Fonte: adaptado de Kodur (2014)

A condutividade térmica de concretos de resistência normal varia entre 1,4 e 2,5 W/m·K à temperatura ambiente, podendo chegar 3,6 W/m·K em concretos de alta resistência (BAŽANT e KAPLAN, 1996 *apud* KODUR, 2014). Entretanto, esses valores reduzem gradativamente com a temperatura, a taxas que variam de acordo com as características do concreto. Os valores do calor específico à temperatura ambiente giram em torno de 800 e 1800 J/kg·K, e tendem a sofrer duas importantes alterações com a elevação da temperatura: entre 400 e 500 °C, em função da dissociação do hidróxido de cálcio (Ca(OH)<sub>2</sub>) em óxido de cálcio (CaO) e água; e aos 600 °C, onde ocorre a transformação do quartzo presente em alguns agregados.

Além da condutividade térmica e do calor específico, outra propriedade importante no estudo das estruturas de concreto em situação de incêndio é a *densidade* (ou *massa específica*), que também varia em temperaturas elevadas devido à perda de água. A Figura 2.35 ilustra a variação de massa em função da temperatura de concretos feitos com agregados silicosos ou carbonático, partindo de valores de densidade em torno de 2400 kg/m<sup>3</sup> à temperatura ambiente.

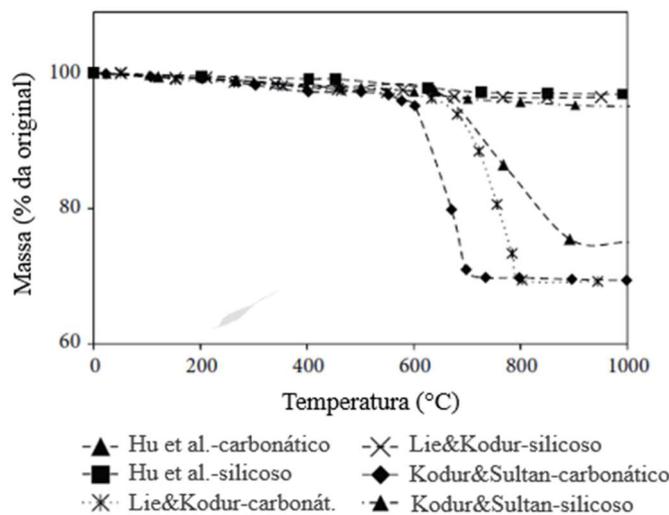
Os resultados apontam que a perda de massa é mínima até 600 °C, independentemente do tipo de agregado. No entanto, os agregados têm significativa influência acima dessa temperatura, onde, ao contrário dos concretos feitos com agregados silicosos, concretos produzidos com agregados carbonáticos apresentam grande perda percentual de massa.

A partir dessas três propriedades (condutividade térmica, calor específico e densidade), define-se a *difusividade térmica* ( $\alpha$ ) conforme a Equação (2.17), que é útil para medir a taxa de transferência de calor de uma superfície exposta ao fogo de um material para suas camadas mais internas. Em outras palavras, quanto maior a difusividade térmica, mais rápido será a elevação de temperatura no interior do material (KODUR, 2014). Além de a difusividade

térmica possibilitar a avaliação da transferência de calor por meio de um único parâmetro, Achenbach *et al.* (2017) cita que a junção de todas as propriedades térmicas em uma única contribui para equalizar a dispersão dos resultados experimentais oriunda dos diferentes métodos de ensaio.

$$\alpha = \frac{\lambda}{\rho \cdot c_p} \quad (2.17)$$

**Figura 2.35** – Variação da massa de concretos feitos com diferentes agregados.



Fonte: adaptado de Kodur (2014)

## 2.4 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

Neste item, é apresentado um resumo dos principais códigos relacionados ao tema aqui estudado, com destaque para a situação atual da regulamentação nacional e para as normas americana, australiana e os eurocódigos.

### 2.4.1 NORMAS BRASILEIRAS

No Brasil, ainda não existem normas específicas para a avaliação e dimensionamento de alvenaria estrutural em situação de incêndio. Além da ABNT NBR 14432:2001, a qual estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios em geral em situação de incêndio, o Brasil dispõe, ainda, de normalização bem atual para projeto de estruturas de concreto armado (ABNT NBR 15200:2012) e de estruturas de aço e mistas de aço e concreto (ABNT NBR 14323:2013), mas

ainda precisa avançar na criação de procedimentos normativos referentes à alvenaria estrutural em temperaturas elevadas.

Por conta disso, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) criou, recentemente, uma comissão de estudos para discutir, junto à comunidade acadêmica e a representantes da sociedade civil, a inserção de procedimentos para suprir essa demanda na norma brasileira de projeto de edifícios de alvenaria estrutural, a ABNT NBR 16868:2020, cuja *Parte 4 - Alvenaria Estrutural em Situação de Incêndio* encontra-se em desenvolvimento.

No caso de alvenaria sem função estrutural, a ABNT NBR 10636:1989 define as condições de ensaio e a classificação de paredes divisórias quanto à sua resistência ao fogo, tomando-se como referência os critérios de *estanqueidade* e *isolamento térmico* comentados anteriormente no item 2.3. Além desses, essa norma também define o critério de *estabilidade* a partir de choques mecânicos padronizados na parede ao final do ensaio. Portanto, essa referência se limita apenas à prescrição de procedimentos para testes laboratoriais, especificando a aparelhagem a ser utilizada, a forma de instrumentação e demais condições para a realização do ensaio.

Outra referência nacional importante na verificação da alvenaria em situação de incêndio é a Instrução Técnica Nº 08/2018 (IT-08) do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo, que apresenta os resultados de ensaios realizados em paredes de alvenaria com diferentes tipos de blocos submetidas ao fogo em uma de suas faces, conforme resumido na Tabela 2.10.

**Tabela 2.10** – Resistência ao fogo para alvenarias.

Paredes ensaiadas		Espessura do revestimento <sup>(*)</sup> (cm)	Duração do ensaio (min)	Tempo de atendimento aos critérios de resistência ao fogo (horas)		
				Integridade	Estanqueidade	Isolamento
Tijolos maciços de barro cozido	Meio tijolo sem rev.	-	120	≥ 2	≥ 2	1,5
	Um tijolo sem rev.	-	395	≥ 6	≥ 6	≥ 6
	Meio tijolo com rev.	2,5	300	≥ 4	≥ 4	4
	Um tijolo com rev.	2,5	300	≥ 6	≥ 6	≥ 5
Blocos vazados de concreto (2 furos)	14cm sem rev.	-	100	≥ 1,5	≥ 1,5	1,5
	19cm sem rev.	-	120	≥ 2	≥ 2	1,5
	14cm com rev.	1,5	150	≥ 2	≥ 2	2
	19cm com rev.	1,5	185	≥ 3	≥ 3	3
Tijolos cerâmicos de 8 furos	Meio tijolo com rev.	1,5	150	≥ 2	≥ 2	2
	Um tijolo com rev.	1,5	300	≥ 4	≥ 4	≥ 4

(\*) revestimento feito com argamassa de cimento, cal e areia (traço 1:2:9 - em volume).

Fonte: adaptado da Instrução Técnica Nº 08/2018 (IT-08)

Na falta de normalização nacional sobre o assunto, a IT-08 recomenda que sejam seguidas as prescrições do Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005 ou de norma similar reconhecida internacionalmente. Entretanto, deve ser questionada a aplicabilidade de normas internacionais à realidade nacional, uma vez que a geometria dos blocos e os materiais podem variar de um país para outro em relação às suas propriedades térmicas e mecânicas (LEITE *et al.*, 2016).

Por fim, convém ressaltar que a norma brasileira de desempenho de edificações habitacionais, a ABNT NBR 15575:2013, também estabelece requisitos referentes à resistência ao fogo dos elementos estruturais. Em sua Parte 4, essa norma trata dos sistemas de vedação verticais internos ou externos, dos quais fazem parte as paredes de alvenaria estrutural nos edifícios. Assim, a depender de suas funções, a alvenaria deve atender a até três requisitos básicos em situação de incêndio: dificultar a ocorrência de inflamação generalizada; dificultar a propagação do incêndio; e preservar a estabilidade estrutural da edificação. Assim como a IT-08, a ABNT NBR 15575:2013 também direciona à utilização do Eurocode correspondente para o desenvolvimento do projeto estrutural.

#### 2.4.2 EUROCODE 6 - EN 1996-1-2:2005

O Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005 é o código Europeu que descreve as exigências necessárias a serem seguidas no dimensionamento de edifícios construídos em *Alvenaria Estrutural em situação de incêndio*. A verificação da estrutura pode ser feita por meio de métodos prescritivos ou através de métodos baseados no desempenho, sendo permitida a análise de elementos isolados, de parte da estrutura ou ainda da estrutura como um todo.

Como premissa de dimensionamento, o Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005 estabelece requisitos de desempenho para as paredes de alvenaria estrutural em situação de incêndio. São eles: resistência mecânica (R), estanqueidade (E), isolamento térmico (I) e impacto mecânico (M). São basicamente os mesmos critérios descritos anteriormente, sendo acrescentado o critério (M) em algumas situações específicas. As paredes da edificação que acumulam as funções estrutural e de compartimentação são classificadas como REI, ou seja, devem atender aos três primeiros critérios. No caso das paredes de alvenaria estrutural que não são responsáveis pela compartimentação ao incêndio dentro do pavimento, estas são classificadas como paredes R.

Em linhas gerais, são permitidos três métodos para o dimensionamento: *o tabular, o analítico simplificado* ou com *modelos avançados de cálculo*. Como alternativa, ou em

complemento aos referidos procedimentos de cálculo, a resistência ao fogo das paredes pode ser determinada por meio de ensaios de laboratório.

- **Método Tabular:**

Consiste em estabelecer a espessura mínima da parede ( $t_F$ ) para um dado tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). O Anexo B da norma disponibiliza tabelas que apresentam o valor mínimo necessário de  $t_F$  em função do TRRF, do nível de carregamento ( $\alpha$ ), dos materiais componentes da alvenaria, da geometria dos blocos, da função da parede na edificação e da presença ou não de revestimento. Nos casos de paredes revestidas, as tabelas consideram revestimento feito com gesso ou argamassa, estabelecendo uma camada mínima de 10 mm em ambas as faces.

As tabelas correspondentes à alvenaria com blocos de concreto e classificadas como REI e R são numeradas como N.B.3.2 a N.B.3.4, cujos dados de interesse para o presente trabalho estão resumidos na Tabela 2.11. Há, ainda, várias outras tabelas no mesmo Anexo B da norma para paredes compostas por blocos de materiais diversos, tais como blocos cerâmicos, silico-calcários, concreto autoclavado ou feitos com rocha.

**Tabela 2.11** – Espessura mínima de paredes com blocos de concreto carregadas.

Nº da linha	Nível de carregamento ( $\alpha$ ) em relação à resistência de cálculo à temp. ambiente	Espessura mínima da parede $t_f$ (mm) em função do tempo de resistência ao fogo (em minutos)						
		30	45	60	90	120	180	240
<b>Critério REI:</b>								
2.2.1	$\alpha \leq 1,0$	90/170	100/170	100/170	100/170	100/190	140/240	150/300
2.2.2		(90/140)	(90/140)	(90/140)	(100/140)	(100/170)	(140/190)	(150/240)
2.2.3	$\alpha \leq 0,6$	90/140	90/140	100/140	100/170	100/170	140/190	150/240
2.2.4		(70/100)	(90/100)	(90/100)	(90/100)	(100/140)	(125/170)	(140/190)
<b>Critério R:</b>								
2.2.1	$\alpha \leq 1,0$	170	170	170	240	300	300	365
2.2.2		(170)	(170)	(170)	(170)	(240)	(240)	(300)
2.2.3	$\alpha \leq 0,6$	170	170	170	190	240	240	300
2.2.4		(140)	(140)	(140)	(170)	(190)	(240)	(240)
Blocos do Grupo 2, conforme Eurocode 6 - EN 1996-1-1:2005. Argamassa: uso geral, camada fina, leve; Agregados de densidade normal $6 \leq f_b \leq 35$ [N/mm <sup>2</sup> ] – REI $6 \leq f_b \leq 20$ [N/mm <sup>2</sup> ] – R $720 \leq \rho \leq 1650$ [kg/m <sup>3</sup> ] – REI $1400 \leq \rho \leq 2000$ [kg/m <sup>3</sup> ] – R								

Fonte: adaptado do Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005

Nessas tabelas, são definidos valores mínimos ou intervalo de valores para a espessura da parede; por exemplo, 90/170 significa que a espessura mínima recomendada varia entre 90 mm e 170 mm. Além disso, os valores entre parênteses referem-se às espessuras mínimas das paredes quando as mesmas possuem revestimento (camada de 10 mm, em gesso ou argamassas específicas), que deve ser aplicado em ambas as faces da parede.

- **Modelo simplificado de cálculo:**

Nesse método, a capacidade resistente da alvenaria é determinada com base na sua seção transversal residual resultante de um determinado tempo de exposição ao *Incêndio-Padrão*. O método foi desenvolvido tomando-se como referência resultados experimentais realizados com blocos do Grupo 1 do Eurocode 6 - EN 1996-1-1:2005, ou seja, unidades cujo volume dos furos é menor ou igual a 25% de seu volume total.

Como os blocos utilizados no Brasil apresentam volume total de furos em torno de 50%, a princípio, o Modelo Simplificado de Cálculo não poderia ser aplicado diretamente. No entanto, a própria norma informa que os princípios desse método podem ser utilizados para outros tipos de blocos (além dos blocos do Grupo 1) caso sejam devidamente calibrados com novos ensaios ou com uma base de dados confiável para a obtenção das isoterms.

O procedimento de cálculo é composto das seguintes etapas:

- 1) Determinar o tempo de exposição ao *Incêndio-Padrão* (TRRF);
- 2) Estabelecer o perfil de temperaturas ao longo da seção transversal;
- 3) Definir a seção residual resistente, retirando-se do cálculo a parte inefetiva da seção (para o caso de blocos de concreto, as regiões com temperatura acima de 500°C devem ser desprezadas) – ver Figura 2.36;
- 4) Calcular a capacidade resistente da alvenaria ( $N_{Rd,fi(\theta_i)}$ ) considerando-se a seção residual;
- 5) Verificar se essa resistência é superior às tensões geradas pela combinação de ações em situação de incêndio (Combinações Últimas Excepcionais).

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,fi(\theta_i)} \quad (2.18)$$

$$N_{Rd,fi(\theta_i)} = \Phi \cdot (f_{d\theta_1} \cdot A_{\theta_1} + f_{d\theta_2} \cdot A_{\theta_2}) \quad (2.19)$$

Onde:

$A$  - área total da seção transversal da alvenaria;

$A_{\theta 1}$  - área da seção transversal da alvenaria com temperaturas até  $\theta_1$ ;

$A_{\theta 2}$  - área da seção transversal da alvenaria com temperaturas entre  $\theta_1$  e  $\theta_2$ ;

$\theta_1$  - temperatura até a qual pode-se utilizar a resistência integral do material (concreto: 100°C);

$\theta_2$  - temperatura acima da qual a resistência do material é desprezada (concreto: 500°C);

$N_{Ed}$  - esforço de compressão solicitante de cálculo;

$N_{Rd,fi(\theta_i)}$  - esforço de compressão resistente de cálculo, em situação de incêndio;

$f_{d\theta 1}$  - resistência à compressão de cálculo da alvenaria até a temperatura  $\theta_1$ ;

$f_{d\theta 2}$  - resistência à compressão de cálculo da alvenaria entre  $\theta_1$  e  $\theta_2$ ;

$\Phi$  - fator de redução da capacidade portante da parede em função de excentricidades ( $e_{\Delta\theta}$ );

$e_{\Delta\theta}$  - excentricidade de carregamento devido à variação de temperatura na alvenaria;

$$e_{\Delta\theta} = \frac{1}{8} \cdot h_{ef}^2 \cdot \frac{\alpha_t \cdot (\theta_2 - 20)}{t_{Fr}} \leq \frac{h_{ef}}{20} \quad (2.20)$$

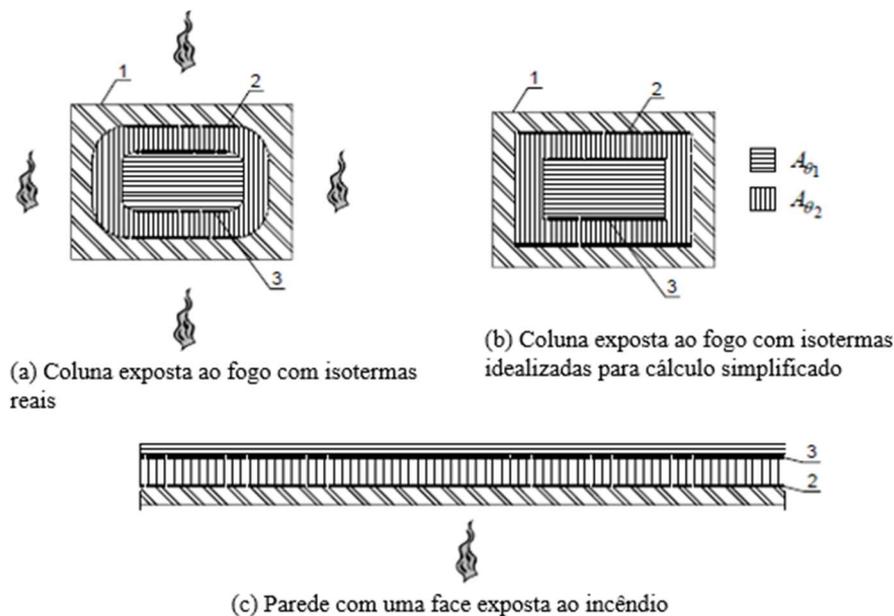
$e_{\Delta\theta} = 0$  quando o incêndio é não compartimentado (ambas as faces expostas ao fogo);

$h_{ef}$  - altura efetiva da parede;

$\alpha_t$  - coeficiente de expansão térmica da alvenaria;

$t_{Fr}$  - espessura da seção transversal cuja temperatura não excede  $\theta_2$ .

**Figura 2.36** – Definição das áreas da seção da alvenaria em função das temperaturas  $\theta_1$  e  $\theta_2$ .



Fonte: adaptado de Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005

- **Modelo avançado de cálculo:**

Se baseia no comportamento físico dos materiais componentes da alvenaria para prever o comportamento dos elementos estruturais submetidos a elevadas temperaturas. Deve incluir modelos térmicos, de tal forma que a distribuição e a variação da temperatura nos elementos estruturais possam ser previstas, e modelos mecânicos capazes de considerar a variação das propriedades físicas e mecânicas dos materiais e seus efeitos no comportamento da estrutura.

O Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005 fornece valores das propriedades físicas e térmicas de alguns materiais empregados em componentes de paredes de alvenaria em função da temperatura, tais como a *Condutividade Térmica*, o *Calor Específico* e a *Massa Específica*. No entanto, não apresenta tais valores para blocos de concreto de densidade normal, o que leva o projetista a ter que recorrer ao Eurocode 2 - EN 1992-1-2:2004 para a obtenção de valores de referência para esse material ou buscar essas informações através de ensaios experimentais.

### 2.4.3 NORMA AMERICANA ACI/TMS 216.1-14

Nessa norma, são apresentados procedimentos para o dimensionamento de estruturas de concreto e de alvenaria em situação de incêndio. Em relação à alvenaria, a norma contempla os casos de paredes com blocos de concreto ou cerâmicos, com ou sem função estrutural. A metodologia de dimensionamento é bem simples: consiste em determinar, por meio de valores tabelados, a *espessura equivalente mínima* da parede em função do tempo requerido de resistência ao fogo. Na Tabela 2.12 são apresentados os valores estabelecidos para paredes de alvenaria com blocos de concreto.

**Tabela 2.12** – Espessura equivalente mínima de paredes com blocos de concreto.

Tipo de agregado utilizado no concreto do bloco	Espessura equivalente mínima da parede (mm) em função do tempo de resistência ao fogo (em minutos)						
	30	45	60	90	120	180	240
Cascalho calcário ou silicoso	51	61	71	91	107	135	157
Rocha calcárea, cinzas ou escória resfriada a ar	48	58	69	86	102	127	150
Argila expandida, xisto expandido ou ardósia expandida	46	56	66	84	91	112	130
Escória expandida ou pedrapomes	38	48	53	69	81	102	119

Fonte: adaptado do ACI/TMS 216.1-14

O cálculo da espessura equivalente da parede ( $T_{ea}$ ) é feito por meio da Equação (2.21), que leva em consideração a contribuição dos blocos ( $T_e$ ) e dos materiais de acabamento ( $T_{ef}$ ). Com a Equação (2.22) é possível obter a espessura equivalente ( $T_e$ ) do bloco analisado em função apenas de sua geometria, podendo-se considerar, ainda, a utilização de materiais de preenchimento no cálculo, tais como o graute ou materiais soltos (areia, cascalho, brita, escória, argila expandida, pedra-pomes, vermiculita etc.). Nessas equações,  $V_n$ ,  $L$  e  $H$  correspondem ao volume líquido, ao comprimento e à altura do bloco, respectivamente.

$$T_{ea} = T_e + T_{ef} \quad (2.21)$$

$$T_e = V_n / L \cdot H \quad (2.22)$$

Os materiais normalmente utilizados para o revestimento/acabamento das paredes também contribuem para a resistência ao fogo desses elementos. Tal contribuição é considerada no ACI/TMS 216.1-14 por meio de um acréscimo na espessura equivalente do bloco ou diretamente no tempo de resistência ao fogo, e varia de acordo com o tipo e a espessura do material empregado no acabamento.

Para revestimentos aplicados na face não exposta ao fogo, sua espessura deve ser ajustada com base nos fatores constantes na Tabela 2.13 para a obtenção de  $T_{ef}$ , levando-se em consideração o material dos blocos e, logicamente, o próprio material de revestimento. No caso de revestimentos aplicados na face exposta ao fogo, sua contribuição é considerada na norma por meio de um incremento no tempo de resistência ao fogo da parede, conforme os valores apresentados na Tabela 2.14.

**Tabela 2.13** – Fator multiplicador da espessura de acabamentos aplicados à face não exposta de paredes com blocos de concreto.

Tipo de agregado utilizado no concreto do bloco	Tipo de acabamento aplicado à alvenaria			
	Argamassa de cimento e areia ou terrazzo/granilite	Reboco de gesso e areia	Reboco de gesso com vermiculita ou perlita	Placa de gesso (Drywall)
Silicoso, calcário, cal, cinzas, escória de alto forno resfriada ao ar.	1,00	1,25	1,75	3,00
80% ou mais de xisto expandido, ardósia expandida, argila expandida, escória expandida ou pedra-pomes.	0,75	1,00	1,25	2,25

Fonte: adaptado do ACI/TMS 216.1-14

**Tabela 2.14** – Tempo associado aos materiais de acabamento na face exposta ao fogo de paredes de alvenaria.

<b>Tipo de acabamento</b>	<b>Espessura</b>	<b>Tempo (min)</b>
Placa de gesso comum ( <i>Drywall</i> )	9,5mm	10
	12,7mm	15
	16,0mm	20
	2x (9,5mm)	25
	9,5mm + 12,7mm	35
	2x (12,7mm)	40
Placa de gesso “X” ( <i>Drywall</i> resistente a fogo)	12,7mm	25
	16,0mm	40
Argamassa de cimento e areia sobre tela metálica	19,0mm	20
	22,2mm	25
	25,4mm	30
Argamassa de gesso e areia sobre ripas de gesso de 3/8”	12,7mm	35
	16,0mm	40
	19,0mm	50
Argamassa de gesso e areia sobre tela metálica	19,0mm	50
	22,2mm	60
	25,4mm	80

Fonte: adaptado do ACI/TMS 216.1-14

Nas situações em que há aplicação de revestimento em ambas as faces, deve-se limitar a contribuição total (ou seja, de ambos os acabamentos) à metade da contribuição atribuída à parede sem acabamento. Paredes com acabamentos diferentes em suas faces de provável exposição ao fogo devem ser duplamente verificadas, com cada uma de suas faces adotada como sendo a face de exposição ao fogo. A resistência ao fogo dessa parede deve ser tomada como o menor dos tempos obtidos nos cálculos isolados.

#### **2.4.4 NORMA AUSTRALIANA AS 3700:2018**

O dimensionamento feito conforme a norma australiana é explicitamente relacionado aos três critérios comentados no item 2.3 do presente trabalho, ou seja, resistência mecânica, (*adequabilidade estrutural*), estanqueidade (*integridade*), e *isolamento térmico*. A norma disponibiliza duas alternativas para o projeto das paredes de alvenaria estrutural em situação de incêndio: por meio de ensaios de laboratório ou com base em um método tabular.

- **Resistência mecânica:**

Assim como no caso da norma americana, o dimensionamento feito com base no *método tabular* é bastante simples, com a diferença que, em vez da espessura equivalente, a norma australiana estabelece limites para o índice de esbeltez da parede em função do tempo de resistência ao fogo. Tal particularidade aparenta ser um critério mais racional sob o ponto de vista de comportamento estrutural, uma vez que a estabilidade das paredes de alvenaria é bastante influenciada pela ação do fogo, sobretudo em casos de incêndio compartimentado. A Tabela 2.15 apresenta os índices de esbeltez máximos estabelecidos pela norma para alvenarias com diferentes tipos de materiais, abrangendo os casos de alvenaria armada e não armada.

**Tabela 2.15** – Índice de esbeltez máximo para o critério de adequabilidade estrutural.

Tipo de bloco	Índice de esbeltez máximo em função do tempo de resistência ao fogo (em minutos)					
	30	60	90	120	180	240
Alvenaria não armada:						
(i) blocos cerâmicos	25,0	22,5	21,0	20,0	18,0	17,0
(ii) sílico-calcários com agregados basálticos -						
(A) menos de 45% de todos os agregados	20,5	19,0	18,0	17,5	16,5	15,5
(B) pelo menos 45% de todos os agregados	25,0	22,5	21,0	20,0	18,0	17,0
(iii) blocos de concreto com agregado basáltico -						
(A) menos de 45% de todos os agregados	19,5	18,0	17,0	16,0	15,5	15,0
(B) pelo menos 45% de todos os agregados	25,0	22,5	21,0	20,0	18,0	17,0
Alvenaria armada	36,0	36,0	36,0	36,0	36,0	36,0

Nota: o termo “basáltico” pode ser aplicado a todos os tipos de rochas básicas, gabro, basalto, diabásio, diorito, traquito e rochas semelhantes que contêm menos de 10% de quartzo.

Fonte: adaptado de AS 3700-2018

O cálculo do índice de esbeltez de cada parede analisada é feito por meio das Equações (2.23) e (2.24), que devem ser aplicadas a elementos sem e com travamentos laterais ao longo de seus bordos verticais, respectivamente. Os valores obtidos devem atender aos limites impostos na Tabela 2.15; caso contrário, a parede deverá ser redimensionada para uma maior espessura.

$$S_{rf} = \frac{\alpha_{vf} \cdot H}{t} \quad (2.23)$$

$$S_{rf} \leq \begin{cases} \frac{\alpha_{vf} \cdot H}{t} \\ \frac{0,7}{t} \cdot \sqrt{\alpha_{vf} \cdot H \cdot \alpha_h \cdot L} \\ \frac{\alpha_h \cdot L}{t} \end{cases} \quad (2.24)$$

Onde:

$S_{rf}$  – índice de esbelteza da parede (usado para verificação em incêndio);

$\alpha_{vf}$  – igual a 0,75 se a parede é travada lateralmente no seu bordo superior; igual a 2,0 nos demais casos;

$H$  - altura da parede entre travamentos laterais;

$t$  - espessura total da parede;

$\alpha_h$  - igual a 1,0 se a parede é travada lateralmente ao longo ambos os seus bordos verticais; igual a 2,5 se a parede é travada lateralmente ao longo de apenas um de seus bordos verticais;

$L$  - comprimento da parede entre bordos verticais travados lateralmente.

- **Isolamento térmico:**

A verificação da resistência ao fogo segundo o critério de isolamento é feita com base na Tabela 2.16, a qual estabelece a espessura equivalente mínima necessária para a parede de acordo com o tempo requerido de resistência ao fogo.

**Tabela 2.16** – Espessura equivalente mínima para o critério de isolamento térmico.

Tipo de bloco	Espessura equivalente mínima (mm) em função do tempo de resistência ao fogo (em minutos)					
	30	60	90	120	180	240
Blocos cerâmicos	60	90	110	130	160	180
Blocos sílico-calcáreos	50	70	90	110	135	160
Blocos de concreto:						
(A) Densidade > 1800 kg/m <sup>3</sup>	55	80	100	120	150	180
(B) Densidade ≤ 1800 kg/m <sup>3</sup>	55	75	90	110	135	160

Fonte: adaptado de AS 3700-2018

Para blocos vazados de concreto, a espessura equivalente da alvenaria é calculada de forma semelhante à norma americana (Equação (2.21)), levando-se em consideração sua

geometria (percentual de vazios em relação à área bruta da seção), a existência de material de preenchimento (graute) e eventuais revestimentos cimentícios aplicados na face não exposta ao fogo (considerando espessura máxima de 20 mm). A contribuição de revestimentos na face exposta não deve ser considerada no cálculo da espessura equivalente.

- **Estanqueidade:**

Segundo a norma, um elemento de alvenaria pode ser considerado com adequada resistência ao fogo para o critério de estanqueidade se ele atender a ambos os critérios de resistência mecânica (Tabela 2.15) e de isolamento térmico (Tabela 2.16), considerando-se o mesmo tempo requerido de resistência ao fogo.

Alternativamente ao método tabular, é permitido realizar o dimensionamento com base em resultados de ensaios experimentais, geralmente realizados pelos próprios fabricantes de blocos australianos. Segundo Leite *et al.* (2016), os fabricantes fornecem grupos de ábacos que oferecem a possibilidade de verificação rápida do critério de adequabilidade estrutural, que já inclui as avaliações quanto à estanqueidade e ao isolamento térmico.

## **2.5 TRABALHOS SOBRE ALVENARIA EM INCÊNDIO**

São apresentados, neste item, resultados de estudos já realizados sobre paredes de alvenaria, com ou sem função estrutural, em situação de incêndio. Por se tratar de um tema ainda pouco estudado, a quantidade de resultados, numéricos ou experimentais, presentes na literatura ainda é relativamente pequena, sobretudo quando se trata de alvenaria estrutural. A seguir, são apresentados os resultados dos principais trabalhos de pesquisa presentes na literatura, tanto para a caracterização dos materiais envolvidos quanto para a avaliação do comportamento térmico e estrutural da alvenaria em temperaturas elevadas.

### **2.5.1 TRABALHOS PIONEIROS**

Em Harmathy e Allen (1972) é apresentado um estudo sobre alvenaria com blocos de concreto, sem função estrutural, em temperaturas elevadas. Por se tratar de um dos primeiros trabalhos sobre o assunto, o artigo apresenta características gerais a respeito da influência da pasta de cimento, agregados, teor de umidade e geometria das paredes na sua resistência ao

fogo. Tais considerações foram baseadas em vários ensaios realizados anteriormente, cujos resultados se encontram em Harmathy (1965), Harmathy (1970a) e Allen (1970).

Sobre a pasta de cimento, os autores chamam a atenção para o fato de que mais da metade de sua massa consiste de silicatos de cálcio hidratados, que se caracterizam por manter grande quantidade de umidade quando em equilíbrio com o ambiente. Ao ser aquecido até elevadas temperaturas, a umidade presente no concreto tende a escapar através de seus poros e os silicatos sofrem um processo de desidratação. Tal comportamento envolve grande absorção de energia e retardam o aquecimento ao longo da peça, resultando numa melhora significativa do desempenho do concreto em situação de incêndio. Nesse contexto, os autores citam que cada 1% de incremento na umidade (em volume) é capaz de produzir um aumento entre 4% e 5% na resistência ao fogo do concreto (critério de isolamento térmico).

No caso de concreto autoclavado, seu processo de produção contribui para a formação de compostos com área superficial relativamente pequena e, com isso, possui menor capacidade de reter umidade em comparação com o concreto convencional. Sendo assim, o processo de autoclave não oferece qualquer vantagem sob o ponto de vista de resistência ao fogo (critério de isolamento).

O trabalho discute, também, a influência dos agregados nas propriedades térmicas do concreto, pontuando que são esses os componentes que mais influenciam na condutividade térmica do material. Assim, essa propriedade é bastante influenciada pela composição mineralógica dos agregados graúdo e miúdo utilizados, podendo um determinado concreto feito com agregados quartizosos apresentar valor de condutividade duas vezes maior (à temperatura ambiente) do que um outro concreto composto por agregados basálticos, por exemplo. As diferenças podem ser ainda mais expressivas no caso de agregados leves, que possuem condutividade térmica bem menor do que os agregados usuais.

Quanto à geometria dos blocos, os autores fazem uma análise sobre a influência dos furos e dos septos longitudinais e transversais dos blocos no fluxo de calor ao longo da espessura da parede. Dentre as principais conclusões, destacam-se:

- (1) A inserção de uma camada de ar de 25mm de espessura entre dois septos longitudinais (por exemplo, blocos tendo furos com essa dimensão) pode conferir um aumento na eficiência do isolamento térmico de até 10% em comparação com blocos maciços com o mesmo volume de concreto. No entanto, como a transferência de calor através dessa camada de ar praticamente independe de sua espessura, não há aumentos significativos do isolamento com o afastamento desses septos.

- (2) Aumentar a espessura dos septos longitudinais dos blocos é mais eficiente, sob o ponto de vista de isolamento térmico da parede, do que aumentar a espessura dos septos transversais.
- (3) A presença de cavidades (de qualquer espessura) é tão mais benéfica quanto maior for a condutividade térmica do concreto.

Essas conclusões são fundamentadas num amplo trabalho experimental envolvendo 71 ensaios, conforme detalhado em Allen e Harmathy (1972). Além de variar a espessura das paredes (blocos maciços entre 10,2 cm e 15,2 cm; blocos furados entre 20,3 cm e 25,4 cm), também foram testados diferentes tipos de materiais para a produção do concreto, tais como: agregados silicosos, calcários, argila expandida, escória expandida, xisto expandido e pedra pomes, misturados em diferentes proporções com areia. A influência do procedimento de cura por autoclave foi também avaliada em alguns desses concretos. Ao final, Allen e Harmathy (1972) apresenta formulações relativamente simples para estimar o tempo de resistência ao fogo da alvenaria com relação ao critério de isolamento térmico.

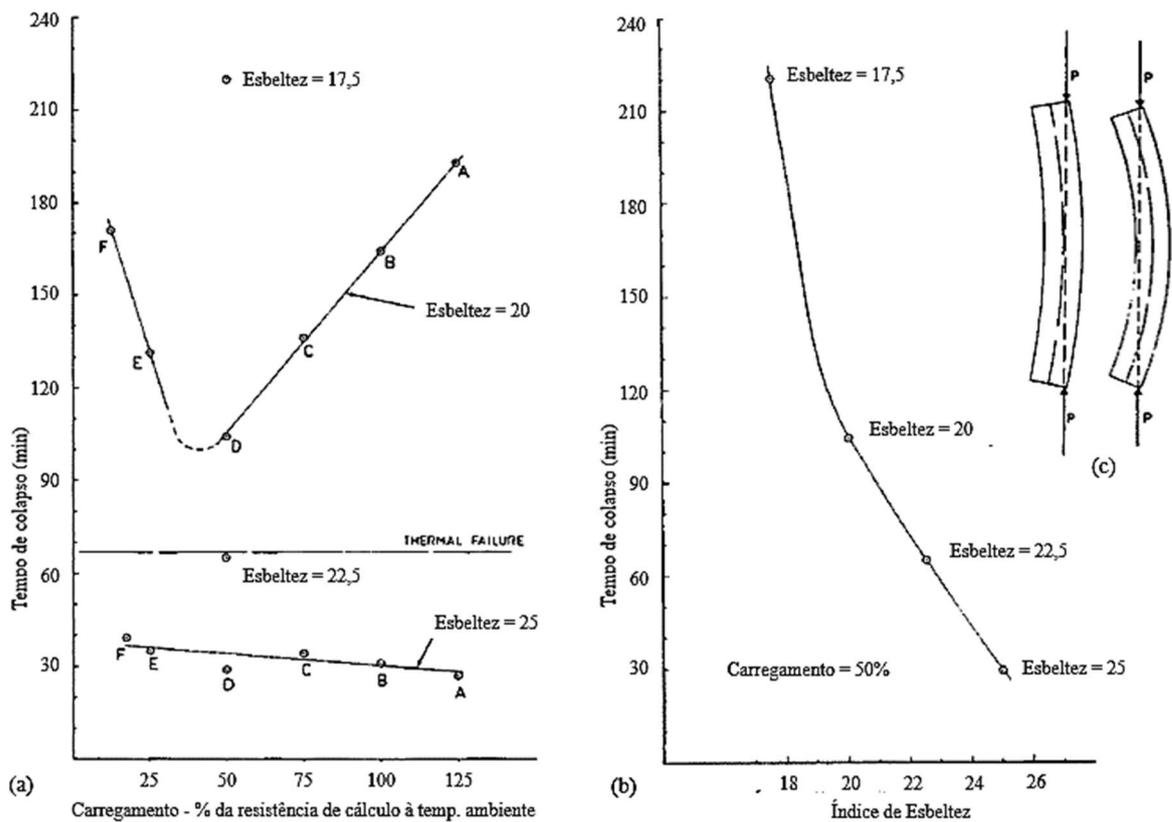
Em Byrne (1979) são apresentados os resultados de ensaios experimentais realizados com 14 paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos maciços em escala natural, as quais foram submetidas à elevação de temperatura em uma de suas faces e a carregamentos mecânicos variados. A influência da esbeltez foi também avaliada por meio da variação da altura das paredes, mantendo constantes sua espessura e comprimento.

Nessa investigação, concluiu-se que a magnitude do carregamento aplicado e a esbeltez influenciam significativamente no desempenho da parede em incêndio (Figura 2.37). Para paredes com índice de esbeltez (relação altura/espessura) igual a 25, o tempo referente ao colapso estrutural foi pouco influenciado pelo nível de carregamento aplicado, evidenciando que a perda de capacidade resistente da alvenaria foi governada por problemas de instabilidade relacionados ao alto índice de esbeltez. Já as paredes menos esbeltas (relação altura/espessura igual ou inferior a 20) apresentaram comportamento mais complexo, resultando em menor tempo de resistência ao fogo para carregamento mecânico girando em torno de 50% da resistência de cálculo da parede à temperatura ambiente (ver Figura 2.37a); a partir desse ponto de mínimo da curva, o tempo de colapso teve um aumento expressivo, tanto para carregamentos maiores do que 50% quanto para menores.

Segundo os autores, esse comportamento é resultado do efeito conjunto do carregamento atuante com as deformações oriundas da expansão térmica, a qual ocorre de forma variável ao longo da seção transversal devido à ação do fogo em apenas uma face da alvenaria. Como consequência, ocorre um arqueamento da parede em direção ao lado exposto

ao fogo, o que tende a ser contraposto pelo carregamento atuante devido às excentricidades geradas (Figura 2.37c). A depender da intensidade do carregamento atuante e das excentricidades, o colapso da parede pode ocorrer de forma prematura ou após considerável tempo de exposição ao incêndio, aumentando-se a influência da degradação dos materiais em função do tempo de exposição ao fogo.

**Figura 2.37** – Tempo de colapso das paredes em função do carregamento e da esbeltez.



Fonte: adaptado de Byrne (1979).

Por fim, os autores destacam que um pequeno incremento de esbeltez resultou em uma redução significativa no tempo de colapso das paredes analisadas (Figura 2.37b). No entanto, no caso das paredes com índice de esbeltez menor ou igual a 20, os experimentos mostraram que a alvenaria em questão apresenta tempo de resistência ao fogo de pelo menos 60 minutos, independentemente do carregamento aplicado.

Rogowski (1984) avalia, por meio de ensaios experimentais, os riscos de espalhamento de chamas e fumaça de um compartimento para outro quando da utilização de materiais de preenchimento entre paredes duplas (*cavity walls*) de alvenaria de blocos de concreto. Contextualizando a importância do trabalho, o autor justifica que, à época, houve grande

aumento na utilização de revestimentos e preenchimentos nas paredes visando garantir maior conforto térmico para as edificações no Reino Unido. No entanto, muitos desses materiais de preenchimento têm baixa resistência a temperaturas elevadas (tais como o isopor, materiais orgânicos, celulósicos e plásticos em geral), sendo alguns deles, inclusive, materiais combustíveis.

Como principal conclusão, o autor afirma que não foi encontrado risco de propagação de incêndio através de qualquer preenchimento testado, desde que a alvenaria tenha sido corretamente construída, sem frestas nas juntas e com vedação adequada no contorno. Havendo falhas de execução que exponham o material de preenchimento ao calor intenso, o risco de espalhamento do incêndio e propagação de fumaça aumentam consideravelmente, dependendo do material e da forma como é utilizado (granular, em placas etc.).

Outra grande contribuição para o entendimento do comportamento da alvenaria em situação de incêndio é dada em Lawrence e Gnanakrishnan (1987), que apresenta os resultados de uma campanha experimental envolvendo 146 paredes em escala natural e com diferentes tipos de materiais e espessuras. As conclusões do trabalho corroboram os resultados apresentados em Byrne (1979) e alertam para a necessidade de novos estudos sobre o assunto, principalmente no que se refere aos efeitos do nível de carregamento na resistência ao fogo das paredes de alvenaria.

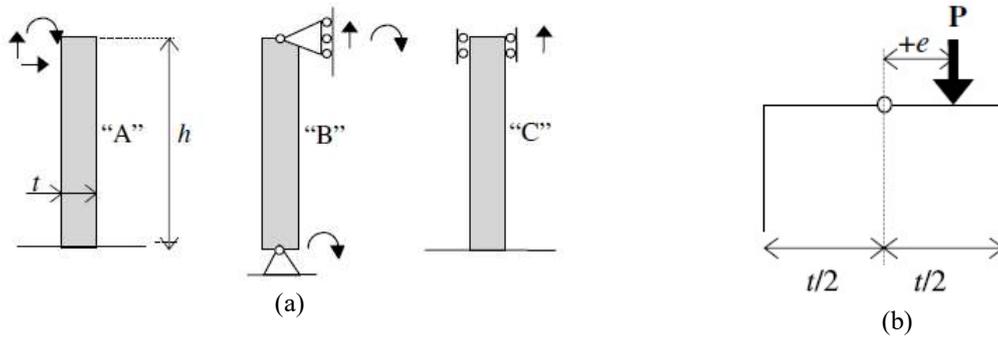
### 2.5.2 PESQUISAS RECENTES

- **Nadjai *et al.* (2003a) e Nadjai *et al.* (2003b):**

Nesses trabalhos, apresenta-se um modelo numérico desenvolvido com base no Método dos Elementos Finitos, o qual é capaz de simular o comportamento estrutural de paredes maciças de alvenaria submetidas a elevadas temperaturas. O modelo contempla situações de incêndio compartimentado, ou seja, com o fogo atuando em apenas uma face da parede. Além disso, leva em consideração as não linearidades geométricas e de material, incluindo os efeitos da expansão térmica e da fissuração no caso de materiais frágeis, como o concreto.

Após ser validado com base em resultados experimentais, o modelo foi utilizado em uma análise paramétrica com o objetivo de avaliar a influência do índice de esbeltez, da excentricidade do carregamento e das condições de contorno no desempenho das paredes de alvenaria estrutural considerando unidades maciças (Figura 2.38).

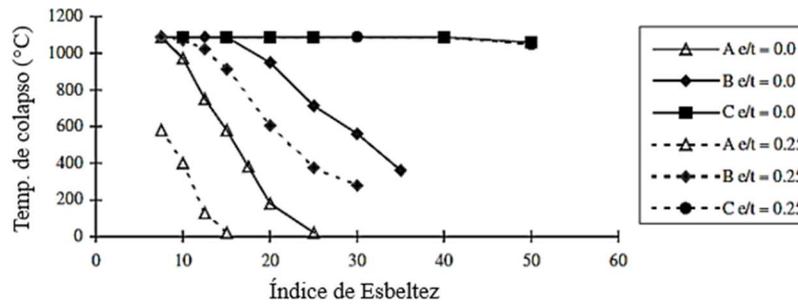
**Figura 2.38** – Análise paramétrica: esbeltez, condições de contorno e excentricidade.



Fonte: adaptado de Nadjai *et al.* (2003a).

Independentemente das condições de contorno e da excentricidade de carga, os resultados apontam para um decréscimo significativo da temperatura de colapso na face exposta quando se aumenta a esbeltez (Figura 2.39), exceto para o caso “C” da Figura 2.38a, em que a condição biengastada reduz os efeitos do abaulamento lateral resultante do gradiente de temperaturas na seção da parede. A Figura 2.40a mostra a evolução dos deslocamentos transversais no meio da face das paredes do tipo B, onde se observa que as paredes menos esbeltas apresentaram reversão do encurvamento após 1000°C.

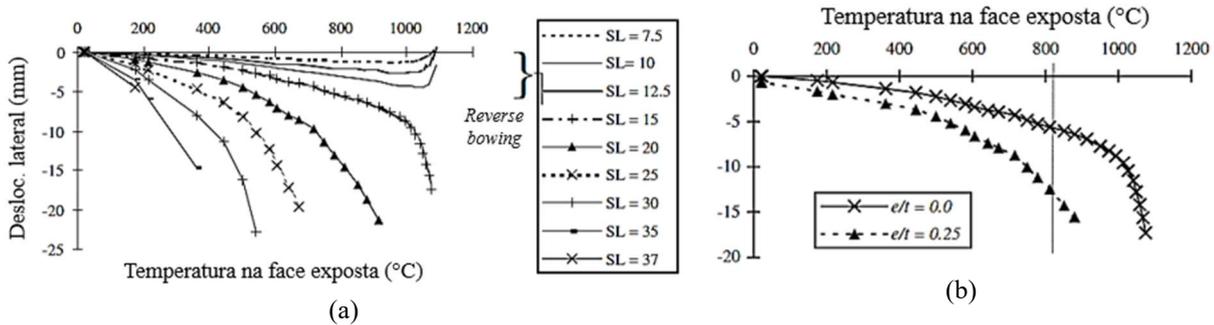
**Figura 2.39** – Temperatura de colapso na face exposta em função da esbeltez da parede.



Fonte: adaptado de Nadjai *et al.* (2003a).

Na Figura 2.40b, fica evidente o já esperado impacto da excentricidade de carga no aumento dos deslocamentos transversais, uma vez que essa excentricidade foi aplicada na condição mais desfavorável para a resistência da parede, ou seja, em direção à face não exposta ao fogo. Com isso, os autores concluem que o carregamento centrado produz um efeito estabilizador em paredes com função de compartimentação, pois atuam no sentido de reduzir as diferenças nos níveis de deformação ao longo da seção transversal.

**Figura 2.40** – Paredes do tipo B: (a) sem excentricidade e (b) com esbeltez igual a 15.



Fonte: adaptado de Nadjai *et al.* (2003a).

Em Nadjai *et al.* (2003b) são apresentados os detalhes sobre a formulação e o desenvolvimento desse modelo numérico, o qual foi intitulado MasSET (*Masonry Subject to Elevated Temperatures*). Segundo os autores, o modelo é capaz de realizar análises termoestruturais em paredes maciças com blocos cerâmicos ou de concreto, incluindo situações com ou sem carregamento, e foi validado com base nos resultados experimentais apresentados em Cooke (1988), Lawrence e Gnanakrishnan (1987) e Laverty *et al.* (2001).

- **Nadjai *et al.* (2006):**

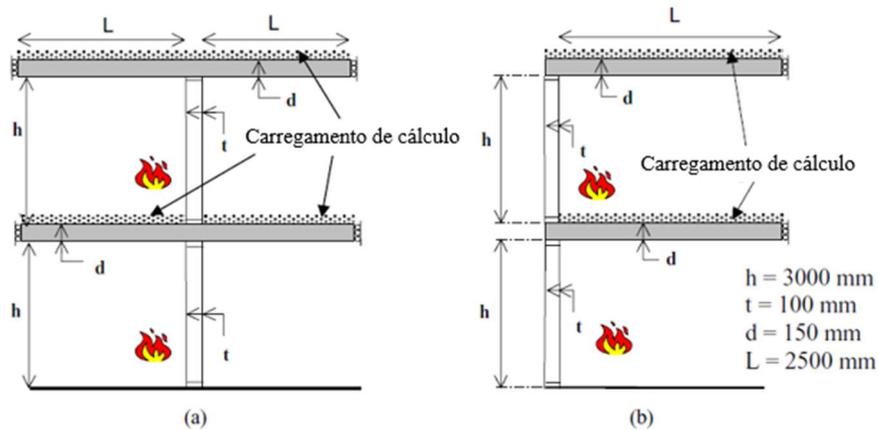
A partir de melhorias realizadas no modelo numérico apresentado no item anterior, Nadjai *et al.* (2006) apresenta um estudo cujo objetivo foi avaliar diferentes subpartes do sistema estrutural para a análise do seu comportamento em situação de incêndio. Nesse caso, as citadas melhorias no modelo incluem a possibilidade de se considerar, além da alvenaria, as lajes de concreto armado localizadas acima e abaixo das paredes. A ideia é verificar se o estudo do sistema estrutural completo da edificação é realmente necessário ou se o mesmo pode ser adequadamente representado por suas subpartes na verificação em situação de incêndio.

Dois tipos de subpartes comumente encontradas nas construções foram analisados no trabalho, conforme Figura 2.41: considerando a continuidade das lajes sobre as paredes ou com as paredes servindo como apoio de borda das lajes. Além disso, as simulações computacionais foram realizadas variando-se a localização do incêndio entre o primeiro e o segundo pavimento, ou mesmo com atuação em ambos.

Dentre os principais resultados, constatou-se que o encurvamento térmico de uma determinada parede não é afetado pela ocorrência de incêndio em um compartimento superior ou inferior adjacente. Além disso, foi verificado que os deslocamentos laterais do ponto central das paredes superiores foram maiores do que os das paredes inferiores em ambas as subpartes

analisadas, confirmando a tendência estabilizadora do carregamento atuante, que é maior no primeiro pavimento.

**Figura 2.41** – Subpartes da estrutura analisadas.



Fonte: adaptado de Nadjai *et al.* (2006).

A temperatura de colapso e os tempos críticos foram afetados diretamente pela localização do incêndio, conforme mostrado na Tabela 2.17, principalmente para o caso do sistema da Figura 2.41a. Tais resultados estão diretamente relacionados com os modos de falha identificados. No caso da subparte 1 (Figura 2.41a), as análises indicam que a condição mais crítica é aquela em que há incêndio em ambos os pavimentos, onde o colapso ocorreu por esmagamento das unidades do primeiro pavimento; a ocorrência de incêndio apenas no pavimento superior resultou no maior tempo de resistência ao fogo, com o colapso ocorrendo na parede desse mesmo pavimento devido aos efeitos P-Δ. Para as paredes da subparte 2 (Figura 2.41b), não foi identificada falha por esmagamento em nenhuma das análises (o que é justificado pelos autores pelo fato de o carregamento ser menor do que no caso anterior), sendo a flambagem o modo de colapso predominante.

**Tabela 2.17** – Tempo, temperatura e modo de colapso apresentados em Nadjai *et al.* (2006).

	Localização do incêndio								
	1º pav.			1º + 2º pav.			2º pav.		
	Tempo (min)	Temp. (°C)	Modo*	Tempo (min)	Temp. (°C)	Modo*	Tempo (min)	Temp. (°C)	Modo*
Subparte 1	40	762	(1)	33	670	(1)	72	930	(3)
Subparte 2	74	932	(2)	64	893	(3)	64	893	(3)

\*Modos de colapso:

- (1) Esmagamento das unidades no contorno da parede inferior (1º pavimento);
- (2) Flambagem (instabilidade) da parede inferior (1º pavimento);
- (3) Flambagem (instabilidade) da parede superior (2º pavimento);

Fonte: adaptado de Nadjai *et al.* (2006)

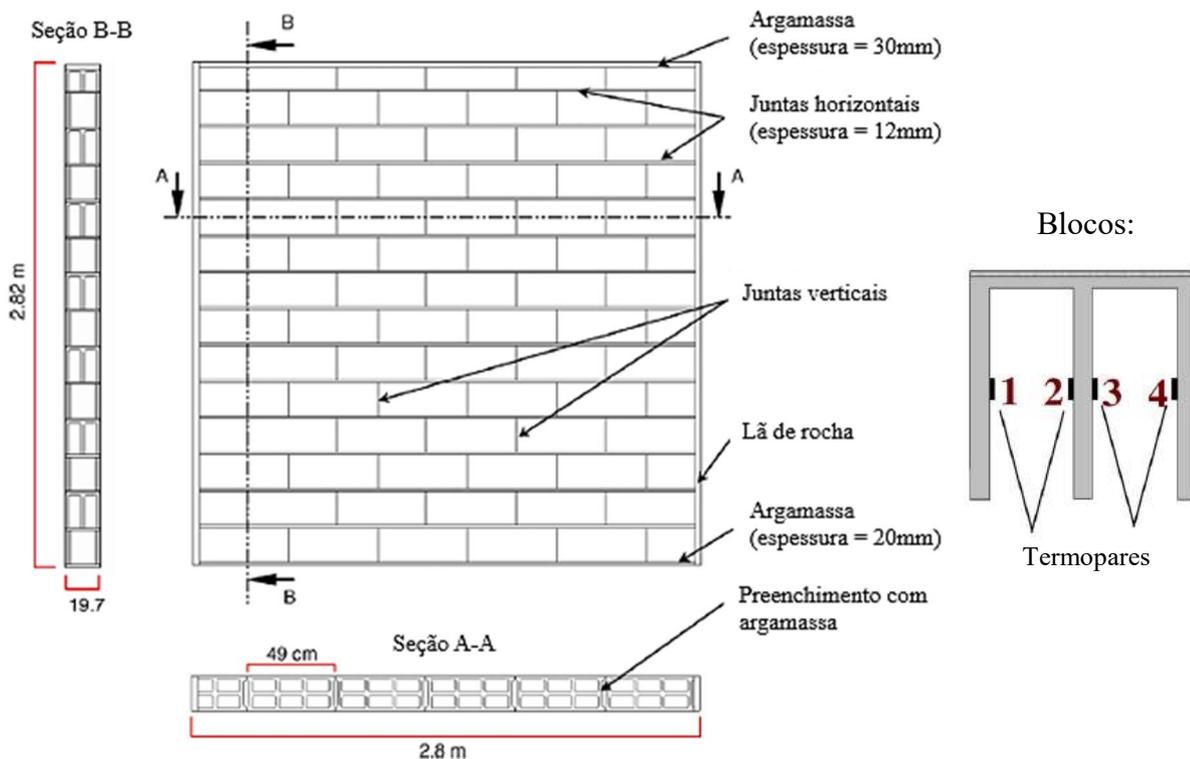
Por fim, os autores concluem que, para fins de projeto, o comportamento das paredes de alvenaria em incêndio pode ser bem representado por meio da modelagem de subpartes do sistema, desde que sejam adequadamente escolhidas para cobrir todas as possibilidades do projeto.

- **Nahhas *et al.* (2007):**

Em Nahhas *et al.* (2007) é apresentado um estudo experimental e numérico para a avaliação do comportamento termomecânico de paredes estruturais de alvenaria com blocos de concreto, com ênfase no entendimento do fenômeno de mudança de estado físico da água livre no interior do corpo de prova.

O ensaio experimental foi realizado com uma parede em escala real com dimensões de 2,8 m x 2,8 m, utilizando-se blocos com resistência à compressão de 4 MPa e com um total de seis furos verticais cada unidade, conforme Figura 2.42 (observar que os furos não são contínuos, pois parte superior dos blocos é fechada com um septo horizontal). As juntas de assentamento verticais e horizontais foram totalmente preenchidas com uma argamassa com as mesmas características mecânicas dos blocos.

**Figura 2.42** – Geometria e instrumentação das paredes ensaiadas.

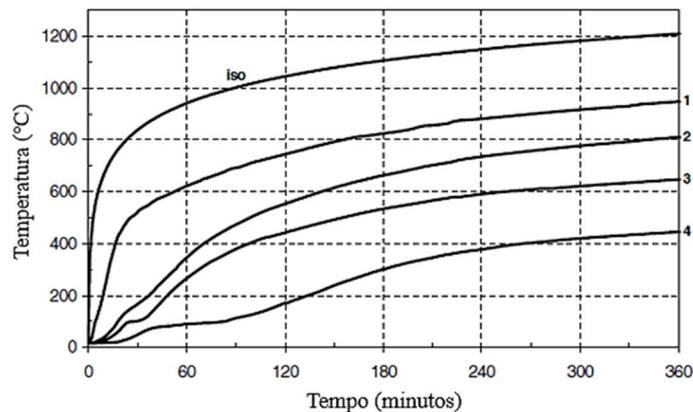


Fonte: adaptado de Nahhas *et al.* (2007).

A solicitação mecânica foi definida como uma carga vertical de compressão no valor de 13 tf/m no topo da parede e, por meio de um forno a gás, foi aplicada a ação térmica em uma de suas faces seguindo-se a *curva temperatura-tempo* da ISO 834-1:1999. As temperaturas ao longo da seção dos blocos foram obtidas por meio de termopares (Figura 2.42) e os deslocamentos verticais e transversais da parede foram medidos com transdutores de deslocamento do tipo LVDT.

Como resultado, as curvas de evolução de temperatura dos pontos mais afastados da face exposta ao fogo apresentam um patamar onde a temperatura se mantém constante por um período de tempo, que varia de acordo com o ponto de medida (Figura 2.43). Os autores destacam que esse patamar está relacionado à absorção da energia necessária para a vaporização da água livre, que, em condições normais de pressão, ocorre à temperatura de 100°C.

**Figura 2.43** – Evolução das temperaturas ao longo da espessura da parede ensaiada.



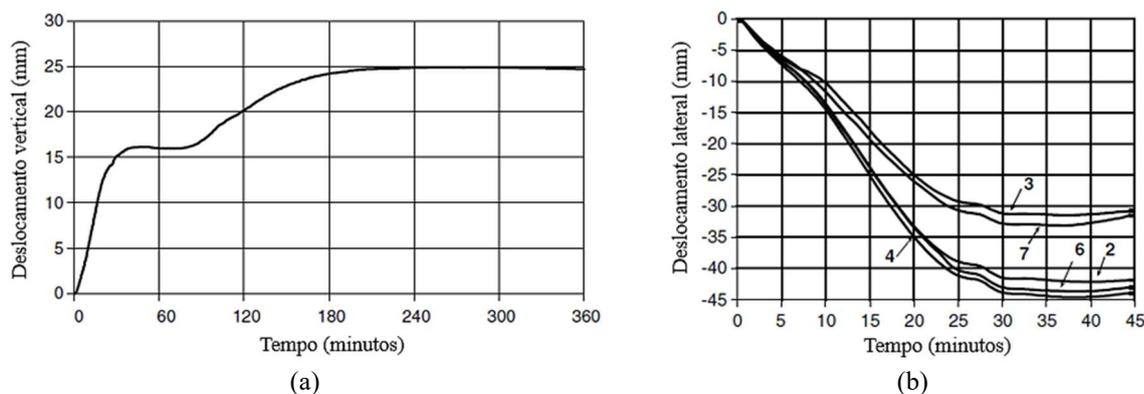
Fonte: adaptado de Nahhas *et al.* (2007).

Os deslocamentos transversais da parede, ocorridos devido ao encurvamento oriundo do gradiente térmico na seção transversal, chegaram a um valor máximo de, aproximadamente, 45 mm, tendo um desenvolvimento praticamente linear até cerca de 25 minutos e tendendo a se manter constante a partir de então (Figura 2.44b).

Quanto aos deslocamentos verticais, percebe-se a formação de um patamar (sem variação significativa de deslocamento) logo após um trecho de evolução linear (Figura 2.44a). Posteriormente, ocorrem acréscimos significativos no deslocamento, que passa a se estabilizar com cerca de 25 mm. Observando-se as semelhanças entre os patamares ocorridos nas curvas de temperatura (Figura 2.43) e de deslocamentos verticais (Figura 2.44a), os autores concluíram que as deformações provocadas pela expansão térmica assumem valor constante quando a

maior parte da parede atinge a temperatura correspondente à evaporação da água livre no interior do material (no caso, 100°C).

**Figura 2.44** – Deslocamentos vertical e transversal da parede ensaiada.



Fonte: adaptado de Nahhas *et al.* (2007).

Além da análise experimental, o trabalho apresenta, também, o desenvolvimento de um modelo térmico simplificado unidimensional, cujas formulações levam em consideração as três formas possíveis de transferência de calor ao longo da espessura da parede: radiação, condução e convecção. A energia absorvida para a evaporação da água livre também é considerada, de forma que o modelo também seja capaz de reproduzir o patamar de temperatura identificado experimentalmente.

- **Andreini e Sassu (2011):**

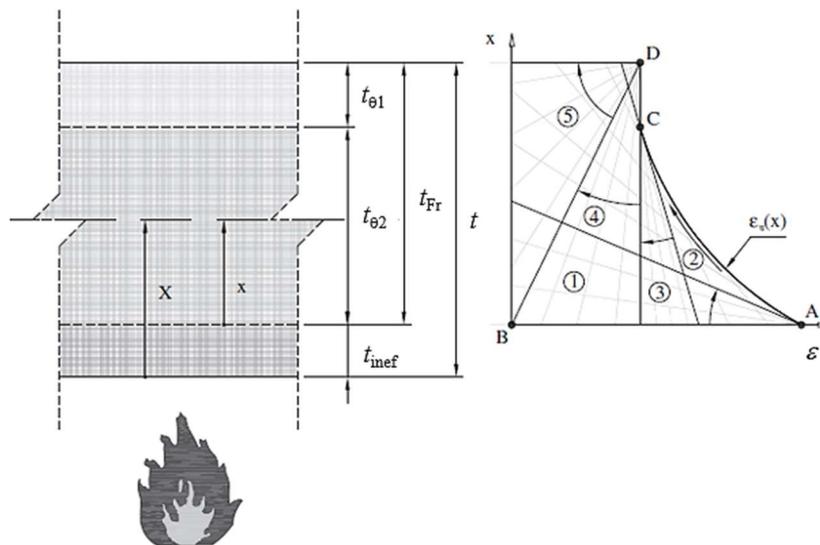
Esse trabalho apresenta um modelo analítico dedicado a determinar a resistência mecânica de paredes de alvenaria estrutural sujeitas a esforços combinados de compressão e flexão, mediante exposição ao fogo em uma de suas faces.

Assim como já tradicionalmente tratado nas estruturas metálicas/mistas, de concreto armado e de madeira, o método propõe a definição dos chamados diagramas de interação  $M-N$  (momento fletor - esforço normal) para a verificação de paredes sujeitas a carregamentos normais excêntricos em situação de incêndio. Por se tratar de um modelo estrutural, o mesmo deve ser aplicado após a realização de análises térmicas preliminares, de forma a se determinar o gradiente de temperaturas na seção transversal da parede e, com isso, possibilitar a utilização do modelo de cálculo para a obtenção das envoltórias no plano  $M-N$  (onde  $M$  é o momento fletor fora do plano da alvenaria e  $N$  é a força axial de compressão).

O modelo proposto se baseia no método analítico simplificado do Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005, onde, a partir de um determinado tempo de exposição ao incêndio considerado,

a seção transversal é dividida em regiões de acordo com o nível de temperaturas atingidas. Assim, define-se a seção resistente da alvenaria ( $t_{Fr}$ ) descontando a porção da parede considerada inefetiva ( $t_{inef}$ ). O modelo considera a variação das deformações ( $\varepsilon$ ) dentro de cinco domínios, conforme ilustrado na Figura 2.45, onde  $t_{\theta 1}$  indica a espessura entre a face não exposta e a isoterma  $\theta_1$  (limite de temperatura em que se considera o material íntegro) e  $t_{\theta 2}$  a região cuja temperatura varia entre  $\theta_1$  e  $\theta_2$  (temperatura acima da qual a resistência do material é desprezada). Dessa forma, conhecidas as relações constitutivas tensão-deformação-temperatura dos materiais, as envoltórias são determinadas por meio das formulações propostas no trabalho.

**Figura 2.45** – Parâmetros considerados no modelo analítico.



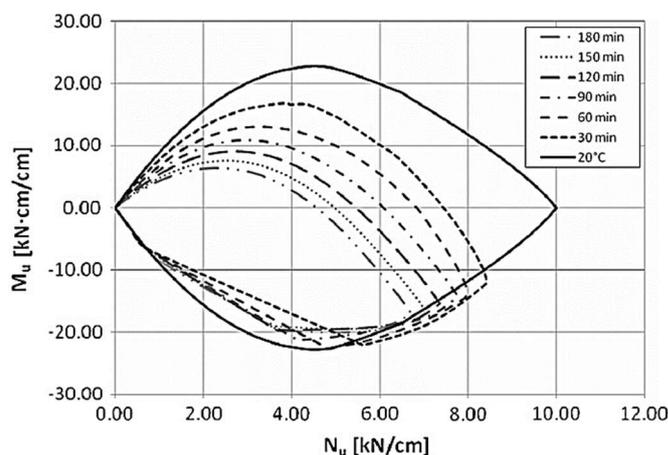
Fonte: Andreini e Sassu (2011).

Para demonstrar a aplicabilidade e os resultados encontrados com o modelo, o trabalho apresenta dois exemplos de aplicação em paredes de alvenaria, uma com blocos maciços de concreto leve e outra com tijolos cerâmicos maciços. Os resultados de um dos casos analisados (parede com espessura de 20 cm e blocos de concreto leve) estão apresentados na Figura 2.46, onde se pode observar as envoltórias  $M-N$  geradas pelo modelo para cada tempo de exposição ao incêndio considerado.

A ideia do modelo proposto se mostra bastante útil para aplicações práticas em projetos, uma vez que, a partir dos esforços solicitantes (momento fletor e esforço normal), permite avaliar se determinada parede garantiria resistência adequada ao TRRF estabelecido para a edificação. Para tanto, a coordenada definida pelo par de esforços solicitantes deve estar contida

pela envoltória; caso contrário, a combinação de momento e esforço de compressão resultaria em pontos externos à curva selecionada, caracterizando capacidade resistente insuficiente da parede em situação de incêndio.

**Figura 2.46** – Exemplo de diagrama  $M-N$  obtido com o método proposto.



Fonte: Andreini e Sassu (2011).

Assim, os autores concluem que o método apresentado representa não só uma extensão aos procedimentos prescritos no Eurocode 6 (EN 1996-1-2:2005), mas também uma alternativa aos mesmos, uma vez que pode ser adaptado a qualquer tipo de alvenaria em que as propriedades térmicas e mecânicas dos materiais em temperaturas elevadas sejam conhecidas.

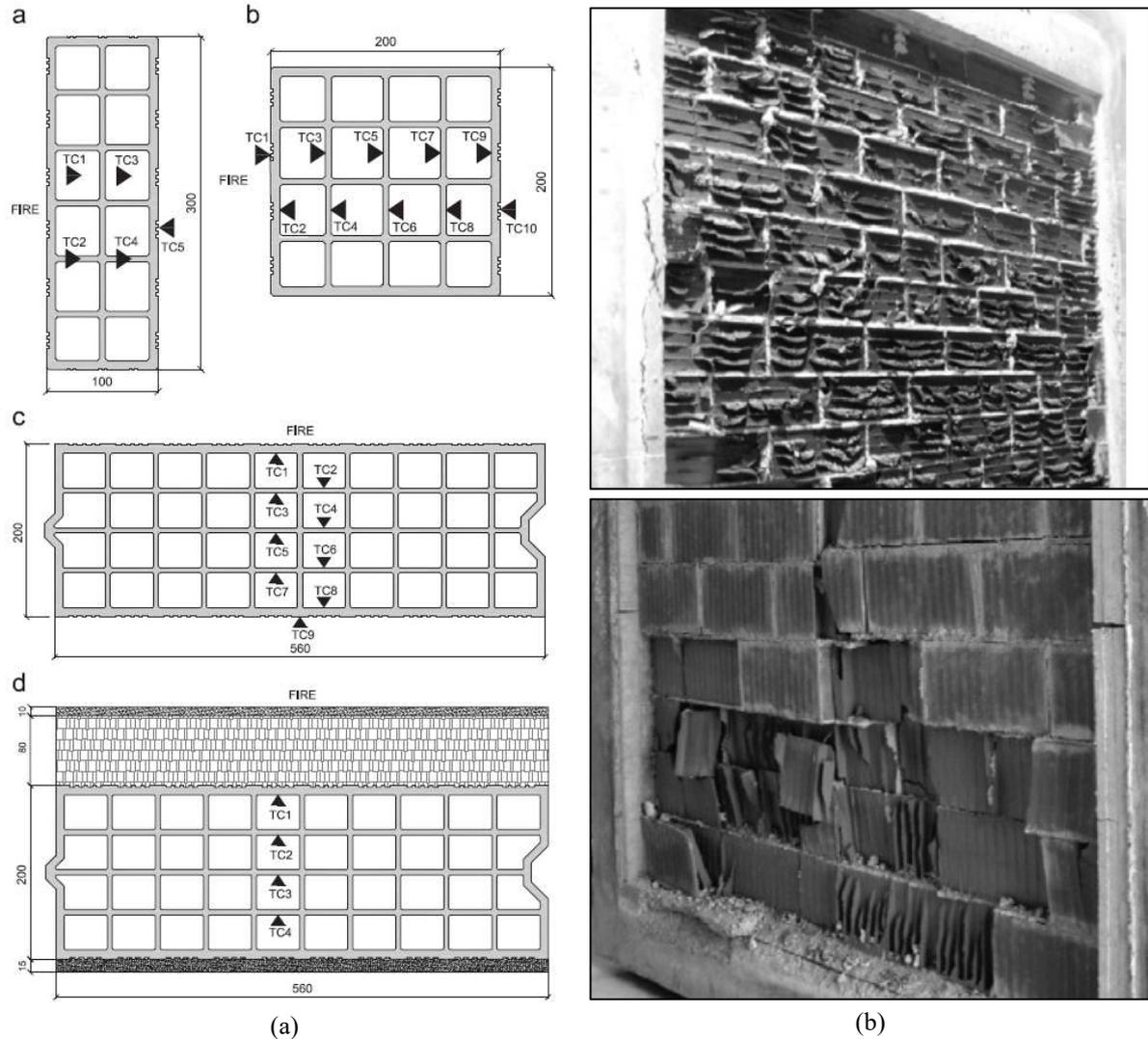
- **Nguyen e Meftah (2012) e Nguyen e Meftah (2014):**

Em Nguyen e Meftah (2012) são apresentados os resultados de ensaios experimentais realizados com paredes de alvenaria constituídas de blocos cerâmicos vazados em situação de incêndio. Para representar a extensa campanha experimental realizada, os autores apresentam detalhes dos ensaios de quatro paredes em escala natural, as quais foram expostas ao fogo (ISO 834-1:1999) em uma de suas faces por meio de um forno vertical.

As geometrias dos blocos utilizados nos quatro corpos de prova estão apresentadas na Figura 2.47a, tendo as seguintes características: (a) parede não carregada com espessura de 100 mm; (b) parede não carregada com espessura de 200 mm; (c) parede carregada (130 kN/m) com espessura de 200 mm; e (d) parede carregada (90 kN/m), com espessura de 200 mm e proteção da face exposta ao fogo composta de 10 mm de gesso mais 80 mm de lã de rocha. As paredes sem carregamento mecânico foram construídas com os furos dos blocos orientados na horizontal; já nas paredes carregadas os blocos foram assentados com furos na vertical.

Utilizou-se argamassa à base de cimento para o assentamento, exceto na parede “d”, onde os blocos foram assentados com uma camada fina de argamassa adesiva.

**Figura 2.47** – (a) Geometria e pontos de instrumentação (termopares) dos blocos e (b) face exposta ao fogo das paredes com e sem carregamento após os ensaios.



Fonte: Nguyen e Meftah (2012).

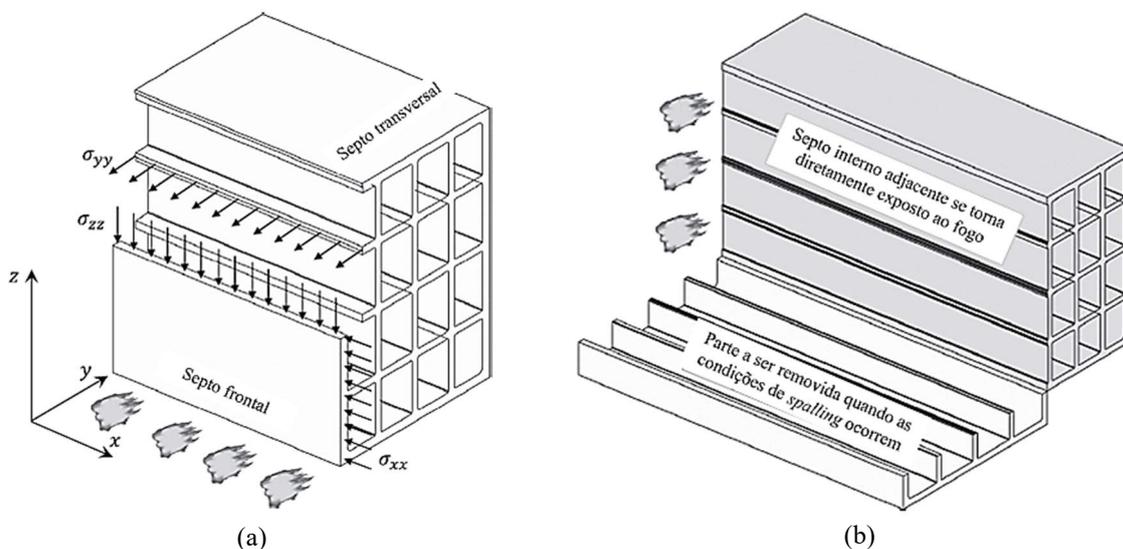
Como resultado, a resistência ao fogo das paredes não carregadas foi governada pelo critério de *isolamento térmico* (43 e 104 minutos para os casos “a” e “b”, respectivamente), enquanto que, nas paredes com carregamento, o critério de *resistência mecânica* foi atingido antes dos demais (136 e 60 minutos para os casos “c” e “d”, respectivamente). Os autores relatam, ainda, a ocorrência de “*spalling*” principalmente na face exposta ao fogo, conforme mostrado na Figura 2.47b.

Por meio dos termopares TC1 a TC4 da parede “a” (Figura 2.47a), verificou-se que os modos de transferência de calor predominantes no interior da alvenaria são a radiação e a convecção em vez da condução; em outras palavras, o caminho preferencial do fluxo de calor é através dos furos dos blocos, uma vez que as temperaturas nos termopares TC2 e TC4 foram menores do que as do TC1 e TC3. Assim sendo, conclui-se que o isolamento térmico da parede cresce em função do número e da espessura dos septos longitudinais (perpendiculares ao fluxo de calor) dos blocos.

Complementando esses estudos experimentais, os mesmos autores apresentam em Nguyen e Meftah (2014) um trabalho realizado em contexto de modelagem numérica no qual o comportamento termoestrutural de duas das paredes ensaiadas (“b” e “c”) é investigado mais detalhadamente, tendo foco no entendimento e representação do “*spalling*” por meio de análises numéricas em elementos finitos.

Para isso, foi realizado um estudo teórico do problema, onde as tensões atuantes nas direções principais são comparadas com a resistência à tração dos septos dos blocos (Figura 2.48a), considerando-se a degradação do material em função da temperatura atingida. Assim, a cada incremento de tempo (de exposição ao fogo) o modelo avalia se as tensões nos septos verticais e horizontais ( $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$  e  $\sigma_{zz}$ ) atingem o limite de resistência do material, verificando, assim, a ocorrência ou não do “*spalling*”. Caso seja identificado o “*spalling*”, o modelo remove a camada perdida da análise e atualiza a superfície de exposição ao fogo para o septo vertical adjacente (Figura 2.48b), preparando o modelo para o próximo incremento de temperatura.

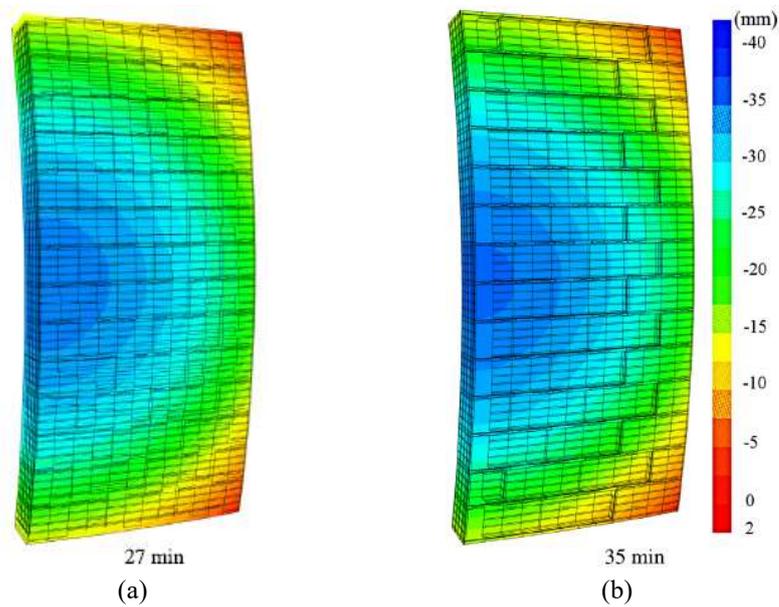
**Figura 2.48** – (a) Tensões atuantes nos septos dos blocos e (b) consideração do “*spalling*” no modelo numérico desenvolvido.



Fonte: adaptado de Nguyen e Meftah (2014).

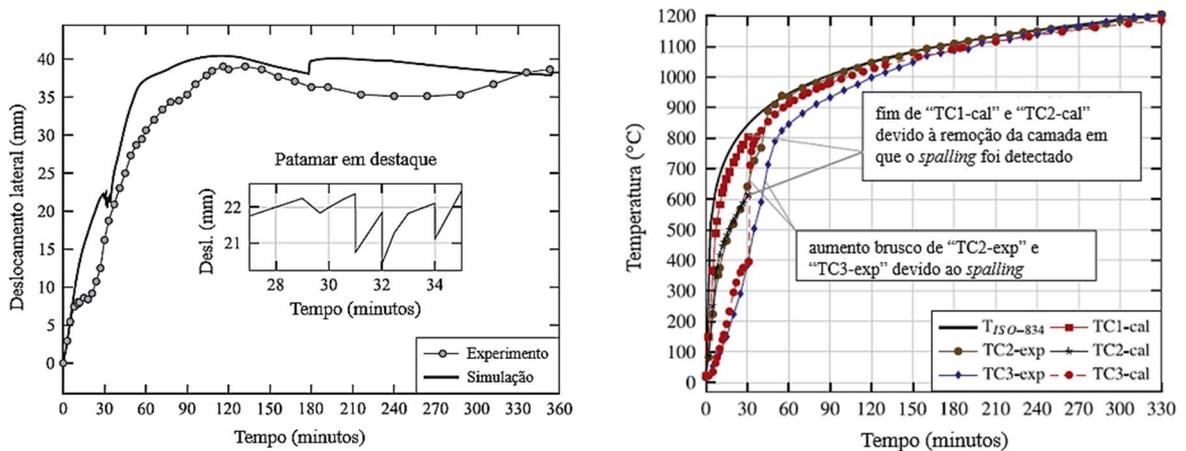
Os resultados apresentados indicam que o modelo desenvolvido é capaz de representar bem o comportamento das paredes em questão em situação de incêndio, tanto na parte térmica quanto em relação à parte mecânica (tensões e deformações desenvolvidas). A Figura 2.49 mostra a configuração deformada de uma das paredes em dois momentos distintos da análise: antes e após a ocorrência do “*spalling*”. Além disso, os deslocamentos laterais e a variação da temperatura ao longo da espessura das paredes resultaram coerentes com o que foi verificado nos ensaios experimentais, conforme mostrado na Figura 2.50.

**Figura 2.49** – Configuração deformada (a) antes e (b) após o “*spalling*”.



Fonte: Nguyen e Meftah (2014).

**Figura 2.50** – Comparação dos resultados numéricos com os experimentais.



Fonte: adaptado de Nguyen e Meftah (2014).

Embora tenha sido realizado com blocos cerâmicos, esses estudos se mostram muito interessantes para o presente trabalho, pois ajudam a idealizar estratégias de modelagem, tratamento de resultados e também auxiliam na definição da instrumentação e demais aspectos referentes aos ensaios experimentais.

- **Andreini *et al.* (2014a) e Andreini *et al.* (2014b):**

Com base nos resultados obtidos em um extenso programa experimental, Andreini *et al.* (2014b) apresenta estudos sobre a caracterização mecânica dos principais materiais componentes da alvenaria em temperaturas elevadas. No trabalho, são analisadas as variações da resistência à compressão ( $f_c$ ), da deformação última ( $\epsilon_{cu}$ ) e do módulo de elasticidade ( $E_c$ ) dos materiais em função da temperatura.

Em relação aos blocos, foram analisados cinco materiais diferentes: cerâmico (CLAY), concreto aerado autoclavado (AAC – cimento, areia, cal e gesso), concreto leve apenas com argila expandida (LWC), concreto leve com rocha calcária (LWC-FV) e concreto leve com agregado vulcânico (LWC-LAP). A argamassa de assentamento foi também investigada, sendo composta de cimento, cal e areia em duas proporções diferentes: traço de 1:1:5 e 1:0,5:4 em volume (classes M5 e M10, segundo a classificação do Eurocode 6 - EN 1996-1-1:2005).

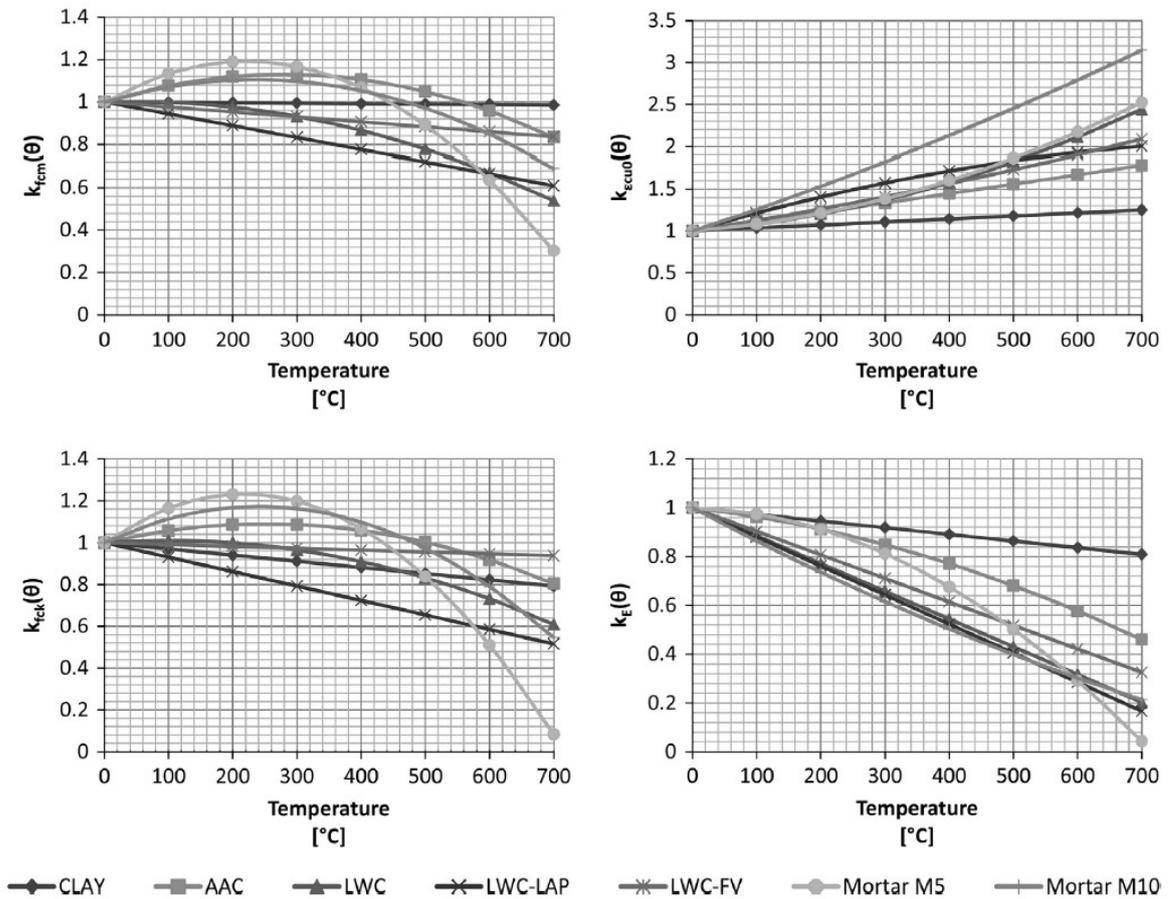
Esses materiais foram moldados na forma de corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) e aquecidos de forma uniforme até atingir determinado nível de temperatura (variação entre 20°C e 700°C), sem atuação de carregamento mecânico. Posteriormente, foram realizados os ensaios de compressão com os corpos de prova ainda aquecidos. A Figura 2.51 apresenta os fatores de redução das propriedades mecânicas dos materiais em função da temperatura.

Chama-se a atenção para a baixa variabilidade das propriedades do material cerâmico, o que, segundo os autores, explica o fato de esse ser um dos materiais de melhor desempenho em caso de exposição ao fogo. Além disso, é interessante notar o contraste entre a perda de rigidez ( $K_E$ ) e o ganho de resistência ( $K_{f_c}$ ) das argamassas e do concreto AAC até temperaturas de 450-550°C, que passam a experimentar reduções significativas após essa faixa de temperaturas. O trabalho ressalta que os fatores de redução apresentados podem sofrer fortes variações devidas aos efeitos de carregamentos mecânicos e das tensões de origem térmica, o que não foi considerado nos ensaios realizados.

Nesse trabalho, os autores propõem um modelo analítico para a definição da relação constitutiva dos materiais para cada nível de temperatura, o que pode ser de grande utilidade também para fins de modelagem numérica. Dentre as conclusões, os autores citam a necessidade de novas pesquisas que considerem não só as propriedades dos materiais isolados,

mas também a interação entre eles conforme ocorre em paredes de alvenaria. Maiores detalhes sobre a caracterização e execução dos ensaios são apresentados em outro trabalho, disponível em Andreini *et al.* (2014a).

**Figura 2.51** – Variação das propriedades mecânicas dos materiais ensaiados.



Fonte: Andreini *et al.* (2014b).

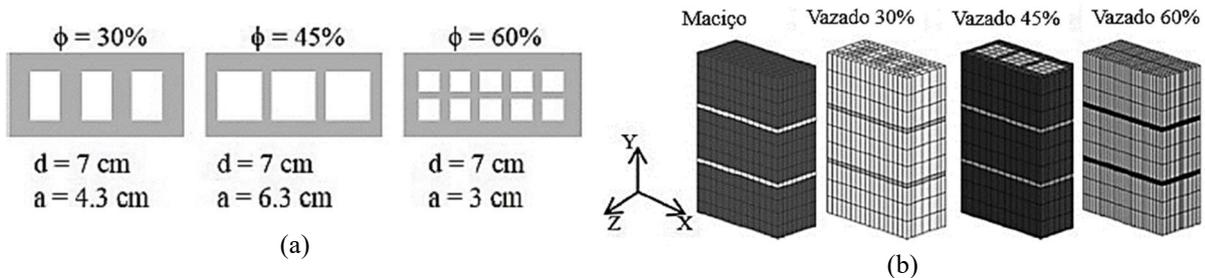
- **Russo e Sciarretta (2016):**

Trata-se de um trabalho realizado em contexto de modelagem numérica em elementos finitos com o objetivo de investigar a relação entre o comportamento mecânico da alvenaria durante e após o incêndio (residual). As análises englobaram a avaliação de prismas de blocos cerâmicos vazados com diferentes configurações e percentuais de vazios  $\phi$  (Figura 2.52a), os quais foram submetidos ao *Incêndio-Padrão* da ISO 834-1:1999 em uma de suas faces.

Com o intuito de se reduzir o esforço computacional e avaliar a representatividade de um modelo mais simplificado, foram analisados, também, elementos de alvenaria maciços com propriedades térmicas modificadas, de forma a se alcançar propriedades equivalentes às da alvenaria com blocos furados (Figura 2.52b). Para isso, foi utilizado o procedimento proposto

em ISO 6946:2007 para a definição de um coeficiente de condutividade térmica equivalente  $\lambda_h = f(\lambda_{eq})$ , que permite representar os blocos com um material único fictício (Figura 2.53a).

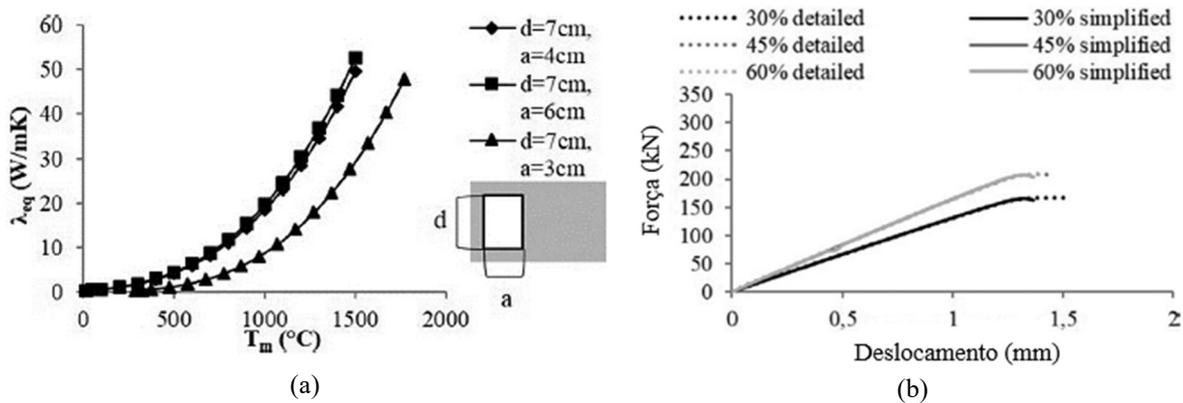
**Figura 2.52** – Blocos cerâmicos analisados: (a) geometria e (b) discretização.



Fonte: adaptado de Russo e Sciarretta (2016).

A estratégia de análise numérica consistiu em três etapas: (1) análise térmica para a determinação da resistência ao fogo referente ao critério de *isolamento térmico*; (2) análise termoestrutural não linear na qual essa evolução da temperatura nos primas foi aplicada até atingir o limite de temperatura de *isolamento* (no caso, tomado igual a 150°C na face não exposta), levando-se em conta as deformações térmicas e os consequentes danos nos materiais; e, por fim, (3) a análise estrutural não linear com os prismas submetidos à compressão após o resfriamento para obtenção de sua resistência residual.

**Figura 2.53** – (a) condutividade térmica equivalente e (b) resultados considerando blocos vazados (“detailed”) e maciços equivalentes (“simplified”).



Fonte: adaptado de Russo e Sciarretta (2016).

Dentre os principais resultados, destaca-se a boa correlação entre os resultados encontrados com os modelos detalhado (com os vazios dos blocos modelados) e simplificado (blocos maciços equivalentes), conforme mostrado na Figura 2.53b, onde se observa que as

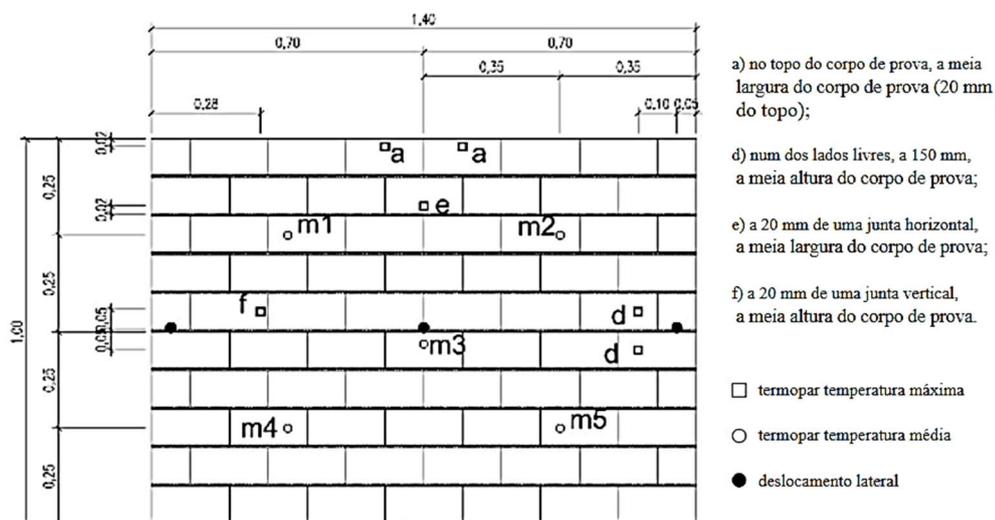
curvas *força-deslocamento* resultantes dos dois modelos são praticamente coincidentes independentemente da geometria dos blocos. Além disso, os autores relatam coerência no padrão de fissuras resultantes das análises numéricas em comparação com ensaios experimentais tomados como referência, constatando-se maior fissuração no entorno das juntas de argamassa.

Portanto, o trabalho traz importantes contribuições em contexto de análises numéricas, indicando um possível caminho para se utilizar modelos numéricos mais simples na simulação da alvenaria estrutural em situação de incêndio. Contudo, os autores ressaltam que o modelo simplificado proposto está em desenvolvimento e precisa ser ainda validado por meio de resultados experimentais, sobretudo em relação ao comportamento de paredes inteiras.

- **Lopes *et al.* (2018) e Oliveira *et al.* (2021):**

Publicações baseadas em trabalho experimental e numérico desenvolvido numa parceria entre a Universidade de Coimbra e a Universidade do Minho, em Portugal, para a avaliação de paredes de alvenaria estrutural sob ações térmicas e mecânicas. Os autores ensaiaram um total de seis paredes com blocos vazados de concreto em escala reduzida (1:2) para se adaptarem às limitações de carga máxima do laboratório e às dimensões do forno de ensaios, por meio do qual foi aplicado o *Incêndio-Padrão* proposto na ISO 834-1:1999 em uma das faces das paredes. Os blocos possuíam largura de 100 mm e foram assentados com argamassa industrializada do tipo M10 (fabricante: Secil Argamassas). Na Figura 2.54, é apresentado um resumo da instrumentação utilizada juntamente com as dimensões dos corpos de prova.

**Figura 2.54** – Dimensões dos corpos de prova e pontos de instrumentação com termopares e transdutores LVDT.

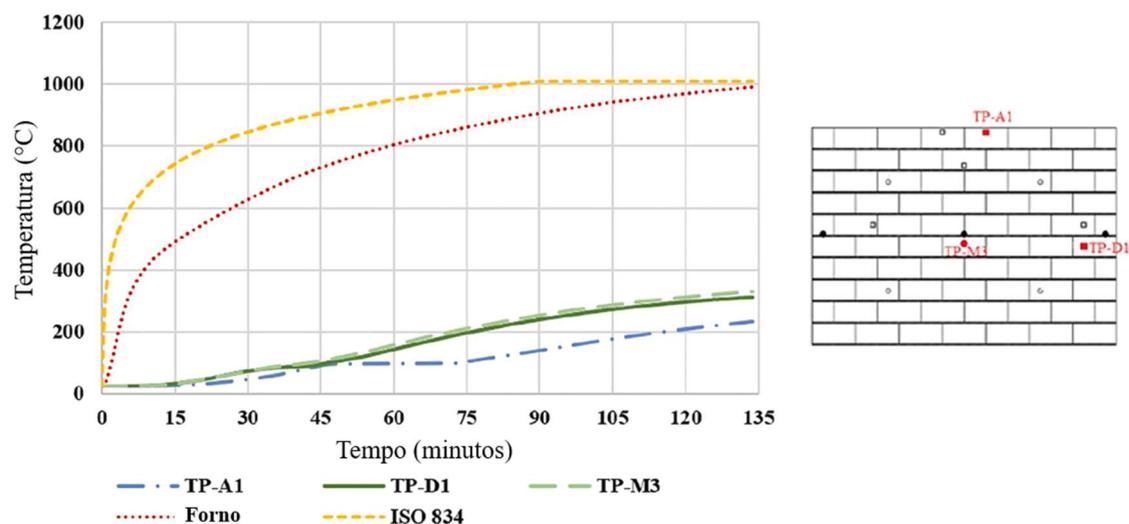


Fonte: Lopes *et al.* (2018).

O carregamento mecânico foi definido com valores equivalentes a 30% (corpos de prova 1 e 2) e 46% (corpos de prova 3 e 4) da resistência das paredes à temperatura ambiente, sendo mantidos constantes durante os ensaios dos quatro primeiros corpos de prova. Com o objetivo de determinar a capacidade de carga das paredes em altas temperaturas, nos dois últimos ensaios (corpos de prova 5 e 6) o carregamento de 30% foi mantido até 90 minutos de exposição ao *Incêndio-Padrão* e, em seguida, foi aumentado a uma taxa de 0,05 kN/s até o colapso.

Em relação à evolução das temperaturas na face não exposta ao fogo, assim como verificado em Nahhas *et al.* (2007), os resultados deixam claro a ocorrência de um patamar com temperatura constante quando as medidas atingem 100°C, com duração variável entre 10 e 30 minutos, dependendo do ponto de medição (Figura 2.55). Os autores justificam as diferenças de medida dos termopares posicionados na parte superior em relação aos demais como sendo em decorrência do fluxo de vapor pelos alvéolos verticais dos blocos, fazendo com que se acumule vapor nas fiadas superiores.

**Figura 2.55** – Evolução das temperaturas na face não exposta ao fogo.



Fonte: adaptado de Oliveira *et al.* (2021).

Ainda no gráfico da Figura 2.55, é possível notar que o limite de elevação máxima de temperatura igual a 180°C estabelecido nas normas para o critério de *isolamento térmico* é atingido com pouco mais de 60 minutos de ensaio. Nesse contexto, além da influência da escala reduzida dos corpos de prova, é importante observar que a evolução de temperatura do forno não seguiu exatamente a curva proposta na ISO 834-1:1999, chegando a apresentar diferenças em torno de 200°C nos 70 primeiros minutos.

Os deslocamentos verticais e transversais (encurvando-se para o interior do forno) dos corpos de prova seguiram, basicamente, três etapas: pequena variação até 15 minutos de ensaio, seguido de um aumento mais rápido até 60 a 75 minutos e, por fim, uma tendência de estabilização a partir desse momento.

Foram observadas fissuras verticais no centro dos blocos, bem como fissuras horizontais nas juntas de argamassa e outras em direção diagonal nos cantos da face não exposta das paredes. Além disso, o trabalho relata o surgimento de fissuras verticais no meio da largura dos blocos, se estendendo ao longo do plano médio da parede. O colapso dos corpos de prova 3 a 6 foi brusco e repentino, apresentado variados tempos de resistência ao fogo segundo os critérios do Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005. A Tabela 2.18 apresenta um resumo dos principais resultados relatados no trabalho.

No caso dos corpos de prova 1 e 2, a resistência ao fogo foi governada pelo critério de *isolamento térmico* (72 e 67 minutos, respectivamente), prevalecendo o limite máximo ( $T_0 + 180^{\circ}\text{C}$ ) em ambos os casos. Já os corpos de prova 3 e 4 não atingiram os limites quanto aos critérios de estanqueidade e de isolamento térmico em nenhum momento; como resultado do maior carregamento aplicado, essas paredes chegaram ao colapso estrutural (critério R) antes dos demais critérios: 83 e 40 minutos de ensaio, respectivamente. Por fim, nos ensaios de capacidade de carga em altas temperaturas, os autores destacam que, embora tenham apresentado diferenças significativas nos resultados (273 e 421 kN), os deslocamentos máximos verificados nos corpos de prova 5 e 6 durante os ensaios foram muito semelhantes e ocorreram em instantes muito próximos.

**Tabela 2.18** – Principais resultados apresentados em Lopes *et al.* (2018).

Corpo de prova	Tempo de falha				Carga última no plano da parede (kN)	Deslocamento máximo central	
	I (min)		E (min)	R (min)		Leitura (mm)	Tempo (min)
	Temperatura média	Temperatura máxima	Perda de estanqueidade	Colapso estrutural			
1	80	72	-	-	-	5,52	74
2	73	67	-	-	-	5,80	79
3	-	-	-	83	-	9,52	80
4	-	-	-	40	-	10,74	40
5	-	-	-	-	273	11,58	68
6	-	-	-	-	421	11,14	66

Fonte: Lopes *et al.* (2018)

Além do programa experimental, Oliveira *et al.* (2021) apresenta um modelo numérico desenvolvido no ABAQUS com base em macromodelagem, ou seja, considerando a alvenaria

como um material único, homogêneo e isotrópico, sem condições de contato entre blocos e juntas. As análises foram feitas via Método dos Elementos Finitos, com parâmetros de entrada adotados de acordo com os resultados experimentais e com as prescrições dos Eurocodes EN 1992-1-2:2004 e EN 1996-1-2:2005. Os resultados numéricos obtidos mostraram boa correlação com os resultados experimentais apresentados na Tabela 2.18, tanto em relação ao critério de isolamento térmico como ao de resistência mecânica.

A partir dos resultados numéricos e experimentais encontrados, os autores alertam sobre inconsistências nos valores tabelados do Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005, destacando que os mesmos se mostraram contra a segurança nos casos analisados no trabalho. De forma semelhante, os autores concluem que o método tabular proposto na norma australiana AS 3700-2018 também resultou contra a segurança nas análises realizadas, tendo superestimado a resistência ao fogo da alvenaria em ambos os critérios (isolamento térmico e resistência mecânica).

- **Ensaio do IPT para a empresa Glasser:**

Contratado pela empresa Glasser Pisos e Pré-moldados Ltda., o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) realizou três ensaios (em 2013, 2015 e 2016) para a determinação da resistência ao fogo de paredes sem função estrutural construídas com blocos de concreto. Por terem sido realizados com materiais brasileiros, esses ensaios são apresentados mais detalhadamente neste texto, tomando-se como referência os relatórios emitidos pelo IPT e gentilmente cedidos pela empresa Glasser.

As paredes ensaiadas tinham dimensões externas de 2,6 m de altura por 2,6 m de largura, variando a espessura de acordo com os blocos utilizados. O assentamento dos blocos foi feito com argamassa industrializada ensacada, tendo juntas verticais e horizontais de 10 mm. Os ensaios foram executados com apenas uma das faces das paredes exposta ao fogo. Foi aplicado revestimento (também com argamassa industrializada ensacada) apenas na face exposta, sendo este executado com chapisco mais uma camada de emboço de 15 mm de espessura (Figura 2.56).

Para a realização dos ensaios, foi utilizado um forno vertical a gás com dimensões internas de 2,85 x 2,85 x 0,95 m, dentro do qual a evolução da temperatura foi controlada de forma a seguir a curva de *Incêndio-Padrão* da ISO 834-1:1999. A medição da temperatura na face não exposta ao fogo foi realizada por meio de até 11 termopares, posicionados conforme especificações da ABNT NBR 10636:1989 (ver Figura 2.56b), e as medidas dos deslocamentos laterais do centro das paredes foram feitas com transdutores.

**Figura 2.56** – Parede antes do ensaio: (a) face exposta e (b) face não exposta ao fogo.

Fonte: relatórios de ensaio do IPT.

A Tabela 2.19 apresenta um resumo das principais diferenças entre os três ensaios realizados. Como foi utilizada argamassa industrializada para o assentamento e para o revestimento, não há informações a respeito do traço das mesmas nos relatórios, há apenas a especificação da marca do produto (“Votomassa”), cuja ficha técnica disponibilizada pelo fabricante indica sua composição com cimento Portland, areia (de carbonato de cálcio e/ou de sílica) e aditivos químicos. O graute utilizado no *Ensaio 3* foi o “Concrefácil Quartzolit”, cuja composição inclui cimento Portland, agregados minerais e aditivos químicos. Os relatórios também não informam o traço e a composição do concreto utilizado para a produção dos blocos.

**Tabela 2.19** – Características dos ensaios realizados para a empresa Glasser.

ENSAIO	Espessura total da parede (bloco + revest.)	Dimensões dos blocos (cm)	Preenchimento dos furos dos blocos	Duração do ensaio
Ensaio 1 (realizado em 2013)	210 mm	19 x 19 x 39 (Classe D)*	Não	180 min.
Ensaio 2 (realizado em 2015)	160 mm	14 x 19 x 39 (Classe C)*	Não	120 min.
Ensaio 3 (realizado em 2016)	210 mm	19 x 19 x 39 (Classe C)*	Graute indust. ( $f_{gk} = 25\text{MPa}$ )	240 min.

\*Classificação conforme a ABNT NBR 6136 de 2007 (edição desatualizada):  
 Classe A:  $f_{bk} \geq 6,0$  MPa  
 Classe B:  $f_{bk} \geq 4,0$  MPa  
 Classe C:  $f_{bk} \geq 3,0$  MPa  
 Classe D:  $f_{bk} \geq 2,0$  MPa

Fonte: adaptado dos relatórios de ensaio do IPT

Os resultados obtidos nos ensaios estão apresentados na Tabela 2.20 e na Figura 2.57. Como se tratavam de paredes não estruturais, não foram realizados ensaios de resistência

mecânica e, portanto, o foco foi apenas na avaliação dos critérios de *isolamento térmico*, *estanqueidade* e *estabilidade* das paredes, conforme definições da ABNT NBR 10636:1989.

**Tabela 2.20** – Temperatura na face não exposta ao fogo das paredes.

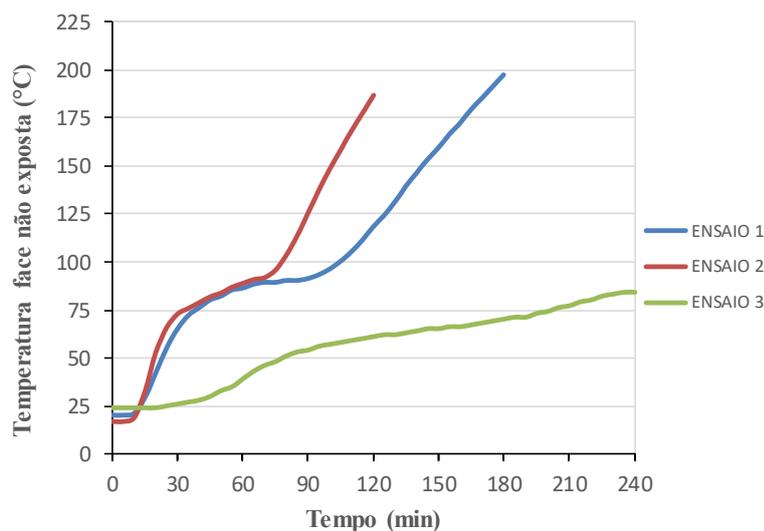
Tempo (min)	Curva ISO 834 (°C)	ENSAIO 1			ENSAIO 2			ENSAIO 3		
		Temp. Forno (°C)	Temp. Média <sup>(1)</sup> (°C)	Desloc. <sup>(2)</sup> (mm)	Temp. Forno (°C)	Temp. Média <sup>(1)</sup> (°C)	Desloc. <sup>(2)</sup> (mm)	Temp. Forno (°C)	Temp. Média <sup>(1)</sup> (°C)	Desloc. <sup>(2)</sup> (mm)
5	576	520	20	3	587	17	0	666	24	5
15	739	727	29	8	724	33	5	734	24	10
30	842	844	65	9	832	73	5	815	26	20
45	902	885	80	10	891	82	10	876	30	20
60	945	918	86	12	934	89	10	907	39	30
75	979	950	89	14	970	96	10	969	48	30
90	1006	974	91	14	999	126	10	990	54	35
105	1029	1003	100	15	1021	159	15	1007	58	35
120	1049	1022	118	16	1041	187	15	1024	61	40
135	1067	1040	139	16	-	-	-	1040	63	40
150	1082	1051	159	16	-	-	-	1051	65	45
180	1110	1090	197	17	-	-	-	1086	70	50
210	1133	-	-	-	-	-	-	1104	77	50
240	1153	-	-	-	-	-	-	1120	84	55

<sup>(1)</sup>Média das temperaturas dos termopares na face não exposta ao fogo.

<sup>(2)</sup>Deslocamento do ponto central medido na direção transversal da parede (flecha).

Fonte: adaptado dos relatórios de ensaio do IPT

**Figura 2.57** – Evolução da temperatura média na face não exposta ao fogo.



Fonte: adaptado dos relatórios de ensaio do IPT.

No que se refere ao critério de *isolamento térmico*, os resultados indicam que o limite de elevação de temperatura da face não exposta ao fogo estabelecido pela referida norma

( $140^{\circ}\text{C} + T_0$  na média ou  $180^{\circ}\text{C} + T_0$  em qualquer ponto de medida, sendo  $T_0$  a temperatura no início do ensaio) foi atendido até o período de 151 e 106 minutos nos *Ensaio 1 e 2*, respectivamente, e não foi ultrapassado no caso da parede grauteada (*Ensaio 3*).

Conforme consta nos relatórios, todos os três corpos de prova mantiveram o critério de *estanqueidade* atendido durante os ensaios. A *estabilidade* foi avaliada medindo-se os deslocamentos no ponto central da parede e por meio da aplicação de choque mecânico de acordo com o especificado pela ABNT NBR 10636:1989, sendo este critério também atendido pelas paredes durante toda a execução dos ensaios. Não foram relatados deslocamentos do emboço após os ensaios.

- **Outros trabalhos desenvolvidos em contexto nacional:**

Pesquisas recentes têm sido desenvolvidas com vistas à avaliação da alvenaria estrutural de blocos de concreto em situação de incêndio no Brasil. Com o intuito de subsidiar futuras discussões sobre a normalização nacional, Leite *et al.* (2016) apresenta os procedimentos de dimensionamento da alvenaria estrutural em situação de incêndio em vigor nos Estados Unidos, na Europa e na Austrália, conforme também resumido no item 2.4 do presente trabalho. Ponderando as diferenças entre a construção em alvenaria estrutural no Brasil e nos países citados, os autores sugerem mesclar o que há de interessante nos três códigos internacionais, de forma gradativa, na elaboração de futura norma brasileira sobre o assunto.

Em Medeiros *et al.* (2021) também é feita uma análise crítica quanto aos procedimentos da normalização internacional, aplicando-os em um estudo de caso de um edifício concebido em alvenaria estrutural com características típicas desse tipo de construção no Brasil. Segundo os autores, os resultados mostram que o uso de normas estrangeiras em contexto nacional é possível, mas nem sempre a sua utilização retratará a situação real, exigindo do setor e da comunidade técnico-científica uma união urgente para enfrentar esta questão.

A partir da realização de um extenso programa experimental, Medeiros *et al.* (2022) propõe a adaptação das recomendações constantes em várias normas vigentes para a avaliação experimental de blocos estruturais em temperaturas elevadas, com ênfase na definição das taxas de aquecimento e resfriamento dos corpos de prova e na determinação da resistência residual de blocos vazados de concreto. Tal metodologia foi utilizada pelos mesmos autores em Medeiros *et al.* (2020), onde os efeitos das altas temperaturas nas propriedades mecânicas de blocos de concreto produzidos com agregados de rocha metamórfica (gnaisse) são avaliados. Dentre as principais conclusões, os autores destacam que os agregados se mostraram

termicamente estáveis, não havendo variações significativas na resistência residual à compressão dos blocos até 400°C.

***PROGRAMA EXPERIMENTAL***

---

Neste capítulo, são apresentados os detalhes dos ensaios experimentais realizados e os resultados obtidos a partir dos mesmos, sendo contemplados experimentos tanto em temperatura ambiente como em temperaturas elevadas.

***3.1 PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS***

O programa experimental atrelado ao presente trabalho foi planejado com o objetivo de avaliar a alvenaria estrutural quanto ao seu comportamento em situação de incêndio, à sua resistência residual pós-fogo e às propriedades de seus materiais componentes em temperaturas elevadas. De forma geral, os ensaios foram divididos em quatro etapas de acordo com a sequência de execução e suas finalidades:

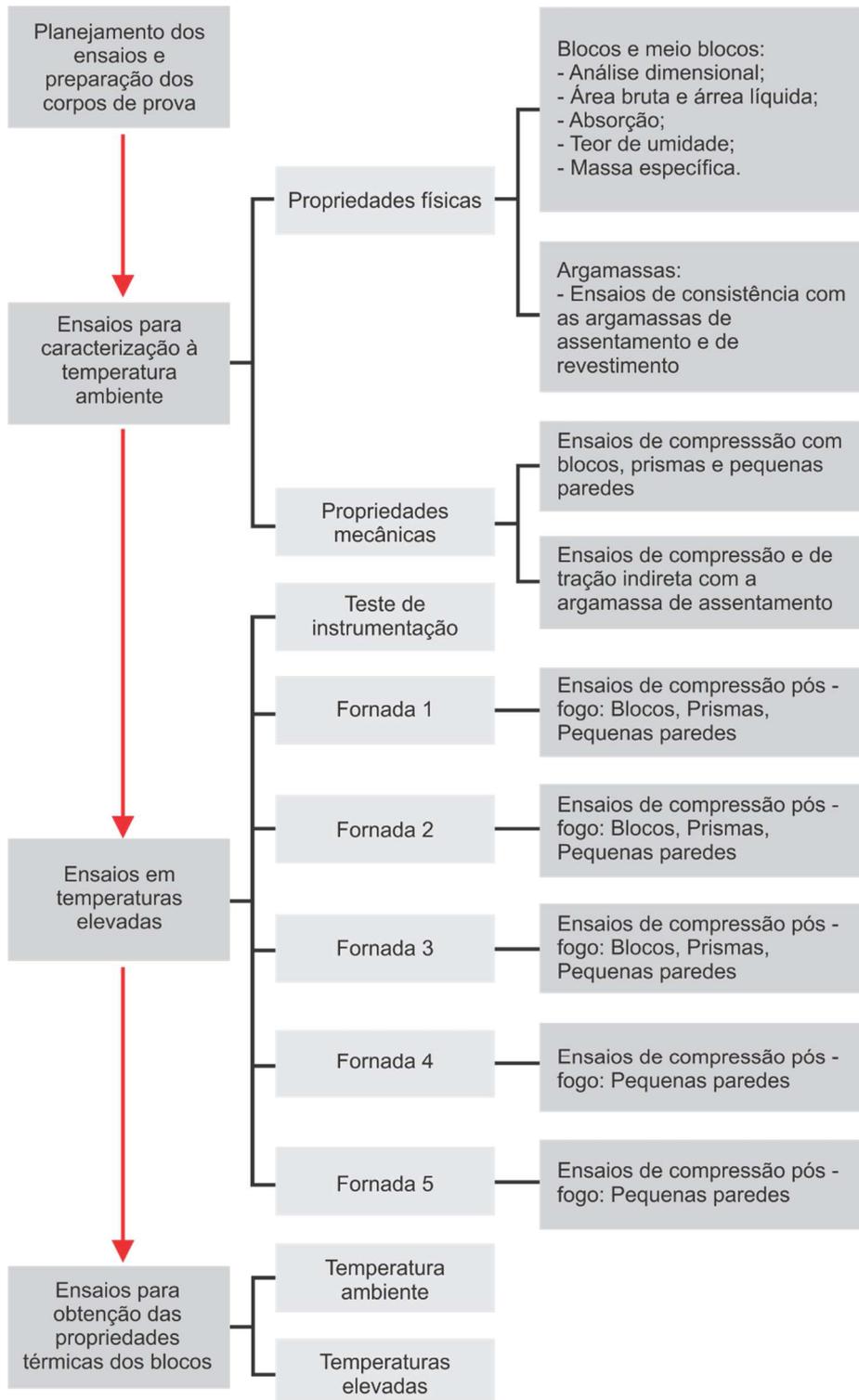
- (I) Ensaios de caracterização à temperatura ambiente;
- (II) Ensaios térmicos (em temperaturas elevadas);
- (III) Ensaios mecânicos pós-fogo;
- (IV) Ensaios para a obtenção das propriedades térmicas dos materiais.

O fluxograma da Figura 3.1 apresenta essas quatro etapas de forma mais detalhada, bem como os tipos de ensaios realizados em cada uma delas. A análise experimental foi realizada com base em ensaios com elementos representativos da alvenaria, a saber: blocos, prismas de dois blocos e pequenas paredes com cinco fiadas (conforme Figura 3.2), além de corpos de prova da argamassa de assentamento.

Após o planejamento dos ensaios e a preparação dos corpos de prova, deu-se início à caracterização dos componentes da alvenaria (blocos e argamassa) à temperatura ambiente, com vistas a obter suas propriedades físicas e mecânicas em condições normais de temperatura. Em seguida, a alvenaria e seus componentes foram analisados experimentalmente em temperaturas elevadas, por meio de um forno cujas características estão apresentadas no que segue. Tendo em vista a extensão do programa experimental e da quantidade de corpos de prova, esses ensaios

foram realizados em cinco etapas, aqui denominadas “Fornada 1” a “Fornada 5”. Após o resfriamento, esses mesmos corpos de prova foram conduzidos a ensaios mecânicos para avaliar sua resistência residual à compressão pós-fogo.

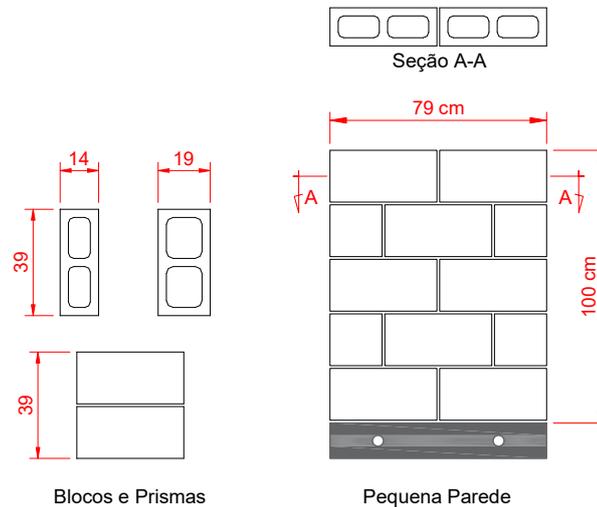
**Figura 3.1** – Fluxograma-resumo do programa experimental.



Fonte: próprio autor

Por fim, foram extraídas amostras dos blocos para a obtenção de suas propriedades térmicas em temperaturas variadas, de forma a melhor entender os resultados obtidos por meio do forno e para a posterior calibração dos modelos numéricos desenvolvidos.

**Figura 3.2** – Corpos de prova ensaiados: blocos, prismas e pequenas paredes.



Fonte: próprio autor

### 3.2 MATERIAIS E AMOSTRAGEM

Os ensaios experimentais do presente trabalho foram realizados considerando blocos vazados de concreto com duas resistências nominais diferentes (4,0 MPa e 10,0 MPa – Classes B e A, respectivamente, segundo a ABNT NBR 6136:2016) e dimensões externas nominais iguais a 14 x 19 x 39 cm e 19 x 19 x 39 cm, conforme ilustrado na Figura 3.2.

Os blocos foram produzidos pela empresa Tatu Pré-Moldados Ltda., empresa sediada no interior do Estado de São Paulo, com grande experiência na produção de blocos de concreto para alvenaria estrutural e que se dispôs a doar todos os blocos utilizados nesta pesquisa. Por se tratar de segredo comercial, a empresa não informou os traços utilizados para a produção dos blocos, mas forneceu características importantes quanto aos seus materiais constituintes: o concreto foi produzido com cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI), agregados graúdos de rocha ígnea (diabásio) com dimensão máxima característica igual a 12,5 mm e areia natural média quartzosa (agregados silicosos).

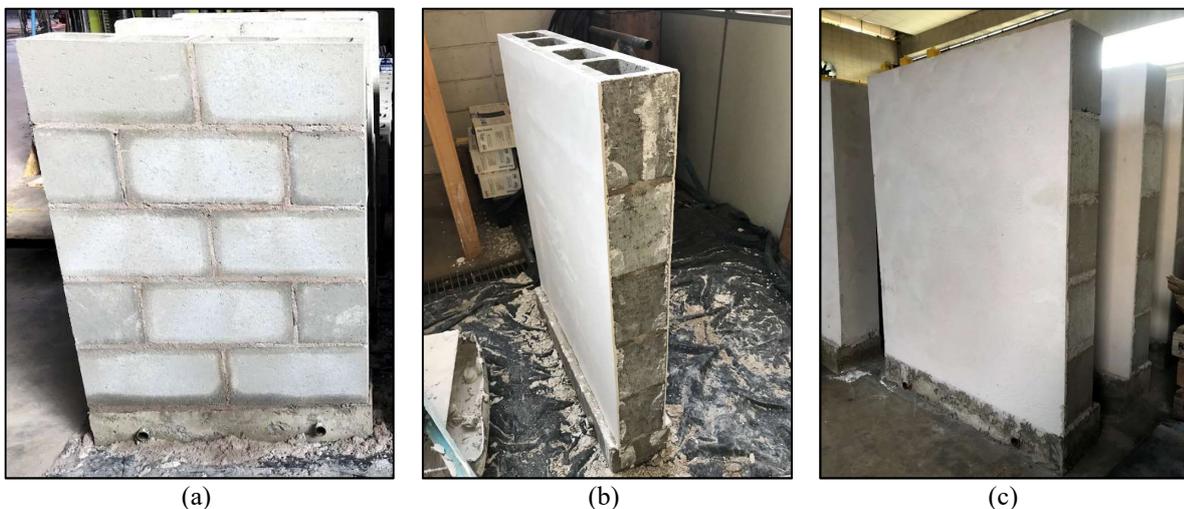
Conforme será apresentado no item 3.3.2.1, os blocos apresentaram resistência à compressão maior do que a resistência nominal informada pelo fabricante, o que é comum de ocorrer no mercado de blocos no Brasil. Sendo assim, para melhor adequação à sua resistência real, os mesmos serão citados no presente trabalho como **blocos de 6,0 MPa e 20,0 MPa**.

Para o assentamento dos blocos, foi utilizada argamassa de cimento, cal e areia produzida em betoneira no próprio laboratório, seguindo o traço 1:0,5:4,5 (em volume). Foi utilizado cimento CP II-Z-32 (da marca Itaú/Votorantim), cal hidratada Itaú/Votorantim CH III e areia natural média. A relação água/cimento foi estabelecida de forma a garantir a trabalhabilidade adequada para serviço em questão, conforme a ABNT NBR 16868-2:2020, sendo inicialmente definida pelo pedreiro responsável pela construção dos corpos de prova. É importante ressaltar que, uma vez definida a consistência para a execução do primeiro corpo de prova, a relação água/cimento foi então fixada ( $a/c = 1,23$ ) para as demais argamassadas, de forma que todos os corpos de prova fossem construídos sob as mesmas condições.

Os prismas e pequenas paredes foram construídos com argamassamento total, ou seja, além de preencher completamente as juntas verticais, o assentamento foi feito com argamassa aplicada em todos os septos longitudinais e transversais dos blocos. Todas as juntas foram definidas com 10 mm de espessura, conforme recomenda a ABNT NBR 16868-2:2020. Para garantir a precisão da espessura das juntas, foram utilizadas barras metálicas como gabarito entre os blocos durante o assentamento, as quais foram removidas assim que a argamassa adquiriu resistência suficiente para suportar o peso dos blocos acima.

Visando avaliar a influência do revestimento no desempenho da alvenaria em temperaturas elevadas, foram aplicados, em alguns corpos de prova, os revestimentos apresentados no item 2.1.1.4: emboço com argamassa de cimento, cal e areia, ou gesso em pasta moldado *in loco*, conforme mostrado na Figura 3.3.

**Figura 3.3** – Elementos ensaiados: (a) sem revestimento, (b) com revestimento em gesso e (c) com revestimento em argamassa.



Fonte: próprio autor

A argamassa do emboço foi produzida em betoneira, no laboratório, com os mesmos materiais utilizados para a produção da argamassa de assentamento (detalhados acima), sendo adicionada areia fina (25% do agregado miúdo) para dar melhor acabamento superficial; o traço final foi de 1:2:9 em volume e a relação  $a/c = 1,50$ , sendo o emboço executado com espessura total igual a 10 mm. Para o revestimento em gesso, foi utilizado gesso em pó (Gipsita  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  desidratado e moído), da marca Gesso Fácil, misturado manualmente com água em proporção aproximada de 1:1 (em massa), tendo espessura de 5 mm. Em ambos os casos, o revestimento foi aplicado apenas nas faces expostas ao fogo nos ensaios realizados no forno.

Para garantir espessura uniforme, os revestimentos em gesso como em argamassa foram sarrafeados com base em gabaritos (régua de madeira) fixados nas laterais das paredes, sendo que o emboço foi precedido por uma camada de chapisco de cimento e areia (traço 1:3 e  $a/c = 0,83$ ) para garantir maior aderência. Embora estejam aqui apresentados em volume, todos os traços das argamassas de assentamento e de revestimento foram dosados em massa, considerando-se as respectivas massas unitárias dos materiais.

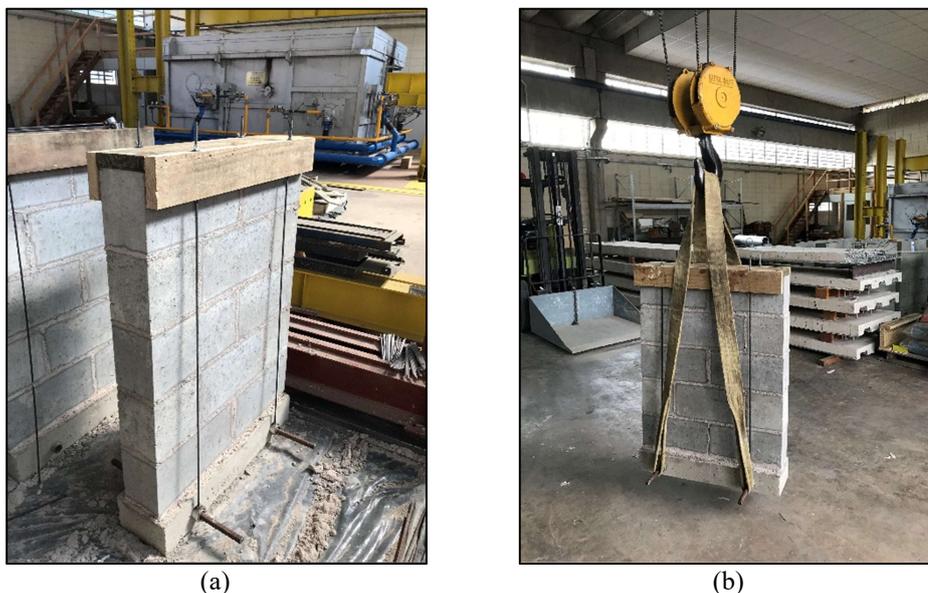
A execução de todos os prismas e pequenas paredes incluídos neste programa experimental foi realizada por uma empresa atuante no mercado da construção civil (Bom Jardim Construções), sendo todo o serviço executado por profissionais experientes (dois pedreiros e um gesseiro). A preparação dos corpos de prova foi feita inteiramente no Laboratório de Estruturas da EESC/USP, ficando os mesmos armazenados em ambiente seco e coberto desde o período de cura até a execução dos ensaios.

Uma das dificuldades enfrentadas durante a execução dos ensaios foi em relação ao transporte dos corpos de prova dentro do laboratório, principalmente das pequenas paredes. Depois do tempo necessário para a cura das juntas e do revestimento, esses elementos precisaram ser transportados para dentro do forno e, posteriormente, para uma prensa servo-controlada para serem ensaiados à compressão. Para evitar danos às peças durante o transporte, foram projetadas bases de concreto armado com duas barras metálicas removíveis, as quais foram conectadas a um “chapéu” de madeira no topo das paredes por meio de quatro barras rosqueadas (duas de cada lado), conforme apresentado na Figura 3.4a. O travamento do conjunto foi então realizado através de porcas do tipo borboleta inseridas no topo das barras rosqueadas, garantindo a integridade das paredes durante o transporte feito tanto pelas máquinas empilhadeiras como pela ponte rolante do laboratório (Figura 3.4b).

A quantidade de corpos de prova em cada tipo de ensaio realizado no presente trabalho está apresentada na Tabela 3.1, sendo essa amostragem definida conforme as especificações

das normas indicadas. Já a Tabela 3.2 apresenta um resumo de todos os ensaios realizados e a quantidade total de corpos de prova, considerando as variações dos parâmetros analisados: duas espessuras de parede, duas resistências nominais dos blocos, aplicação ou não de revestimento e forma de exposição ao fogo. Todos os ensaios indicados nessa tabela foram realizados no Laboratório de Estruturas da EESC/USP; além desses, outros ensaios foram realizados na Universidade de Queensland para a obtenção das propriedades térmicas dos materiais, cujos detalhes estão apresentados no item 3.6.

**Figura 3.4** – Transporte das pequenas paredes dentro do laboratório.



Fonte: próprio autor

**Tabela 3.1** – Tamanho da amostra para cada elemento ensaiado.

Elemento	Número de CPs	Norma reguladora
Argamassa	6	ABNT NBR 16522:2016 ABNT NBR 15961-2:2011
Bloco	6	ABNT NBR 12118:2013 ABNT NBR 6136:2016
Prisma	6	ABNT NBR 16522:2016
Pequena parede	3	ABNT NBR 16522:2016

Fonte: próprio autor

**Tabela 3.2** – Resumo dos ensaios realizados e quantidade total de corpos de prova.

ENSAIO		Meio Bloco	Bloco Inteiro	Prismas	Paredes	Trios	Argam.	TOTAL
Temp. Ambiente	Caracterização física	24 (4x6)	24 (4x6)	-	-	-	-	48
	Compressão	24 (4x6)	24 (4x6)	24 (4x6)	12 (4x3)	-	12	96
	Tração indireta	-	-	-	-	-	12	12
Fornada 1 (Exploratório)		-	12	6	6	1	6	33
Fornada 2		-	12	12	6	-	-	30
Fornada 3		-	12	12	6	-	-	30
Fornada 4		-	-	-	-	4	-	12
Fornada 5		-	-	-	6	2	-	12
Pós-fogo	Compressão	-	36	30	24	21 (paredes)	0*	111

\*Os CPs de argamassa ficaram muito danificados após o forno, não sendo possível ensaiá-los à compressão.

Fonte: próprio autor

### 3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO À TEMPERATURA AMBIENTE

Os primeiros ensaios tiveram como objetivo obter as propriedades físicas e geométricas dos blocos e demais componentes da alvenaria, conforme estabelecem os procedimentos normativos vigentes. Assim, foram realizados os seguintes ensaios: análise dimensional, absorção de água, área bruta e área líquida dos blocos; e consistência (“*flow table*”) das argamassas de assentamento e de revestimento. A caracterização mecânica dos elementos de alvenaria foi realizada em seguida, visando obter principalmente a resistência à compressão dos blocos, meio-blocos, prismas e pequenas paredes à temperatura ambiente.

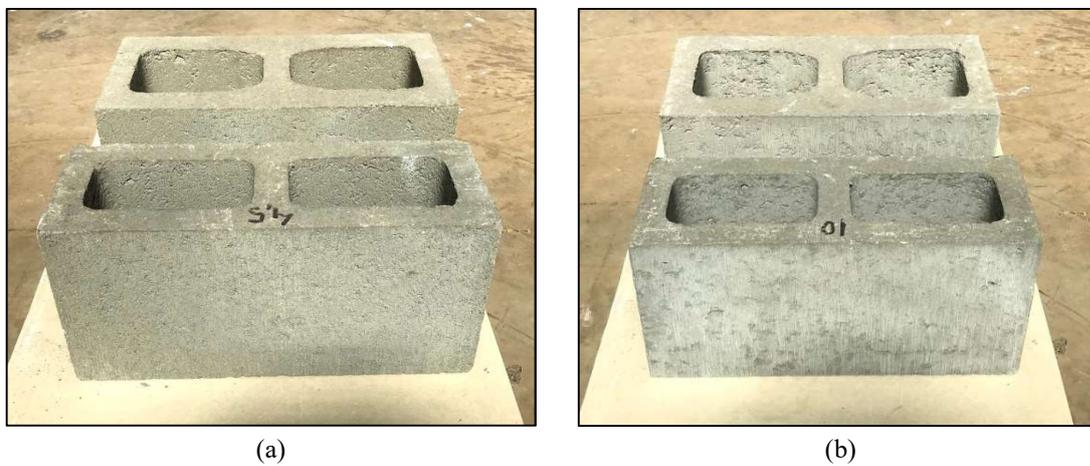
Os resultados desses ensaios são apresentados de maneira sucinta neste capítulo, destacando-se os resultados médios obtidos; em razão da quantidade de ensaios, os resultados individuais dos corpos de prova ensaiados à temperatura ambiente estão apresentados nos Apêndices A e B.

### 3.3.1 PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS

#### 3.3.1.1 Com relação aos blocos

Para a realização desta pesquisa, foram utilizados blocos de concreto conforme mostrado na Figura 3.5, cujas dimensões nominais estão apresentadas na Tabela 3.3. No instante do recebimento dos blocos foi realizada uma inspeção visual, não sendo constatada presença de defeitos significativos, como trincas, quebras e superfícies irregulares. Os blocos foram armazenados no laboratório sobre *pallets* de madeira e totalmente cobertos com lona plástica, de forma evitar a exposição ao sol e a chuvas.

**Figura 3.5** – Blocos utilizados: larguras de 14cm e 19cm e resistências de (a) 6,0 MPa e (b) 20,0 MPa.



Fonte: próprio autor

**Tabela 3.3** – Dimensões nominais dos blocos utilizados (mm).

Bloco	6,0 MPa			20,0 MPa		
	Largura	Altura	Comprimento	Largura	Altura	Comprimento
Inteiro 14	140	190	390	140	190	390
Inteiro 19	190	190	390	190	190	390
Meio 14	140	190	190	140	190	190
Meio 19	190	190	190	190	190	190

Fonte: próprio autor

As propriedades físicas e geométricas dos blocos e meio-blocos foram então determinadas de acordo com as normas ABNT NBR 6136:2016 e ABNT NBR 12118:2013. Para a realização da análise dimensional, foram utilizados um paquímetro metálico com resolução de 0,01 mm, uma régua com resolução de 1 mm, um compasso e um esquadro metálico de 90°, com os quais foram extraídas as medidas de largura, altura, comprimento,

dimensões dos furos, raio das mísulas e espessuras das paredes longitudinais e transversais dos blocos, conforme Figura 3.6 e Figura 3.7.

**Figura 3.6** – Análise dimensional: medidas externas e dos furos dos blocos.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.7** – Análise dimensional: espessura das paredes e raio das mísulas dos blocos.



Fonte: próprio autor

Como os blocos utilizados possuem furos em formato aproximado “tronco-cônico” (furos não prismáticos), as dimensões de seus septos internos resultam diferentes na face inferior em relação à superior. Nesse caso, as medidas dos septos foram tomadas na face de menor espessura (face inferior de assentamento) e as dos furos e raio das mísulas foram tomadas na face de maior espessura das paredes (face superior de assentamento), conforme estabelecido na ABNT NBR 12118:2013. Os resultados médios do controle dimensional realizado estão apresentados na Tabela 3.4 à Tabela 3.6, onde se observa que todas as medidas dos blocos estão em conformidade com os limites e tolerâncias estabelecidos na ABNT NBR 6136:2016.

A área bruta dos blocos foi determinada por meio do produto das dimensões externas de sua seção (*largura x comprimento*), sem desconto das áreas dos furos. Já a área líquida foi

calculada por meio da Equação (3.1), que se baseia na diferença entre as massas saturada e aparente dos blocos. Para isso, foi utilizada uma balança digital com resolução de 0,1 g e capacidade de 24100 g, contando, ainda, com um dispositivo para a pesagem hidrostática dos blocos após serem saturados por imersão em água por 24 horas (Figura 3.8). A Tabela 3.7 apresenta os valores médios da área bruta e da área líquida para cada tipo de bloco utilizado, bem como a relação entre elas em termos percentuais.

$$A_{liq} = \frac{m_2 - m_3}{h \cdot \gamma} \quad (3.1)$$

Com relação à equação (3.1), valem:

$A_{liq}$  - é a área líquida do bloco (mm<sup>2</sup>);

$m_2$  e  $m_3$  - são as massas saturada e aparente do bloco (g);

$h$  - é a altura média do bloco (mm);

$\gamma$  - é a massa específica da água (g/cm<sup>3</sup>).

**Tabela 3.4** – Dimensões externas dos blocos e meio-blocos utilizados.

<b>Blocos de 6,0 MPa e 14 cm</b>							
<b>Bloco</b>	Largura (mm)	Altura (mm)	Comp. (mm)	<b>Meio-bloco</b>	Largura (mm)	Altura (mm)	Comp. (mm)
<b>Média</b>	<b>139,25</b>	<b>189,80</b>	<b>390,22</b>	<b>Média</b>	<b>138,20</b>	<b>188,00</b>	<b>190,58</b>
Desvio Padrão	0,12	0,35	0,32	Desvio Padrão	0,57	0,32	0,33
CV (%)	0,09	0,18	0,08	CV (%)	0,41	0,17	0,17
<b>Blocos de 6,0 MPa e 19 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>190,26</b>	<b>190,31</b>	<b>390,47</b>	<b>Média</b>	<b>189,84</b>	<b>190,62</b>	<b>189,99</b>
Desvio Padrão	0,34	0,58	0,28	Desvio Padrão	0,48	0,70	0,47
CV (%)	0,18	0,31	0,07	CV (%)	0,25	0,37	0,25
<b>Blocos de 20,0 MPa e 14 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>139,35</b>	<b>190,41</b>	<b>390,08</b>	<b>Média</b>	<b>138,34</b>	<b>191,11</b>	<b>191,04</b>
Desvio Padrão	0,16	0,75	0,23	Desvio Padrão	0,28	1,03	0,23
CV (%)	0,11	0,39	0,06	CV (%)	0,20	0,54	0,12
<b>Blocos de 20,0 MPa e 19 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>191,14</b>	<b>191,86</b>	<b>391,81</b>	<b>Média</b>	<b>191,68</b>	<b>190,11</b>	<b>191,69</b>
Desvio Padrão	0,29	0,32	0,20	Desvio Padrão	0,32	0,75	0,56
CV (%)	0,15	0,17	0,05	CV (%)	0,17	0,39	0,29

Largura, altura e comprimento: valor médio de três medidas em pontos distintos feitas em cada um dos seis blocos da amostra, conforme a ABNT NBR 12118:2013.

Tolerâncias: ± 2,0mm para a largura e ± 3,0mm para a altura e o comprimento, conforme a ABNT NBR 6136:2016.

Fonte: próprio autor

**Tabela 3.5** – Dimensões dos furos e das paredes longitudinais e transversais dos blocos.

Blocos de 6,0 MPa e 14 cm							
Bloco	Espessura (mm)			Espessura Transversal Equivalente (mm/m)	Dim. dos Furos (mm)		Raio das Mísulas (mm)
	Paredes Long.	Paredes Transv.	Septo Interno		Long.	Transv.	
<b>Média</b>	<b>25,63</b>	<b>25,49</b>	<b>26,54</b>	<b>261,26</b>	<b>149,53</b>	<b>79,63</b>	<b>40,02</b>
Desvio Padrão	0,14	0,08	0,34	0,75	0,21	0,20	0,74
CV (%)	0,55	0,31	1,30	0,29	0,14	0,25	1,85

Blocos de 6,0 MPa e 19 cm							
<b>Média</b>	<b>32,54</b>	<b>25,62</b>	<b>25,81</b>	<b>262,45</b>	<b>150,01</b>	<b>114,81</b>	<b>58,74</b>
Desvio Padrão	0,16	0,38	0,49	3,83	0,48	0,35	0,37
CV (%)	0,49	1,50	1,88	1,46	0,32	0,30	0,62

Blocos de 20,0 MPa e 14 cm							
<b>Média</b>	<b>25,60</b>	<b>25,63</b>	<b>26,43</b>	<b>262,82</b>	<b>149,24</b>	<b>79,57</b>	<b>40,40</b>
Desvio Padrão	0,26	0,15	0,28	1,47	0,21	0,23	0,43
CV (%)	1,03	0,57	1,08	0,56	0,14	0,29	1,07

Blocos de 20,0 MPa e 19 cm							
<b>Média</b>	<b>32,69</b>	<b>25,67</b>	<b>25,38</b>	<b>262,08</b>	<b>149,80</b>	<b>114,37</b>	<b>59,52</b>
Desvio Padrão	0,32	0,27	0,46	2,67	0,28	0,19	0,74
CV (%)	0,99	1,04	1,83	1,02	0,19	0,17	1,25

Tolerâncias (conforme a ABNT NBR 6136:2016):

Paredes longitudinais: espessura mínima de 25mm e 32mm para blocos com largura de 140mm e 190mm, respectivamente, com tolerância de -1,0mm.

Paredes transversais: espessura mínima de 25mm para todos os blocos utilizados, com tolerância de -1,0mm.

Espessura transversal equivalente: valor mínimo de 188mm/m para todos os blocos utilizados.

Furos: a menor dimensão do furo (transversal) para blocos com larguras de 140mm e 190mm deve ser de 70mm e 110mm, respectivamente.

Mísulas: raio mínimo de 40mm.

Fonte: próprio autor

**Figura 3.8** – Determinação das massas saturada e aparente para o cálculo da área líquida dos blocos.



Fonte: próprio autor

**Tabela 3.6** – Dimensões do furo e das paredes longitudinais e transversais dos meio-blocos.

<b>Meio-blocos de 6,0 MPa e 14 cm</b>					
<b>Meio-bloco</b>	<b>Espessura (mm)</b>		<b>Espessura Transversal Equivalente (mm/m)</b>	<b>Dimensão dos Furos (mm)</b>	
	<b>Paredes Long.</b>	<b>Paredes Transv.</b>		<b>Long.</b>	<b>Transv.</b>
<b>Média</b>	<b>25,27</b>	<b>25,28</b>	<b>530,62</b>	<b>130,93</b>	<b>79,35</b>
Desvio Padrão	0,38	0,12	3,12	0,59	0,85
CV (%)	1,50	0,48	0,59	0,45	1,08
<b>Meio-blocos de 6,0 MPa e 19 cm</b>					
<b>Média</b>	<b>25,57</b>	<b>25,81</b>	<b>543,37</b>	<b>127,80</b>	<b>128,42</b>
Desvio Padrão	0,21	0,22	5,75	0,69	0,37
CV (%)	0,83	0,87	1,06	0,54	0,28
<b>Meio-blocos de 20,0 MPa e 14 cm</b>					
<b>Média</b>	<b>25,25</b>	<b>25,52</b>	<b>534,31</b>	<b>130,72</b>	<b>79,33</b>
Desvio Padrão	0,18	0,19	3,83	0,76	1,41
CV (%)	0,73	0,74	0,72	0,58	1,78
<b>Meio-blocos de 20,0 MPa e 19 cm</b>					
<b>Média</b>	<b>25,77</b>	<b>25,77</b>	<b>537,67</b>	<b>129,20</b>	<b>130,35</b>
Desvio Padrão	0,40	0,30	5,55	0,49	0,35
CV (%)	1,55	1,17	1,03	0,38	0,27

Obs: medidas feitas conforme a ABNT NBR 6136:2016.

**Tabela 3.7** – Área bruta e área líquida dos blocos e meio-blocos.

<b>Blocos de 6,0 MPa e 14 cm</b>							
<b>Bloco</b>	<b>Áreas (mm<sup>2</sup>)</b>		<b>A<sub>liq</sub> / A<sub>b</sub> (%)</b>	<b>Meio-bloco</b>	<b>Áreas (mm<sup>2</sup>)</b>		<b>A<sub>liq</sub> / A<sub>b</sub> (%)</b>
	<b>Bruta</b>	<b>Líquida</b>			<b>Bruta</b>	<b>Líquida</b>	
<b>Média</b>	<b>54336,7</b>	<b>28220,8</b>	<b>51,94</b>	<b>Média</b>	<b>26338,2</b>	<b>14707,5</b>	<b>55,84</b>
Desvio Padrão	54,62	150,95	0,26	Desvio Padrão	142,43	105,07	0,17
CV (%)	0,10	0,53	0,50	CV (%)	0,54	0,71	0,31
<b>Blocos de 6,0 MPa e 19 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>74289,5</b>	<b>38324,9</b>	<b>51,59</b>	<b>Média</b>	<b>36068,4</b>	<b>17925,7</b>	<b>49,70</b>
Desvio Padrão	124,37	198,66	0,23	Desvio Padrão	145,69	97,41	0,30
CV (%)	0,17	0,52	0,45	CV (%)	0,40	0,54	0,60
<b>Blocos de 20,0 MPa e 14 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>54359,4</b>	<b>28356,3</b>	<b>52,16</b>	<b>Média</b>	<b>26429,6</b>	<b>14912,5</b>	<b>56,42</b>
Desvio Padrão	44,43	59,51	0,13	Desvio Padrão	77,85	104,82	0,38
CV (%)	0,08	0,21	0,24	CV (%)	0,29	0,70	0,67
<b>Blocos de 20,0 MPa e 19 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>74890,3</b>	<b>39210,8</b>	<b>52,36</b>	<b>Média</b>	<b>36742,5</b>	<b>17928,4</b>	<b>48,79</b>
Desvio Padrão	109,87	154,30	0,15	Desvio Padrão	133,14	157,04	0,25
CV (%)	0,15	0,39	0,29	CV (%)	0,36	0,88	0,52

Fonte: próprio autor

Considerando que a relação entre as áreas líquida e bruta apresentou valor médio abaixo de 75% para todos os quatro tipos de blocos, conclui-se que os mesmos são classificados como *blocos vazados* de acordo com a ABNT NBR 6136:2016.

Além das propriedades geométricas, foram também determinadas a massa seca e a absorção de água dos blocos. Após serem mantidos em estufa por 24 horas à temperatura de  $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ , os blocos tiveram suas respectivas massas secas medidas por meio da mesma balança utilizada para a determinação das massas aparente e saturada. O procedimento foi repetido após mais 2 horas na estufa para avaliar possíveis variações nas medidas, conforme estabelece a ABNT NBR 12118:2013. O índice de absorção foi então calculado por meio da Equação (3.2) apresentada a seguir, cujos resultados médios estão apresentados na Tabela 3.8.

$$a = \frac{m_2 - m_1}{m_1} \times 100 \quad (3.2)$$

Com relação à equação (3.2), valem:

$a$  - é a absorção de água do bloco (%);

$m_1$  e  $m_2$  - são as massas seca em estufa e saturada do bloco (g);

**Tabela 3.8** – Absorção de água dos blocos e meio-blocos.

<b>Blocos de 6,0 MPa e 14 cm</b>							
<b>Bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Absorção (%)</b>	<b>Meio-bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Absorção (%)</b>
	<b>Seca</b>	<b>Saturada</b>			<b>Seca</b>	<b>Saturada</b>	
<b>Média</b>	<b>11685,3</b>	<b>12459,8</b>	<b>6,63</b>	<b>Média</b>	<b>6127,5</b>	<b>6492,8</b>	<b>5,96</b>
Desvio Padrão	153,12	140,35	0,29	Desvio Padrão	64,28	61,38	0,22
CV (%)	1,31	1,13	4,40	CV (%)	1,05	0,95	3,68
<b>Blocos de 6,0 MPa e 19 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>15839,2</b>	<b>16947,2</b>	<b>7,00</b>	<b>Média</b>	<b>7383,7</b>	<b>7929,7</b>	<b>7,40</b>
Desvio Padrão	174,72	150,58	0,32	Desvio Padrão	61,04	46,39	0,37
CV (%)	1,10	0,89	4,53	CV (%)	0,83	0,58	4,96
<b>Blocos de 20,0 MPa e 14 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>12296,8</b>	<b>12836,7</b>	<b>4,39</b>	<b>Média</b>	<b>6516,0</b>	<b>6838,8</b>	<b>4,96</b>
Desvio Padrão	51,20	37,43	0,24	Desvio Padrão	111,53	107,26	0,19
CV (%)	0,42	0,29	5,35	CV (%)	1,71	1,57	3,73
<b>Blocos de 20,0 MPa e 19 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>17697,5</b>	<b>18322,3</b>	<b>3,53</b>	<b>Média</b>	<b>8156,7</b>	<b>8367,2</b>	<b>2,59</b>
Desvio Padrão	90,74	85,58	0,25	Desvio Padrão	169,39	142,69	0,58
CV (%)	0,51	0,47	6,99	CV (%)	2,08	1,71	22,22

Fonte: próprio autor

A partir dos resultados, conclui-se que os blocos utilizados atendem aos requisitos de absorção máxima estabelecidos na ABNT NBR 6136:2016, que são de 9% e 8% para os blocos de 6,0 MPa e 20,0 MPa, respectivamente.

Por fim, a partir das medidas de massa e dos resultados de área líquida apresentados anteriormente, foram calculadas as massas específicas dos blocos à temperatura ambiente, propriedade que está diretamente relacionada com a difusividade térmica e é, portanto, fundamental para as análises em temperaturas elevadas. A Tabela 3.9 apresenta os resultados médios para os quatro tipos de blocos analisados no presente trabalho.

**Tabela 3.9** – Massa específica ( $\rho$ ) dos blocos analisados.

Bloco	Massa (g)	Massa seca (g)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_{seca}$ (kg/m <sup>3</sup> )
6 MPa – 14 cm	11810	11686	2203	2179
6 MPa – 19 cm	16011	15839	2199	2175
20 MPa – 14 cm	12496	12297	2319	2282
20 MPa – 19 cm	18090	17698	2428	2376

Fonte: próprio autor

### 3.3.1.2 Com relação às argamassas

O controle da consistência das argamassas de assentamento e de revestimento dos blocos foi realizado de acordo com a ABNT NBR 13276:2016, sendo utilizados um molde tronco-cônico juntamente com um soquete metálico para a moldagem da argamassa, e a mesa normalizada para o espalhamento da mistura mediante trinta quedas sucessivas. O índice de consistência foi então obtido pela média de três medidas do espalhamento, feitas com paquímetro com resolução mínima de 1 mm (Figura 3.9). O índice de consistência médio obtido considerando todas as argamassadas foi de 248,2 mm, com desvio padrão de 3,92 e coeficiente de variação de 1,58%; portanto, percebe-se boa uniformidade na consistência das argamassas nas diferentes betonadas realizadas.

Embora permitido pela ABNT NBR 16868-2:2020, não foram necessários ajustes com água na consistência da argamassa durante o período de assentamento dos blocos. Em vez disso, a argamassa foi produzida em várias betonadas, evitando, assim, o acúmulo de grandes quantidades e a perda significativa de água da mistura.

**Figura 3.9** – Ensaio para a determinação do índice de consistência das argamassas.

Fonte: próprio autor

### 3.3.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS

A propriedade mecânica de maior interesse no presente trabalho é a resistência à compressão dos elementos representativos da alvenaria, quais sejam: blocos, prismas, pequenas paredes e argamassa de assentamento. Os ensaios de compressão desses elementos à temperatura ambiente foram realizados no Laboratório de Estruturas da EESC/USP considerando-se a amostragem apresentada na Tabela 3.1, que, em combinação com as quatro variações avaliadas (duas larguras e duas resistências nominais dos blocos), resultou na quantidade de ensaios informada na segunda linha da Tabela 3.2.

Os ensaios foram planejados com base nas normas vigentes (citadas a seguir) quando da realização dos mesmos, sendo necessárias algumas adaptações em função dos recursos disponíveis no laboratório ou mesmo para viabilizar a execução dos ensaios. O capeamento das superfícies dos blocos, prismas e pequenas paredes em contato com os pratos da máquina de ensaios foi feita por meio da utilização de forros de fibra mineral posicionados nas faces superior e inferior dos corpos de prova, conforme Figura 3.10. Ao se deformar logo nas primeiras etapas do carregamento, esse forro promove a regularização das superfícies e evita a concentração de tensões, minimizando, assim, os riscos de ruptura prematura do corpo de prova. Por ser de fácil corte e manipulação, o forro contribuiu significativamente para o andamento do trabalho, visto que é um procedimento bem mais simples e rápido de ser executado do que o capeamento feito à base de cimento/enxofre ou a regularização com retífica.

Além disso, a utilização do forro viabilizou a execução dos ensaios de compressão pós-fogo dentro do prazo programado (7 dias após serem expostos ao fogo), o que não seria possível de ser feito com capeamento feito com argamassa ou pasta de cimento devido ao período

necessário para a cura; adicionalmente, a regularização com retífica também não seria possível devido ao estado de degradação dos corpos de prova após os ensaios no forno. Ressalta-se que esse tipo de capeamento com forro de fibra mineral já foi amplamente utilizado com sucesso em trabalhos anteriormente realizados na EESC/USP, como em Oliveira (2014) e Izquierdo (2015). Devido à menor quantidade de corpos de prova, optou-se por fazer a retífica nos ensaios com a argamassa de assentamento à temperatura ambiente.

### 3.3.2.1 Com relação aos blocos

Os ensaios de compressão dos blocos e meio-blocos foram realizados de acordo com a ABNT NBR 12118:2013, sendo utilizada a máquina servo-controlada INSTRON 5595, que possui capacidade de carregamento de até 1500 kN. No caso dos blocos de 20 MPa e largura de 19 cm, devido ao alto valor de resistência apresentado no primeiro ensaio desse tipo de bloco, foi necessário utilizar a máquina ELE AUTOTEST 2000, com capacidade máxima de 2000 kN. Para transferir a força dos pratos da máquina para os blocos de maneira uniforme, foram utilizadas placas de aço maciças com 50 mm de espessura, conforme Figura 3.10. Visando evitar possíveis interferências de folgas e deformações iniciais do forro, foi realizado o escorvamento antes do início do ensaio por meio da aplicação de dois ciclos de 10% da carga de ruptura estimada. Posteriormente, o ensaio foi conduzido aplicando-se o carregamento com controle de deslocamentos, a uma velocidade de 0,005 mm/s.

A Tabela 3.10 apresenta a média dos resultados da resistência à compressão ( $f_b$ ) dos blocos e meio-blocos juntamente com suas respectivas resistências características ( $f_{bk}$ ), calculadas de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6136:2016.

**Figura 3.10** – Ensaio de compressão dos blocos e meio-blocos.



Fonte: próprio autor

**Tabela 3.10** – Resultados dos ensaios de compressão dos blocos e meio-blocos.

<b>Blocos - 6,0 MPa e 14 cm</b>							
<b>Bloco</b>	<b>Força (kN)</b>	$f_b$ na Área Bruta (MPa)	$f_b$ na Área Líquida (MPa)	<b>Meio-bloco</b>	<b>Força (kN)</b>	$f_b$ na Área Bruta (MPa)	$f_b$ na Área Líquida (MPa)
<b>Média</b>	<b>404,23</b>	<b>7,44</b>	<b>14,32</b>	<b>Média</b>	<b>282,68</b>	<b>10,73</b>	<b>19,21</b>
Desvio Padrão	34,24	0,63	1,21	Desvio Padrão	25,69	0,93	1,66
CV (%)	8,47	8,41	8,46	CV (%)	9,09	8,64	8,62
$f_{bk}$ (MPa)		<b>6,18</b>	<b>11,73</b>	$f_{bk}$ (MPa)		<b>9,39</b>	<b>16,80</b>
<b>Blocos - 6,0 MPa e 19 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>443,04</b>	<b>5,96</b>	<b>11,56</b>	<b>Média</b>	<b>297,32</b>	<b>8,24</b>	<b>16,59</b>
Desvio Padrão	33,03	0,44	0,83	Desvio Padrão	30,60	0,85	1,75
CV (%)	7,46	7,46	7,22	CV (%)	10,29	10,30	10,54
$f_{bk}$ (MPa)		<b>5,39</b>	<b>10,38</b>	$f_{bk}$ (MPa)		<b>6,97</b>	<b>14,08</b>
<b>Blocos - 20,0 MPa e 14 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>1197,8</b>	<b>22,03</b>	<b>42,24</b>	<b>Média</b>	<b>485,27</b>	<b>18,36</b>	<b>32,55</b>
Desvio Padrão	68,27	1,24	2,39	Desvio Padrão	53,02	1,98	3,61
CV (%)	5,70	5,64	5,65	CV (%)	10,93	10,78	11,11
$f_{bk}$ (MPa)		<b>20,76</b>	<b>39,65</b>	$f_{bk}$ (MPa)		<b>14,12</b>	<b>24,71</b>
<b>Blocos - 20,0 MPa e 19 cm</b>							
<b>Média</b>	<b>1494,3</b>	<b>19,95</b>	<b>38,12</b>	<b>Média</b>	<b>967,91</b>	<b>26,34</b>	<b>53,96</b>
Desvio Padrão	74,42	1,02	2,00	Desvio Padrão	88,37	2,32	4,47
CV (%)	4,98	5,10	5,26	CV (%)	9,13	8,81	8,29
$f_{bk}$ (MPa)		<b>17,32</b>	<b>32,93</b>	$f_{bk}$ (MPa)		<b>24,55</b>	<b>50,73</b>

Resistências calculadas com base nas áreas brutas e líquidas apresentadas na Tabela 3.7.  
Resistência característica ( $f_{bk}$ ) definida de acordo com a ABNT NBR 6136:2016.

Fonte: próprio autor

A umidade relativa dos blocos foi determinada no mesmo dia da realização dos ensaios de compressão, conforme a ABNT NBR 12118:2013, sendo utilizados, para isso, blocos sob condições de armazenagem semelhantes às dos corpos de prova. Enquanto resultados, foram obtidos 20,21% e 17,36% para os blocos de 6,0 MPa (larguras de 14 cm e 19 cm, respectivamente), bem como obtidos 41,81% e 33,57% para os blocos de 20,0 MPa (larguras de 14 cm e 19 cm, respectivamente); portanto, atendem aos limites de  $(25 \pm 15)\%$  para blocos com resistência característica especificada inferior a 8,0 MPa e de  $(40 \pm 20)\%$  para blocos com resistência característica especificada igual ou superior a 8,0 MPa.

A partir desses resultados, destaca-se, mais uma vez, que a resistência real dos blocos é bem superior àquelas especificadas pelo fabricante, chegando a ser mais que o dobro para alguns dos blocos utilizados. A rigor, considerando-se os resultados de tensão resistente na área líquida, pode-se dizer que o presente trabalho contempla a análise de blocos de alvenaria

estrutural com quatro variações de resistência, em vez das duas citadas inicialmente (4,0 MPa e 10,0 MPa).

Na Figura 3.11 e na Figura 3.12 são apresentadas imagens representativas dos padrões de ruptura identificados, embora tenham ocorrido variações em alguns dos blocos ensaiados. Para os blocos e meio-blocos com resistência de 6,0 MPa, a ruptura ocorreu devido a trincas que surgem a partir dos cantos e se desenvolvem diagonalmente em duas ou mais faces. Tal comportamento se deve à restrição às deformações transversais gerada pelo atrito entre as faces superior e inferior dos blocos e os dispositivos de apoio, aspecto esse também identificado em Mohamad (2007). No caso dos blocos de 20,0 MPa, tendo em vista sua elevada resistência efetiva, ocorreu ruptura brusca (explosiva) em todos os ensaios, não sendo possível identificar com clareza o mesmo padrão de fissuras descrito para os blocos de 6,0 MPa.

**Figura 3.11** – Padrão de ruptura dos blocos e meio-blocos de 6,0 MPa.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.12** – Padrão de ruptura dos blocos e meio-blocos de 20,0 MPa.

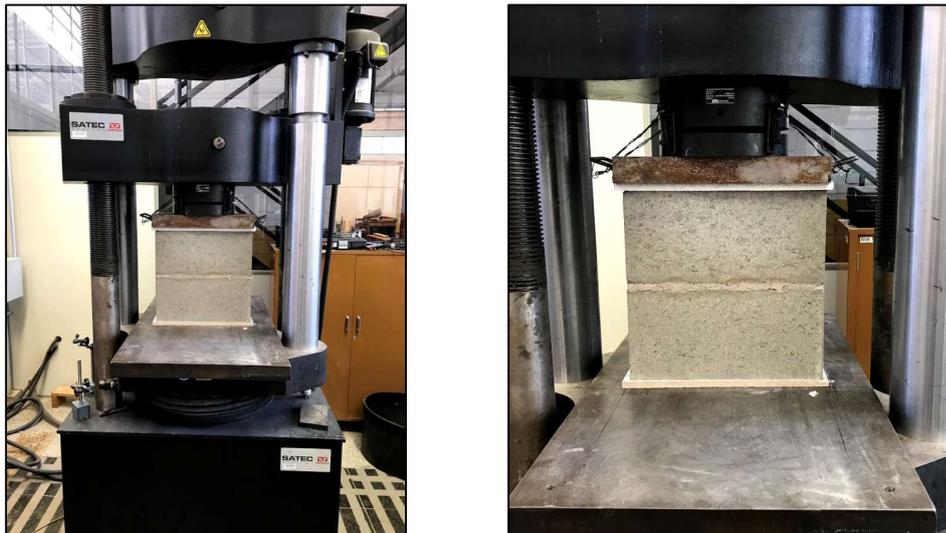


Fonte: próprio autor

### 3.3.2.2 Com relação aos prismas

A resistência à compressão dos prismas foi obtida com base na ABNT NBR 16522:2016, a qual substituída pela ABNT NBR 16868-3:2020 posteriormente aos ensaios. Os ensaios foram realizados com a mesma máquina servo-controlada INSTRON 5595 (Figura 3.13), com capacidade máxima de carregamento de 1500 kN. Analogamente aos ensaios feitos com os blocos, a uniformização dos esforços nas superfícies de trabalho dos prismas foi garantida por meio de placas maciças de aço de 50 mm de espessura, e o escorvamento foi realizado com dois ciclos de 10% da carga estimada para a ruptura dos prismas. Nesse ensaio, o carregamento foi aplicado com controle de deslocamentos, a uma velocidade de 0,02 mm/s. Para atender ao tempo mínimo de cura da argamassa de assentamento, todos os prismas foram ensaiados após pelo menos 28 dias de idade.

**Figura 3.13** – Ensaio de compressão dos prismas.



Fonte: próprio autor

Os resultados médios de resistência à compressão dos prismas ( $f_p$ ) ensaiados estão apresentados na Tabela 3.11. As resistências características ( $f_{pk}$ ), calculadas de acordo com a ABNT NBR 16522:2016, também são apresentadas nessa mesma tabela.

A Figura 3.14 e a Figura 3.15 mostram corpos de prova representativos de cada tipo de prisma ensaiado, onde se pode perceber que, independentemente da largura do bloco, a forma de ruptura seguiu um mesmo padrão. Nos prismas com blocos de 6,0 MPa, inicialmente surgiram fissuras verticais discretas nas suas faces laterais, tendendo a dividir a espessura do prisma em duas partes; logo em seguida, as fissuras se desenvolveram diagonalmente também nas faces frontal e posterior, até que ocorre a ruptura da peça.

**Tabela 3.11** – Resultados dos ensaios de compressão dos prismas.

<b>Prismas - 6,0 MPa e 14 cm</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	$f_p$ na Área Bruta (MPa)	$f_p$ na Área Líquida (MPa)
<b>Média</b>	<b>369,36</b>	543,37	282,21	<b>6,80</b>	<b>13,09</b>
Desvio Padrão	22,86	-	-	0,42	0,81
CV (%)	6,19	-	-	6,19	6,19
$f_{pk}$ (MPa)	-	-	-	<b>6,16</b>	<b>11,86</b>
<b>Prismas - 6,0 MPa e 19 cm</b>					
<b>Média</b>	<b>379,09</b>	742,89	383,25	<b>5,10</b>	<b>9,89</b>
Desvio Padrão	19,40	-	-	0,26	0,51
CV (%)	5,12	-	-	5,12	5,12
$f_{pk}$ (MPa)	-	-	-	<b>4,47</b>	<b>8,67</b>
<b>Prismas - 20,0 MPa e 14 cm</b>					
<b>Média</b>	<b>736,09</b>	543,59	283,56	<b>13,54</b>	<b>25,96</b>
Desvio Padrão	41,91	-	-	0,77	1,48
CV (%)	5,69	-	-	5,69	5,69
$f_{pk}$ (MPa)	-	-	-	<b>12,31</b>	<b>23,60</b>
<b>Prismas - 20,0 MPa e 19 cm</b>					
<b>Média</b>	<b>1013,11</b>	748,90	392,11	<b>13,53</b>	<b>25,84</b>
Desvio Padrão	30,77	-	-	0,41	0,78
CV (%)	3,04	-	-	3,04	3,04
$f_{pk}$ (MPa)	-	-	-	<b>12,66</b>	<b>24,18</b>

Área bruta e área líquida: adotou-se a média das áreas obtidas na caracterização dos blocos (conforme a Tabela 3.7) para o cálculo das resistências.  
Resistência característica ( $f_{pk}$ ) calculada de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.

Fonte: próprio autor

No caso dos prismas com blocos de 20,0 MPa, por também apresentarem tendência à ruptura explosiva (assim como ocorreu com os blocos), as fissuras tendem a ser formar em um nível de carregamento próximo ao de ruptura. Novamente, as fissuras laterais verticais, em conjunto com lascamentos em diversos pontos ao longo da peça, se mostraram determinantes para a perda da capacidade resistente dos prismas. Ressalta-se que, embora tenham sido identificados os padrões acima descritos, houve variações em alguns dos prismas ensaiados, sobretudo naqueles com blocos de 20 MPa, onde os lascamentos explosivos e sua elevada rigidez conduziram a diferentes formas de ruptura.

**Figura 3.14** – Prismas com blocos de 6,0 MPa e larguras de 14 cm e 19 cm após o ensaio.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.15** – Prismas com blocos de 20,0 MPa e larguras de 14 cm e 19 cm após o ensaio.



Fonte: próprio autor

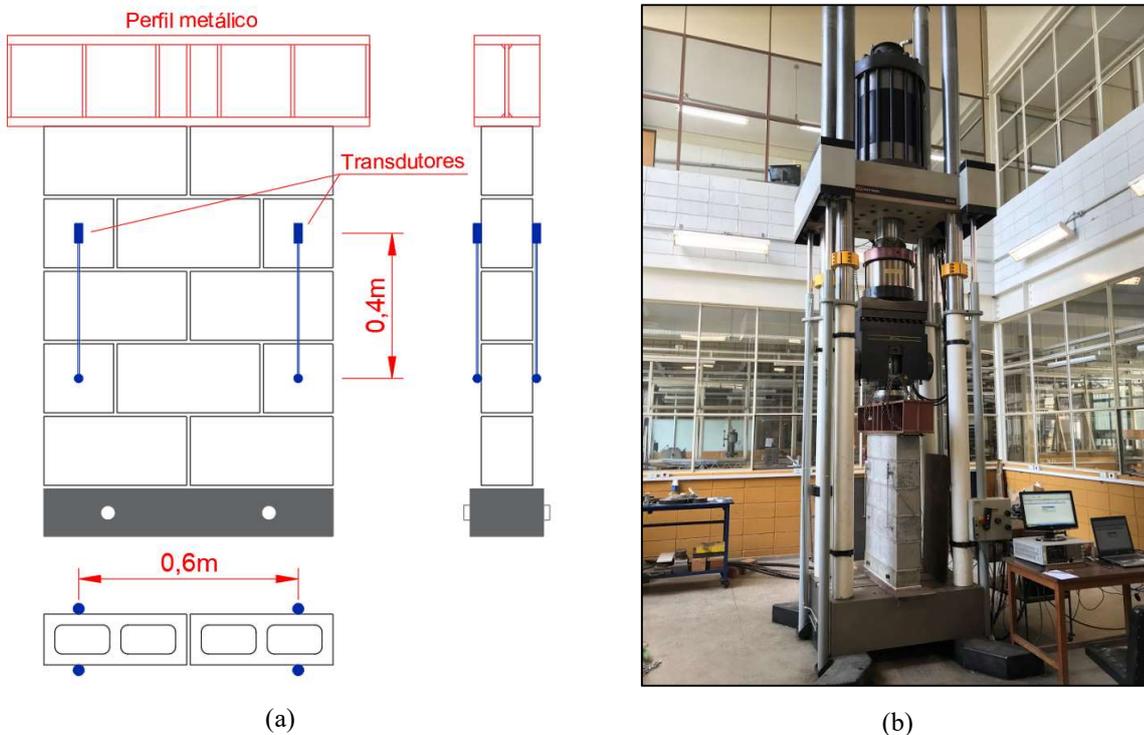
### 3.3.2.3 Com relação às pequenas paredes

Os ensaios para determinar a *resistência à compressão* das pequenas paredes foram realizados com base nas prescrições da ABNT NBR 16522:2016 (posteriormente substituída pela ABNT NBR 16868-3:2020, conforme comentado no item anterior). Visando obter os parâmetros relacionados à deformabilidade da alvenaria, foram instalados quatro transdutores de deslocamento posicionados verticalmente nas pequenas paredes, dois na face frontal e dois na face posterior (Figura 3.16a). Os ensaios foram executados por meio da máquina servo-hidráulica INSTRON 8506, que está localizada no Laboratório de Estruturas da EESC/USP e que possui capacidade de carga de até 2500 kN (Figura 3.16b).

Para garantir a distribuição uniforme do carregamento da máquina na superfície superior das pequenas paredes, foi utilizado um perfil I de aço com elevada rigidez à flexão e com enrijecedores transversais de alma. A evolução do carregamento aplicado foi com controle de deslocamentos fixados em 0,01 mm/s, após escorvamento inicial semelhante ao dos prismas.

Todos os corpos de prova foram ensaiados com, pelo menos, 28 dias de idade, de forma a garantir o tempo mínimo de cura da argamassa de assentamento exigido na referida norma.

**Figura 3.16** – Ensaio das pequenas paredes: (a) instrumentação e (b) máquina de ensaios.



Fonte: próprio autor

Além da resistência à compressão, foi também avaliado o *módulo de elasticidade* das pequenas paredes por meio dos resultados de *Tensão x Deformação* extraídos dos ensaios. A resistência característica à compressão ( $f_{ppk}$ ) e o módulo de elasticidade secante ( $E_{pa}$ ) foram calculados de acordo com a ABNT NBR 16522:2016, que estabelece um intervalo correspondente a 5% e 30% da tensão de ruptura do corpo de prova para o cálculo de  $E_{pa}$ . A média dos resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 3.12, bem como o coeficiente de variação (CV) e a resistência característica de cada tipo de alvenaria ensaiada.

Dentre as paredes construídas com blocos de 6,0 MPa, as de 14 cm de largura apresentaram tensão de ruptura média maior quando comparadas às de 19 cm de largura. O mesmo aconteceu com as paredes com blocos de 20,0 MPa, o que já era esperado tendo em vista os resultados dos ensaios com os blocos isolados (Tabela 3.10). Como consequência, o módulo de elasticidade das paredes de 14 cm resultou maior do que suas correspondentes de 19 cm, uma vez que essa propriedade é diretamente proporcional à resistência do concreto.

**Tabela 3.12** – Resultados dos ensaios de compressão das pequenas paredes.

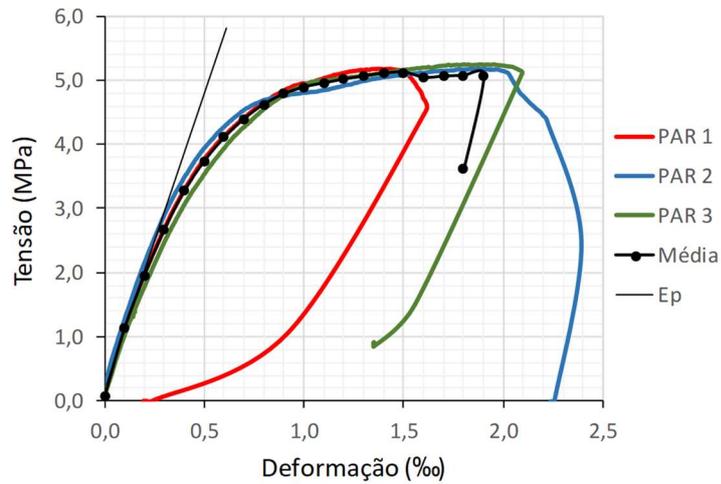
<b>Pequenas paredes - 6,0 MPa e 14 cm</b>						
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	$f_{pa}$ na Área Bruta (MPa)	$f_{pa}$ na Área Líquida (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
<b>Média</b>	<b>565,00</b>	1086,73	564,42	<b>5,20</b>	<b>10,01</b>	<b>9,50</b>
Desvio Padrão	4,87	-	-	0,04	0,09	0,81
CV (%)	0,86	-	-	0,86	0,86	8,55
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>4,14</b>	<b>7,96</b>	-
<b>Pequenas paredes - 6,0 MPa e 19 cm</b>						
<b>Média</b>	<b>552,66</b>	1485,79	766,50	<b>3,72</b>	<b>7,21</b>	<b>7,33</b>
Desvio Padrão	24,31	-	-	0,16	0,32	0,58
CV (%)	4,40	-	-	4,40	4,40	7,97
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>2,84</b>	<b>5,50</b>	-
<b>Pequenas paredes - 20,0 MPa e 14 cm</b>						
<b>Média</b>	<b>826,90</b>	1087,19	567,13	<b>7,61</b>	<b>14,58</b>	<b>13,69</b>
Desvio Padrão	82,93	-	-	0,76	1,46	1,94
CV (%)	10,03	-	-	10,03	10,03	14,16
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>5,38</b>	<b>10,31</b>	-
<b>Pequenas paredes - 20,0 MPa e 19 cm</b>						
<b>Média</b>	<b>1119,62</b>	1497,81	784,22	<b>7,48</b>	<b>14,28</b>	<b>11,20</b>
Desvio Padrão	73,38	-	-	0,49	0,94	3,22
CV (%)	6,55	-	-	6,55	6,55	28,78
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>5,55</b>	<b>10,60</b>	-

Área bruta e área líquida: definidas com base na média das áreas obtidas na caracterização dos blocos (conforme a Tabela 3.7).  
Resistência característica ( $f_{ppk}$ ) calculada de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.  
Módulo de elasticidade ( $E_{pa}$ ) calculado de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.

Fonte: próprio autor

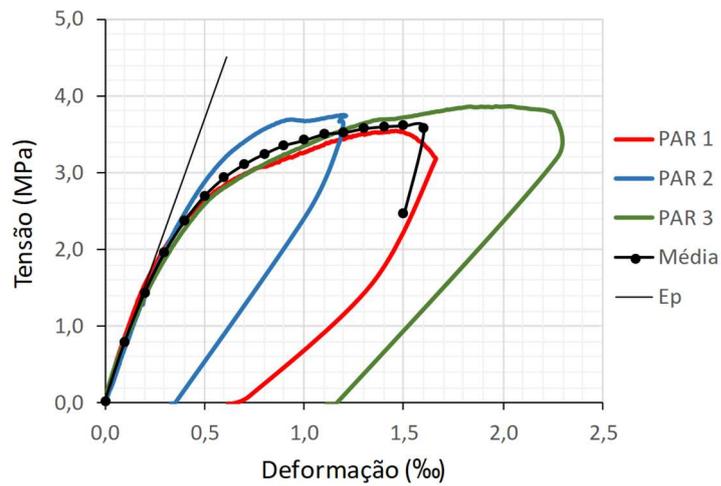
A Figura 3.17 à Figura 3.20 apresentam, graficamente, a evolução das tensões médias (na área bruta) em função das deformações calculadas com base na leitura dos transdutores. Conforme informado na Tabela 3.1, a amostragem das pequenas paredes consiste em três corpos de prova para cada tipo de bloco utilizado, indicados como *PAR 1*, *PAR 2* e *PAR 3* na legenda dos gráficos. As curvas em linha contínua se baseiam em deformações calculadas com base na média dos valores dos quatro transdutores utilizados em cada parede.

**Figura 3.17** – Curvas Tensão x Deformação das pequenas paredes de 6,0 MPa e 14 cm.



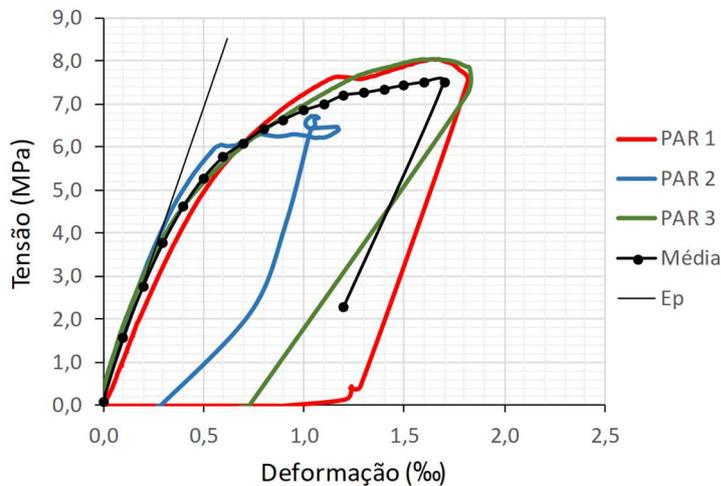
Fonte: próprio autor

**Figura 3.18** – Curvas Tensão x Deformação das pequenas paredes de 6,0 MPa e 19 cm.

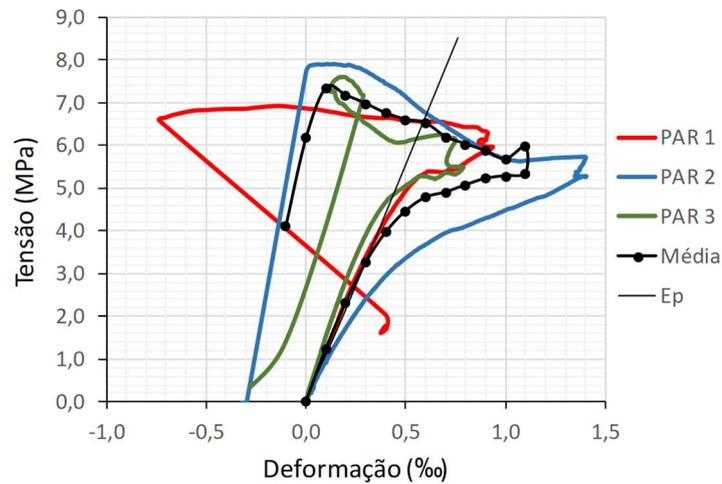


Fonte: próprio autor

**Figura 3.19** – Curvas Tensão x Deformação das pequenas paredes de 20,0 MPa e 14 cm.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.20** – Curvas Tensão x Deformação das pequenas paredes de 20,0 MPa e 19 cm.

Fonte: próprio autor

Os modos de ruptura das pequenas paredes estão ilustrados na Figura 3.21 e na Figura 3.22, onde se pode observar um padrão bem definido de fissuração, tendo pouca variação entre os corpos de prova ensaiados. Em geral, independentemente da largura e da resistência dos blocos, quem determinou a perda de capacidade resistente das pequenas paredes foram as fissuras que surgiram nas suas faces laterais, que se iniciaram na parte superior e se desenvolveram rapidamente ao longo da altura da peça. Com isso, há uma tendência de divisão da alvenaria em duas metades no plano médio de sua espessura. Também foi observado o surgimento de fissuras nas faces frontal e posterior das pequenas paredes, porém estas não foram determinantes para a ruína dos elementos.

#### 3.3.2.4 Com relação à argamassa de assentamento

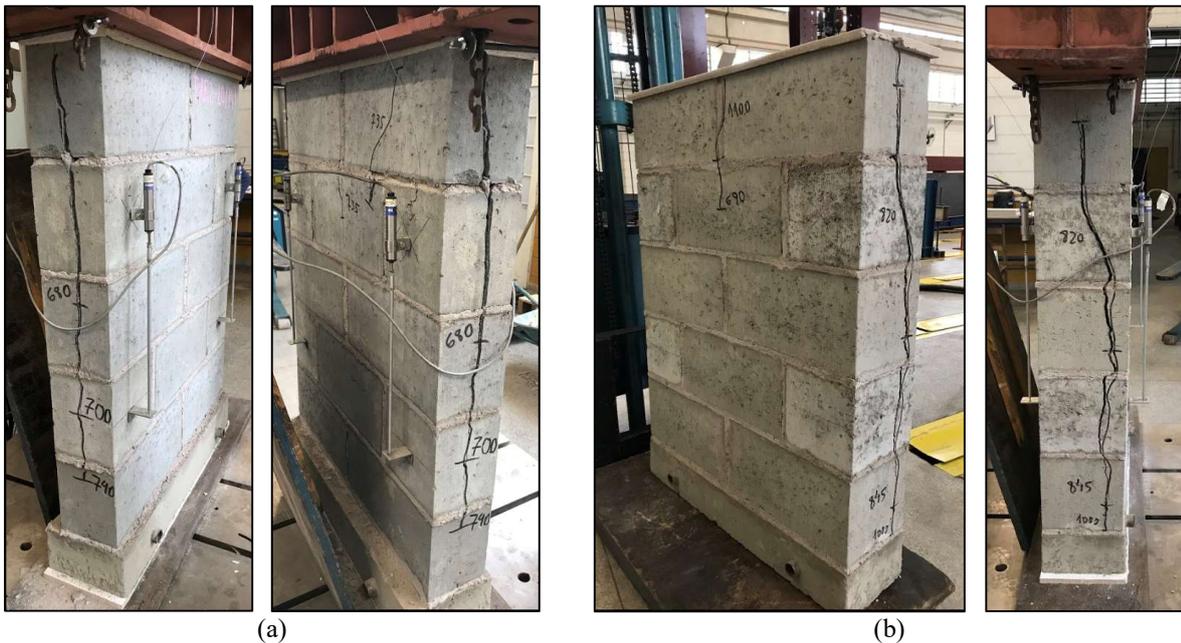
A resistência e a deformabilidade da argamassa utilizada no assentamento dos blocos também foram determinadas experimentalmente. Para isso, foram realizados ensaios de compressão e de tração por compressão diametral com corpos de prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, seguindo a amostragem informada na Tabela 3.1. Ressalta-se que a ABNT NBR 16868-2:2020 recomenda a utilização de corpos de prova cúbicos com 40 mm de aresta para os ensaios de compressão, porém, devido à disponibilidade no laboratório, foi necessário utilizar moldes cilíndricos para ambos os ensaios, em conformidade com a ABNT NBR 7215:2019.

**Figura 3.21** – Modo de ruptura das pequenas paredes com blocos de 6,0 MPa:  
(a) largura de 14 cm e (b) largura de 19 cm.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.22** – Modo de ruptura das pequenas paredes com blocos de 20,0 MPa:  
(a) largura de 14 cm e (b) largura de 19 cm.



Fonte: próprio autor

Após serem moldados e adensados em mesa vibratória, os corpos de prova foram conduzidos a duas formas de cura: 6 corpos de prova armazenados em câmara úmida e mais 6 curados ao ar livre, em local coberto, protegidos do sol e do vento (no mesmo local onde ficaram

armazenados os blocos, prismas e pequenas paredes). Esses dois procedimentos de cura foram realizados para atender às duas normas utilizadas como referência nos ensaios de compressão e de tração (ABNT NBR 16868-2:2020 e a ABNT NBR 7222:2011, respectivamente), sendo útil, também, para avaliar os impactos do tipo de cura na resistência da argamassa.

Os corpos de prova foram ensaiados com 91 dias de idade, após terem suas superfícies superior e inferior regularizadas por meio de retífica. Para os ensaios de compressão, foi utilizada a INSTRON 5595 (mesma máquina utilizada nos ensaios dos blocos e prismas), sendo programada para uma velocidade de carregamento de 0,01 mm/s. As deformações específicas foram obtidas por meio de dois *clip-gages* com curso de 50 mm posicionados lateralmente nos corpos de prova, conforme Figura 3.23a. No caso dos ensaios de tração, foi utilizada a máquina ELE Autotest 2000 juntamente com um dispositivo para garantir a transferência da força aplicada ao longo do plano diametral do corpo de prova (Figura 3.23b). A velocidade de carregamento nesses ensaios foi fixada em 0,47 kN/s (controle de forças).

**Figura 3.23** – Ensaio com a argamassa de assentamento: (a) compressão e (b) tração por compressão diametral.



Fonte: próprio autor

Os resultados médios obtidos em ambos os ensaios estão apresentados na Tabela 3.13. Por não ter um procedimento de cálculo especificado na ABNT NBR 16868-2:2020 ou na ABNT NBR 13279:2005, o módulo de elasticidade foi determinado conforme proposto na ASTM C469:2014, a qual define o módulo secante no intervalo entre 5% e 33% da tensão de ruptura (semelhante ao procedimento feito para as pequenas paredes).

A Figura 3.24 apresenta as curvas *Tensão x Deformação* obtidas nos ensaios de compressão. A partir dos resultados de resistência à compressão dos corpos de prova curados

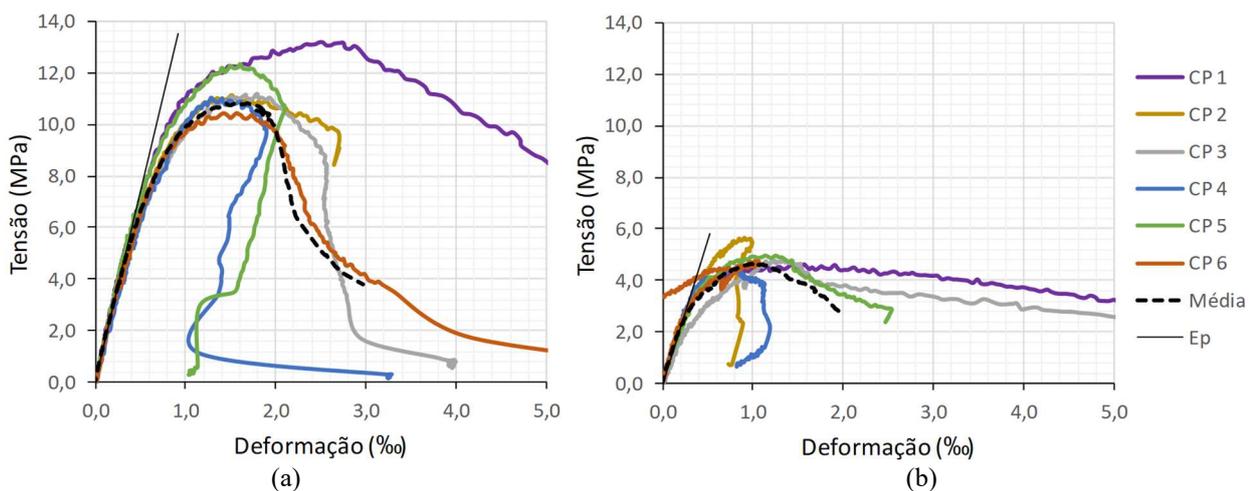
ao ar livre (resultado médio igual a 4,90 MPa), nota-se que a argamassa utilizada atende ao limite máximo imposto pela ABNT NBR 16868-1:2020, que é de 1,5 vezes a resistência característica especificada para os blocos. Observa-se, ainda, que os resultados individuais e médio estão um pouco abaixo do valor indicado pela BS 5628-1:2005 para esse tipo de argamassa (classe M6 – ver Tabela 2.3), o que pode ter origem na relação água/cimento utilizada, conforme também ocorrido nos ensaios de Izquierdo (2015).

**Tabela 3.13** – Resultados dos ensaios mecânicos da argamassa de assentamento.

Cura em câmara úmida - Compressão					Tração		
	Força (kN)	Área Média (cm <sup>2</sup> )	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Força (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	
<b>Média</b>	<b>22,68</b>	19,63	<b>11,55</b>	<b>14,63</b>	<b>Média</b>	<b>1,08</b>	
Desv. Pad.	1,98		1,01	1,10	Desv. Pad.	0,20	
CV (%)	8,74		8,74	7,52	CV (%)	18,89	
Cura ao ar livre - Compressão					Tração		
<b>Média</b>	<b>9,62</b>	19,63	<b>4,90</b>	<b>10,99</b>	<b>Média</b>	<b>0,63</b>	
Desv. Pad.	0,78		0,40	1,77	Desv. Pad.	0,11	
CV (%)	8,15		8,15	16,13	CV (%)	17,51	

Fonte: próprio autor

**Figura 3.24** – Ensaios de compressão da argamassa (a) com cura e (b) sem cura.



Fonte: próprio autor

Como já era esperado, a realização da cura ao ar livre em parte dos corpos de prova impactou significativamente na resistência e no módulo de elasticidade da argamassa, com redução de 58% e 25% (na resistência à compressão e na rigidez, respectivamente) em relação

aos corpos de prova curados em câmara úmida. Essa informação se mostra de grande importância para o desenvolvimento de modelos numéricos mais próximo da realidade, uma vez que, assim como em obra, a construção das pequenas paredes ensaiadas não considerou a realização de qualquer procedimento de cura.

### 3.4 ENSAIOS EM TEMPERATURAS ELEVADAS

A análise experimental do comportamento e desempenho da alvenaria estrutural aqui estudada em temperaturas elevadas foi feita por meio dos ensaios apresentados a seguir.

#### 3.4.1 SOBRE O FORNO DE ENSAIOS

A análise experimental do comportamento dos elementos de alvenaria estrutural em temperaturas elevadas foi feita por meio da utilização do forno de ensaios presente no Laboratório de Estruturas da EESC/USP (Figura 3.25). Trata-se de um forno a gás natural que possui dimensões internas iguais a 4,0 m x 3,0 m em planta, com 1,5 m de altura, e capaz de reproduzir com considerável precisão as curvas de *Incêndio-Padrão* propostas na norma ISO 834-1:1999, assim como pela norma ASTM E119:2018.

**Figura 3.25** – Forno de ensaios: (a) vista externa e (b) vista interna.



Fonte: próprio autor

O forno possui um total de oito queimadores que trabalham independentemente uns dos outros sob o comando de uma central de controle, de forma que a evolução da temperatura ocorra de maneira uniforme em todo o espaço interno do forno. Esses queimadores são

acionados ou desligados de acordo com evolução da temperatura, que é medida em tempo real durante os ensaios por meio de nove termopares de controle (termopares de haste com revestimento metálico). O forno conta com um sistema de aquisição de dados com 21 canais para a medida de temperatura nos corpos de prova com cabos termopares. Além disso, há, ainda, um sistema de aquisição de dados adicional (System 5000) com mais 30 canais, totalizando uma capacidade de 52 pontos de medidas de temperatura em cada ensaio.

No presente trabalho, os corpos de prova foram ensaiados no forno sem carregamento mecânico, apenas com a ação térmica atuando, uma vez que a base do forno é composta por material cerâmico de alta resistência térmica, porém sem função estrutural. Dessa forma, os ensaios foram planejados com o objetivo de extrair a resistência residual da alvenaria após ser submetida ao *Incêndio-Padrão* (resistência pós-fogo). Porém, em casos de ensaios com elementos horizontais, como lajes e vigas, o forno permite também a inserção de carregamentos mecânicos por meio dos pórticos de reação mostrados na Figura 3.25a, os quais também servem como apoio externo aos elementos ensaiados.

### **3.4.2 TESTE DE INSTRUMENTAÇÃO**

Antes de se iniciar os ensaios em temperaturas elevadas, foi realizado um teste de instrumentação no forno visando definir os pontos ideais de medida de temperatura e a melhor forma de fixação dos termopares nos elementos de alvenaria. Como os blocos são elementos pré-fabricados, os termopares precisam ser fixados no interior do concreto (ou na sua superfície) já no estado endurecido, sendo necessário utilizar materiais que possuam resistência adequada às altas temperaturas atingidas nesses ensaios. Além disso, esses materiais têm que ser fáceis de trabalhar e cujas propriedades físicas e térmicas não interfiram significativamente no comportamento da alvenaria.

Para a realização do teste, foram utilizados dois blocos, um com resistência e 6,0 MPa e outro de 20,0 MPa, ambos com 14 cm de largura. Os cabos termopares utilizados foram do Tipo K, escolhidos em função do nível de temperaturas atingidas durante o ensaio. Para a fixação dos termopares, foram testados quatro materiais diferentes, a saber: pasta de cimento, Durepóxi®, Superbonder® e Araudite®. As paredes internas e externas dos blocos foram instrumentadas em diversos pontos, como pode ser vistos na Figura 3.26, de forma a verificar se o posicionamento proposto é suficiente para se obter as isotermas ao longo de sua seção transversal.

**Figura 3.26** – Teste de instrumentação: (a) blocos de 6,0 MPa e (b) de 20,0 MPa.

Fonte: próprio autor

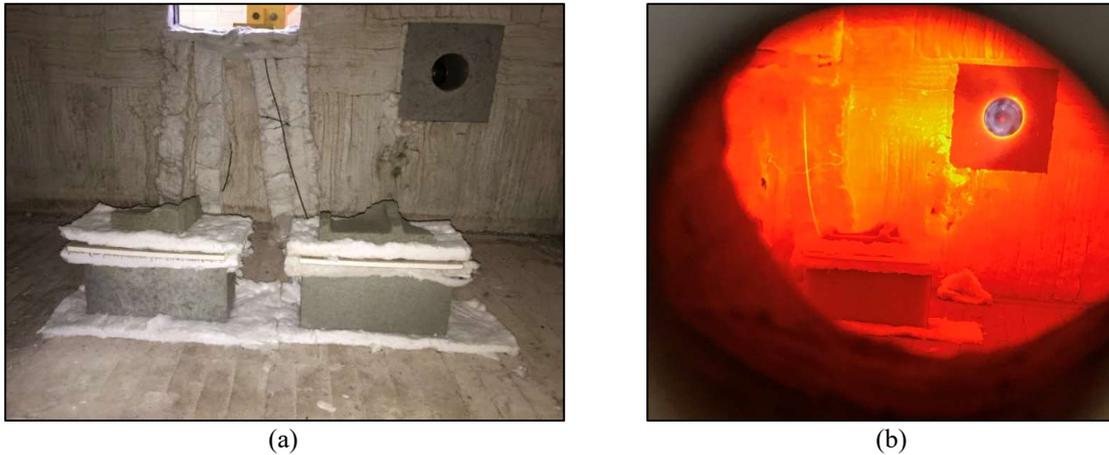
O teste também teve como um dos principais objetivos verificar qual tipo de revestimento dos termopares seria o mais adequado. Assim, foram avaliados termopares cujo revestimento possui alta resistência à temperatura (no caso, resistência nominal de 700°C), bem como outros com revestimento de menor resistência nominal (de 300°C). Os principais motivos dessa verificação se devem ao fato de os cabos de 300°C resultarem bem mais baratos e mais fáceis de se trabalhar quando comparados aos de 700°C; além disso, os cabos de 300°C já foram utilizados com sucesso em outras pesquisas desenvolvidas na EESC/USP, mesmo quando submetidos a temperaturas máximas acima de sua capacidade nominal. Os dois tipos de termopares podem ser observados na Figura 3.26a, em que os termopares mais claros possuem resistência nominal de 300°C e o de cor mais escura possui resistência nominal de 700°C.

Durante o teste, os blocos foram submetidos ao *Incêndio-Padrão* proposto na ISO 834-1:1999 por 43 minutos, tendo todas as suas faces externas expostas ao fogo. As superfícies superior e inferior dos blocos foram termicamente protegidas com manta de fibra cerâmica, de forma a isolar o interior dos blocos dos gases quentes do forno. Visando proteger os cabos termopares de 300°C das elevadas temperaturas do forno, os mesmos foram envolvidos também com manta cerâmica. A temperatura média máxima atingida no interior do forno durante o ensaio foi de 912°C e, após o desligamento do forno, o resfriamento foi feito lentamente, apenas com o exaustor do forno ligado.

A Figura 3.27a mostra os blocos já devidamente instrumentados e com a manta cerâmica nos trechos a serem protegidos do calor imediatamente antes de se iniciar o teste. Por meio de duas pequenas escotilhas posicionadas em sua lateral, o forno permite visualizar parte de seu espaço interno durante os ensaios, conforme mostrado na Figura 3.27b, onde se pode observar um dos queimadores atuando e também os corpos de prova ensaiados. Os resultados das leituras

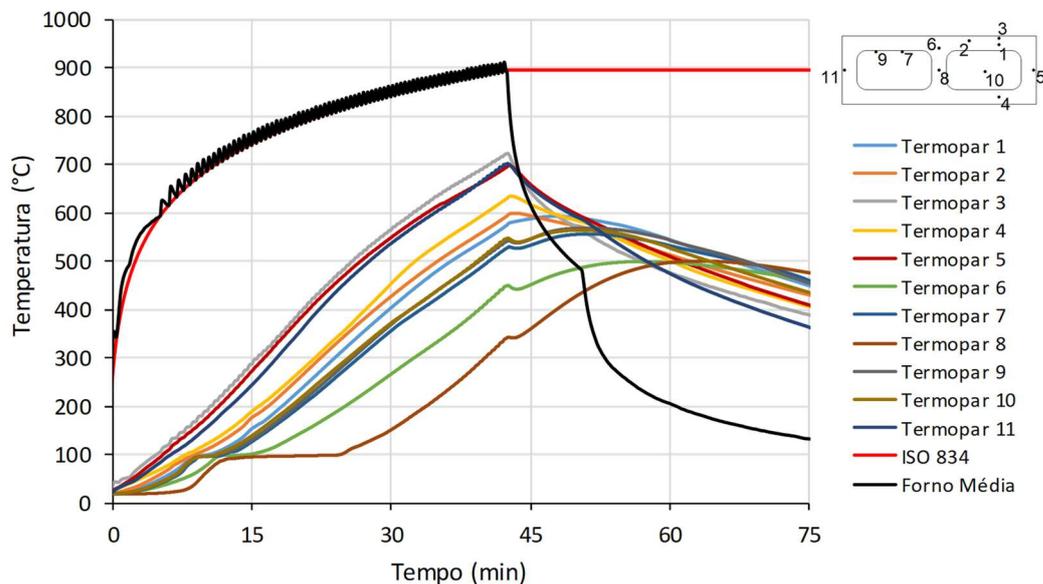
dos termopares para blocos de 20 MPa e 6 MPa estão apresentados graficamente na Figura 3.28 e na Figura 3.29, respectivamente.

**Figura 3.27** – Teste de instrumentação: (a) blocos posicionados no forno e (b) vista interna do forno durante o ensaio.



Fonte: próprio autor

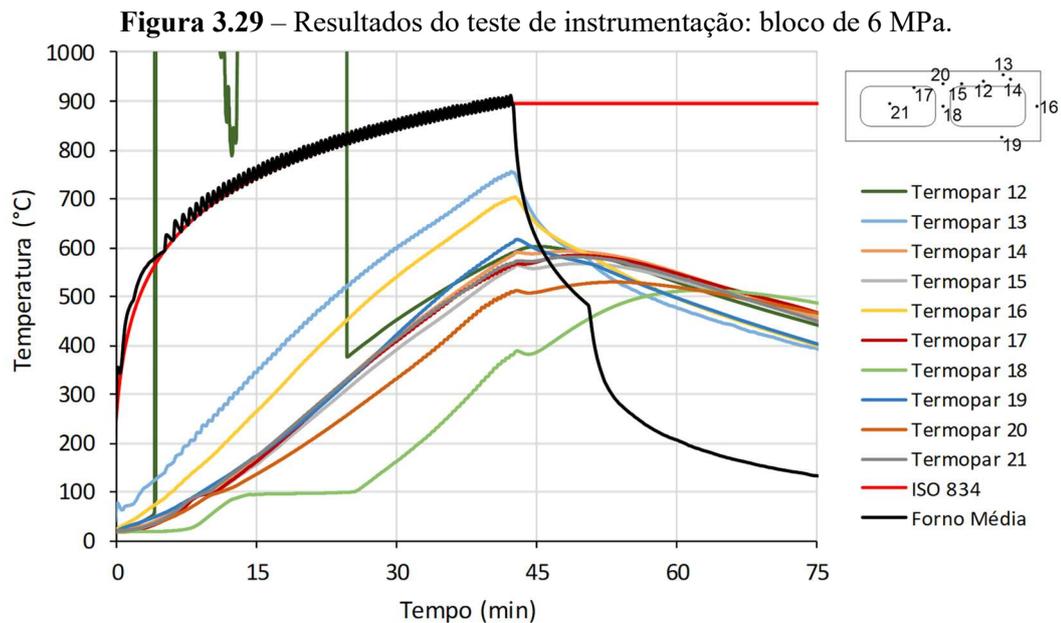
**Figura 3.28** – Resultados do teste de instrumentação: bloco de 20 MPa.



Fonte: próprio autor

A partir desses resultados, chegou-se à conclusão de que é possível utilizar os cabos termopares com revestimentos de 300°C, desde que sejam protegidos das chamas com manta cerâmica. Como se pode notar na Figura 3.29, o termopar 12 (de 700°C) apresentou problemas de leitura no intervalo dentre 4 e 25 minutos, provavelmente devido à sua maior rigidez associada ao movimento gerado pelo fluxo de ar no interior do forno. No entanto, comparando-

se com o termopar 14 (de 300°C, ambos fixados em posições similares no bloco), percebe-se boa proximidade em suas leituras nos trechos em que o termopar 12 não apresentou problemas. Sendo assim, optou-se pela utilização dos cabos com revestimento de 300°C em todos os demais ensaios da pesquisa, por serem mais fáceis de trabalhar, de menor custo e que apresentam resultados satisfatórios.



Quanto à forma de fixação dos termopares, apenas a pasta de cimento e o Durepóxi® se mantiveram minimamente íntegros durante o teste. Tanto o Superbonder® quanto a Araudite® se desintegraram com as altas temperaturas, não sendo, portanto, adequados para essa finalidade. Ao final, a pasta de cimento se mostrou a melhor alternativa para a fixação dos termopares no interior dos blocos, uma vez que é fácil de se trabalhar e porque possui propriedades térmicas mais próximas às dos blocos do que o Durepóxi®.

O teste serviu, também, para conhecer como se desenvolve o fluxo de calor ao longo da seção dos blocos e, com isso, definir os pontos ideais de instrumentação nos demais ensaios. Comparando-se as medidas dos termopares 8 e 18 (posicionados no septo intermediário dos blocos) com os demais termopares, conclui-se que o caminho preferencial do fluxo de calor é através dos furos dos blocos ao invés dos septos. Esses termopares apresentaram as menores taxas de aumento de temperatura (são as curvas mais inferiores dos gráficos), sendo possível identificar, inclusive, um patamar sem evolução de temperatura em torno dos 100°C. Conforme

será explicado mais adiante, isso ocorre devido à água livre presente no concreto, cujo processo de vaporização retarda o aumento da temperatura no interior do concreto.

Finalmente, o teste com os termopares 10 e 21 (posicionados livremente no interior dos furos dos blocos) se mostrou bastante útil para identificar se havia diferenças significativas entre os blocos de 6,0 MPa e 20,0 MPa no que se refere à evolução interna da temperatura, o que não se constatou nas medidas realizadas, indicando pouca diferença entre as propriedades térmicas dos dois blocos. Esse assunto é analisado com mais profundidade a partir dos resultados dos ensaios seguintes. Além disso, esses resultados também foram de grande importância para a elaboração da estratégia de modelagem numérica utilizada no presente trabalho, conforme será apresentado no Capítulo 4.

### 3.4.3 PRIMEIRA FORNADA

Definidos os pontos e a forma de instrumentação, iniciou-se a preparação do primeiro ensaio no forno (“Fornada 1”). Neste ensaio, foram testados elementos com blocos de 14 cm de largura e resistências de 6,0 MPa e de 20,0 MPa, totalizando 12 blocos, 6 prismas e 9 pequenas paredes, todos sem revestimento. Além disso, foram testados 6 corpos de prova cilíndricos da argamassa de assentamento, com dimensões iguais àqueles ensaiados à temperatura ambiente (diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm).

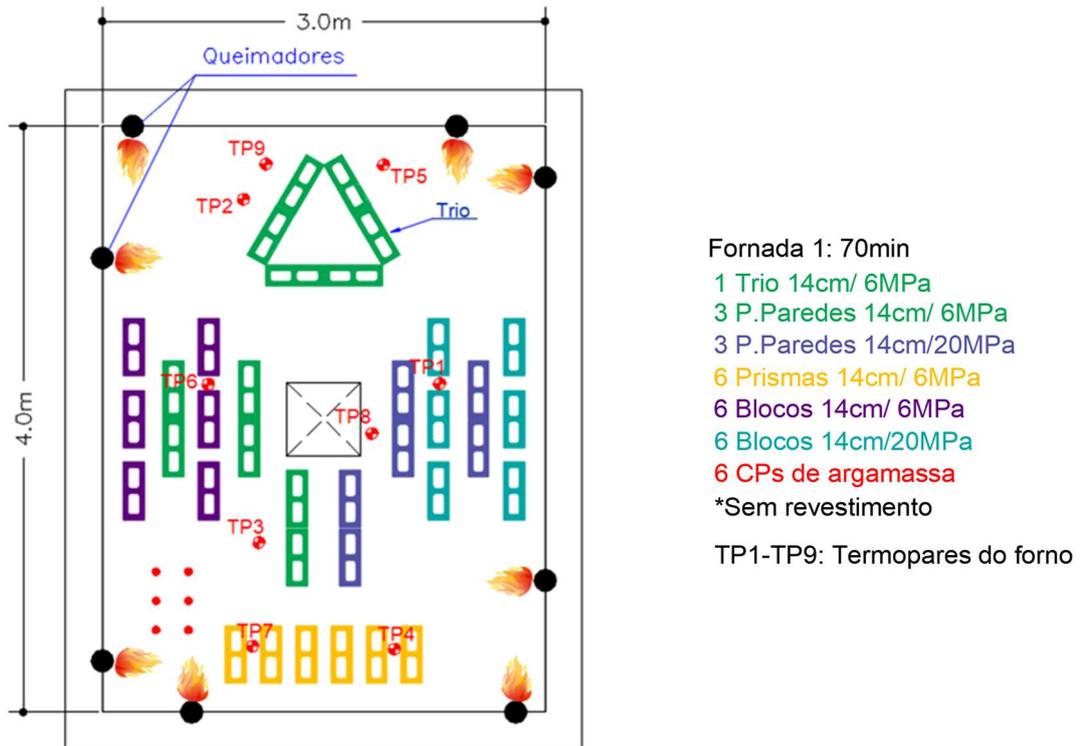
A Figura 3.30 mostra um desenho esquemático com a distribuição dos corpos de prova no interior do forno, onde se pode perceber que não foram posicionados elementos próximos aos queimadores para evitar o contato direto com as chamas. Os termopares utilizados para o controle da temperatura interna do forno foram posicionados de forma a se ter uma distribuição homogênea dos pontos de medição, sendo nomeados de TP1 a TP9 na Figura 3.30.

O trio de pequenas paredes mostrado na Figura 3.30 foi idealizado para simular casos em que a alvenaria atua como elemento de compartimentação em situação de incêndio. Ao contrário dos demais elementos, os quais tiveram todas as suas faces externas expostas ao fogo, as paredes do trio foram assim posicionadas para que o fogo atuasse em apenas uma de suas faces. Nesse caso, para garantir o isolamento do espaço interno do trio, foram utilizadas faixas de manta cerâmica nas juntas verticais entre as paredes e também no topo, conformando-se uma tampa composta de duas camadas de manta cerâmica de 50 mm de espessura e uma placa de gesso intermediária, utilizada para garantir estabilidade ao conjunto.

É importante ressaltar que, em situação ideal, paredes com função de compartimentação devem ser analisadas experimentalmente por meio de fornos verticais adequadamente

equipados para promover a ação do fogo em uma das faces da alvenaria. Na indisponibilidade desse equipamento no laboratório, o trio de paredes é aqui proposto para possibilitar a utilização do forno horizontal descrito no item 3.2 nesse tipo de análise, tendo essa estratégia apresentado bons resultados, conforme apresentado adiante.

**Figura 3.30** – Fornada 1: tipos e quantidade de elementos ensaiados.



Fonte: próprio autor

A Figura 3.31 mostra os elementos posicionados no interior do forno antes da execução do ensaio, onde se pode ver alguns dos cabos termopares utilizados e trechos com manta de fibra cerâmica para o isolamento térmico das partes dos corpos de prova a serem protegidos das altas temperaturas, tais como as bases de concreto armado das pequenas paredes e as superfícies inferior e superior de todos os elementos ensaiados. Para a fixação da manta cerâmica nos corpos de prova, foi utilizado o cimento em pasta Fiberfrax QF-150, da marca Unifrax, o qual é capaz de suportar elevadas temperaturas (acima de 1200°C).

Por ser a primeira fornada, foram definidos vários pontos de medida de temperatura nos elementos ensaiados, principalmente para que se pudesse avaliar a uniformidade das medidas e para evitar ausência de informações no caso de termopares apresentarem defeito durante o ensaio. Com isso, foi utilizado um total de 47 termopares do tipo K, sendo instrumentados dois corpos de prova de cada tipo. A Figura 3.32 e a Figura 3.33 mostram um esquema resumido

dos pontos de instrumentação, sendo que, para cada um desses pontos, foi utilizado um ou mais termopares (divididos entre os corpos de prova). As medidas indicadas nessas figuras referem-se à profundidade do ponto de medição em relação à face exposta ao fogo mais próxima.

**Figura 3.31** – Fornada 1: elementos posicionados no interior do forno.



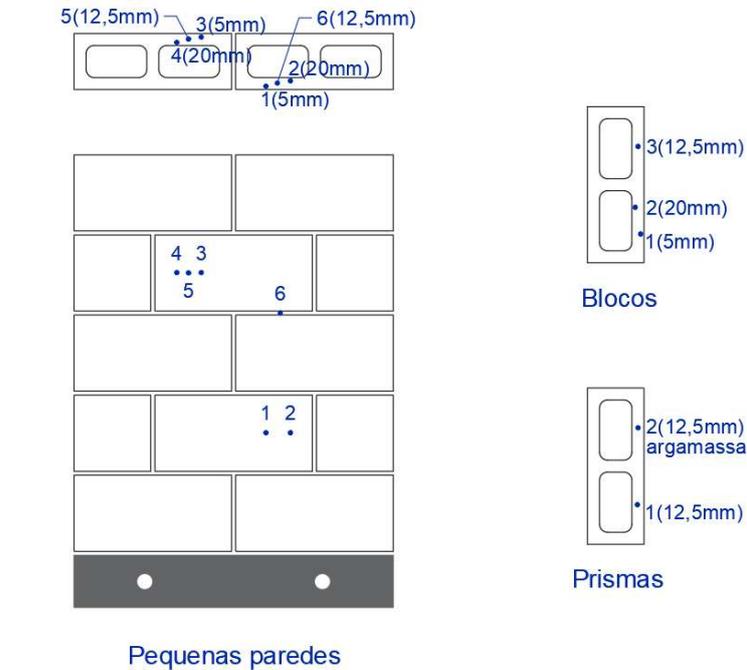
Fonte: próprio autor

Além dos pontos no interior dos septos dos blocos, foram também instalados termopares nas juntas de assentamento (argamassa) e no interior do trio (ponto 9, Figura 3.33), sendo este último fundamental para avaliar se realmente a parte interna do trio se manteve isolada dos gases quentes do forno, ou, em outras palavras, se foi mantida a condição de incêndio compartimentado durante o ensaio. A integridade das bases de concreto armado foi avaliada por meio do termopar instalado no ponto 8, de forma que não houvesse riscos no içamento e transporte das pequenas paredes após o ensaio. No caso da , os pontos a 5 mm e a 20 mm de profundidade foram repetidos em duas regiões das pequenas paredes (pontos 1 e 3 e pontos 2 e 4) com o objetivo de avaliar possíveis diferenças na evolução da temperatura ao longo da alvenaria.

A fixação dos termopares no interior dos blocos foi realizada da seguinte forma: primeiro, os blocos foram furados por meio furadeira e broca *widea* de 4 mm de diâmetro, sendo a profundidade dos furos de acordo com os pontos de medida apresentados na e na Figura 3.33; após a união das pontas dos dois condutores que formam o cabo termopar por meio de eletrosoldagem, o mesmo é inserido no furo feito previamente no bloco; por fim, a pasta de cimento é injetada através de uma seringa até preencher completamente o furo, garantindo a fixação do termopar após a cura. Pelo fato de ser na superfície do bloco, não foi possível instalar o termopar no ponto 5 (Figura 3.33) com pasta de cimento, sendo então fixado com o mesmo

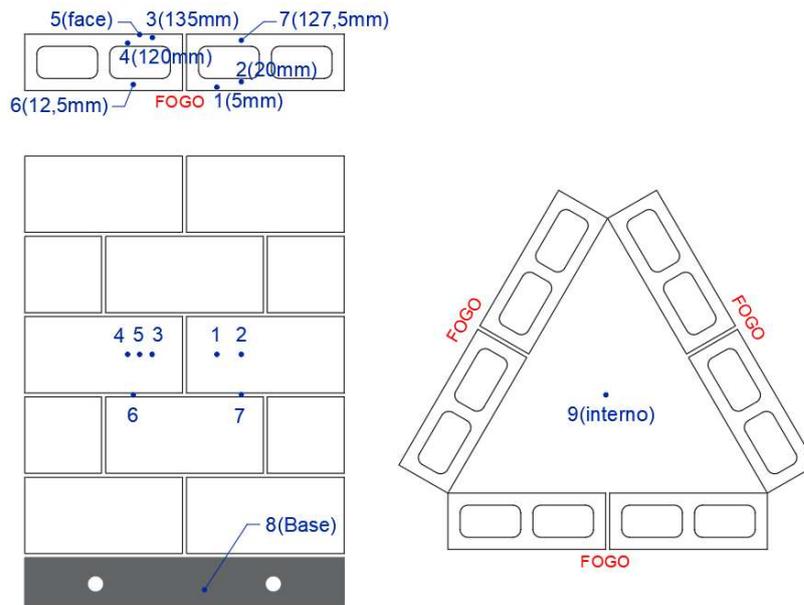
cimento Fiberfrax QF-150 citado anteriormente; nesse caso, para facilitar a fixação, as pontas do termopar foram soldadas a um disco de cobre de 12 mm de diâmetro e 0,2 mm de espessura, conforme especificado na ABNT NBR 10636:1989.

**Figura 3.32** – Fornada 1: pontos de instrumentação dos blocos, prismas e paredes.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.33** – Fornada 1: pontos de instrumentação do trio de pequenas paredes.



Trio de pequenas paredes

Fonte: próprio autor

Devido à sua influência nas propriedades térmicas do concreto, o teor de umidade dos blocos foi determinado antes da realização do ensaio. Para isso, a massa de seis blocos (armazenados sob as mesmas condições dos corpos de prova) foi medida antes e após serem mantidos em estufa por 24 horas, à temperatura de  $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ ; visando avaliar possíveis variações de massa devidas à perda de umidade, as amostras foram mantidas por mais duas horas na estufa, verificando-se a estabilidade das medidas. Assim, o teor de umidade foi calculado a partir da diferença entre as massas úmida e seca, resultando em 1,2% para os blocos de 6 MPa e 2,1% para os blocos de 20 MPa.

Durante o ensaio, os elementos foram submetidos ao *Incêndio-Padrão* proposto na ISO 834-1:1999 por, aproximadamente, **70 minutos**. A ideia inicial era que o tempo de exposição ao fogo fosse de 120 minutos, porém o ensaio foi interrompido antes do tempo previsto, uma vez que era possível visualizar, através das escotilhas do forno, a formação de diversas trincas que se manifestaram em resposta à expansão térmica nas pequenas paredes de 20,0 MPa, o que poderia causar o seu desmoronamento dentro do forno e danificar os corpos de prova. Após o ensaio, o forno foi mantido fechado e seu resfriamento interno foi feito de forma lenta, apenas com o exaustor do forno ligado. O resfriamento completo das peças levou cerca de 20 horas.

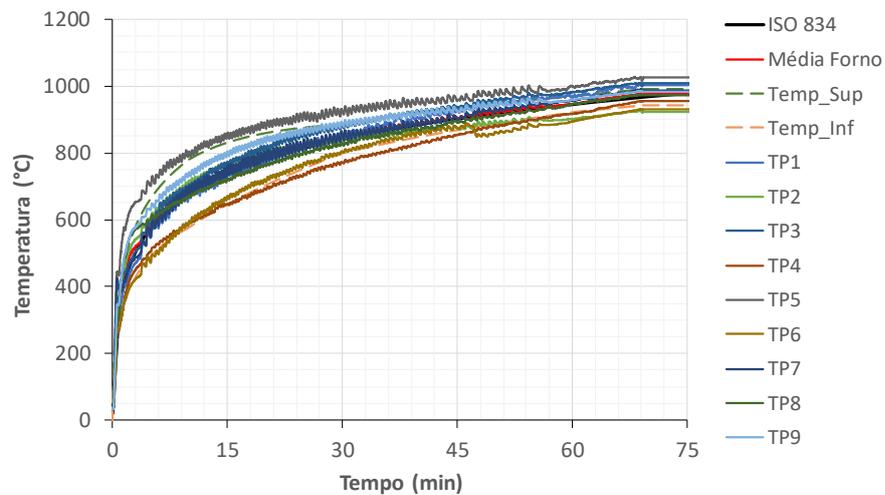
A Figura 3.34 apresenta as curvas de evolução da temperatura com o tempo referentes aos 9 termopares de controle do forno, onde se pode observar que as leituras ficaram, em sua maioria, dentro dos limites inferior e superior estabelecidos pela ISO 834-1:1999. O termopar TP5 apresentou medidas um pouco acima do limite superior porque estava posicionado na direção de um dos queimadores e, com isso, ficou sujeito ao contato direto com as chamas. Por motivo inverso, o termopar TP4 apresentou medidas um pouco abaixo do limite inferior por algum tempo, pois a haste do termopar amoleceu com as temperaturas elevadas e, conseqüentemente, o ponto de medida desceu para uma região entre dois prismas (menos sujeita à ação direta de chamas).

Apesar dessas variações, a média da temperatura dentro do forno se manteve fiel à curva de *Incêndio-Padrão* da ISO 834-1:1999, conforme pode ser visto na Figura 3.35. Portanto, pode-se considerar que o equipamento reproduz de forma bastante satisfatória o *Incêndio-Padrão*, mesmo em situações com grande quantidade de corpos de prova distribuídos em seu interior. Aos 70 minutos de ensaio, a temperatura média máxima no interior do forno foi de  $972^\circ\text{C}$ .

Os resultados para cada ponto da Figura 3.32 e da Figura 3.33 estão apresentados a seguir. Ressalta-se que, para evitar o acúmulo excessivo de informações, as curvas presentes nos gráficos referem-se aos **valores médios** obtidos pelos termopares instalados em pontos

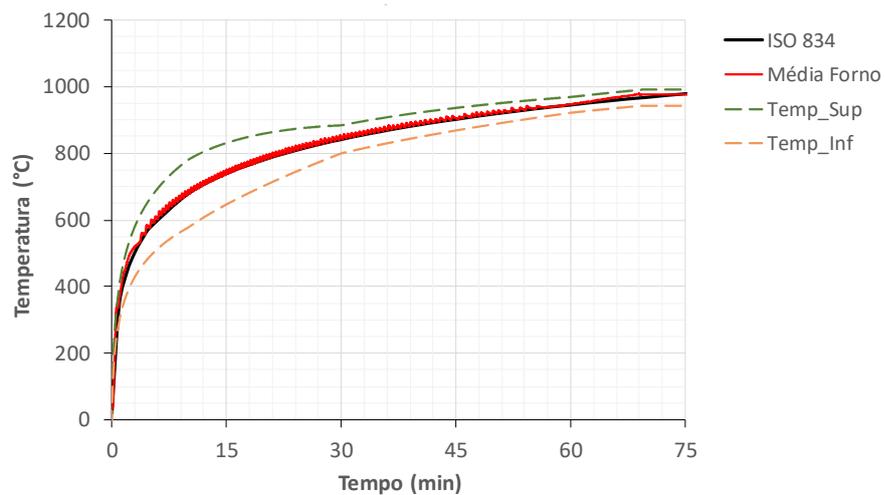
similares nos diferentes corpos de prova. Como esperado, foram observadas diferenças importantes no aumento da temperatura no interior da alvenaria em relação às temperaturas atingidas no forno, principalmente nos pontos mais afastados da face exposta. Esse atraso no aumento de temperatura em seções mais profundas de elementos de concreto depende das propriedades térmicas do material e aumenta consideravelmente em função do teor de umidade do concreto, conforme mencionado em Buchanan e Abu (2017).

**Figura 3.34** – Fornada 1: evolução da temperatura nos termopares de controle.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.35** – Fornada 1: temperatura média no interior do forno.

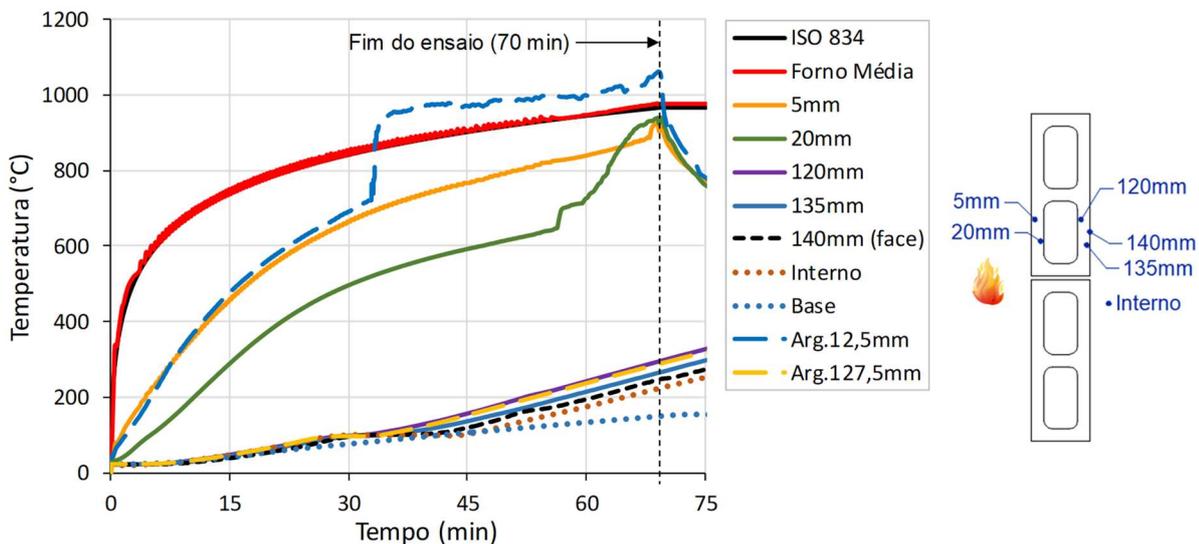


Fonte: próprio autor

O gráfico da Figura 3.36 mostra os resultados das paredes componentes do trio, onde se pode perceber a grande diferença de temperatura entre a face exposta e a face não exposta ao

fogo. Já a Tabela 3.14 traz um resumo das temperaturas medidas em tempos específicos, definidos a cada 15 minutos. Considerando os resultados dos pontos de medição a 5 mm e a 20 mm da face exposta, e que as paredes internas dos blocos possuem espessura média igual a cerca de 27 mm, pode-se inferir que toda a espessura do septo longitudinal dos blocos exposto ao fogo atinge temperaturas acima de 500°C durante os 70 minutos de exposição, o que contribui significativamente para a queda de resistência do material nessa região. Por outro lado, os septos longitudinais dos blocos na face não exposta apresentam níveis de temperatura bem menores (pontos a 120 mm, 135 mm e 140 mm), ficando abaixo de 250°C durante o ensaio.

**Figura 3.36** – Fornada 1: resultados do trio de pequenas paredes de 6,0 MPa e 14 cm.



Fonte: próprio autor

**Tabela 3.14** – Fornada 1: evolução da temperatura no trio de paredes (°C).

Trio de Paredes - 6,0 MPa / 14 cm					
Tempo (min)	5mm	20mm	120mm	135mm	140mm
15	457	288	47	45	39
30	665	496	98	96	96
45	767	593	157	136	119
60	840	658*	243	215	195
70	882	700*	300	270	250

\*Valores ajustados de acordo com a tendência da curva (ver Figura 3.36).

Fonte: próprio autor

O controle da evolução da temperatura na face não exposta é importante também para a avaliação do critério de *Isolamento Térmico* das paredes. Com base nos resultados do ponto a 140 mm, conclui-se que as paredes ensaiadas atingiram o limite de  $(180^{\circ}\text{C} + T_0)$  estabelecido

por esse critério em um tempo de **62 minutos**, o que seria um TRRF adequado apenas para edificações residenciais com no máximo 23 m de altura, segundo a ABNT NBR 14432:2001. Ressalta-se que a avaliação do critério de isolamento térmico deve ser feita com base em ensaio normalizado (conforme a ABNT NBR 10636:1989, por exemplo), considerando-se outros pontos de medida para a avaliação dos resultados médios e individuais máximos. Portanto, a análise deste parágrafo visa apenas uma avaliação da ordem de grandeza resultados, sendo útil para a calibração dos modelos numéricos apresentados no Capítulo 4, onde esse critério de resistência ao fogo é investigado com mais profundidade.

A partir da Figura 3.36, percebe-se que o isolamento com manta cerâmica anteriormente explicado funcionou muito bem. Comparando-se a curva média do forno com as curvas referentes ao ponto a 140 mm e ao ponto *Interno* do trio de pequenas paredes (ponto 9 da Figura 3.33), verifica-se que as temperaturas atingidas no interior do trio permaneceram bem mais baixas do que a temperatura do forno durante todo o ensaio, indicando que a estratégia aqui adotada para a avaliação das paredes com função de compartimentação conduz a resultados coerentes e, dentro do possível, satisfatórios.

Nos pontos em que a temperatura aumenta mais lentamente – no caso, os pontos mais distantes da face exposta ao fogo – é possível observar a formação de um patamar aos 100°C, quando a temperatura se mantém nesse nível por alguns minutos. Esse fenômeno também ocorreu no teste de instrumentação (Figura 3.28 e Figura 3.29) e está diretamente relacionado ao teor de umidade do material. Segundo Lopes *et al.* (2018), esse patamar corresponde à evaporação da água livre do concreto e tem uma duração variável entre 10 e 30 minutos, dependendo da profundidade do ponto de medição. Nahhas *et al.* (2007) acrescenta que a ocorrência do patamar está relacionada à grande energia absorvida pela água para a mudança de fase (de líquido para vapor), que ocorre em torno de 100°C.

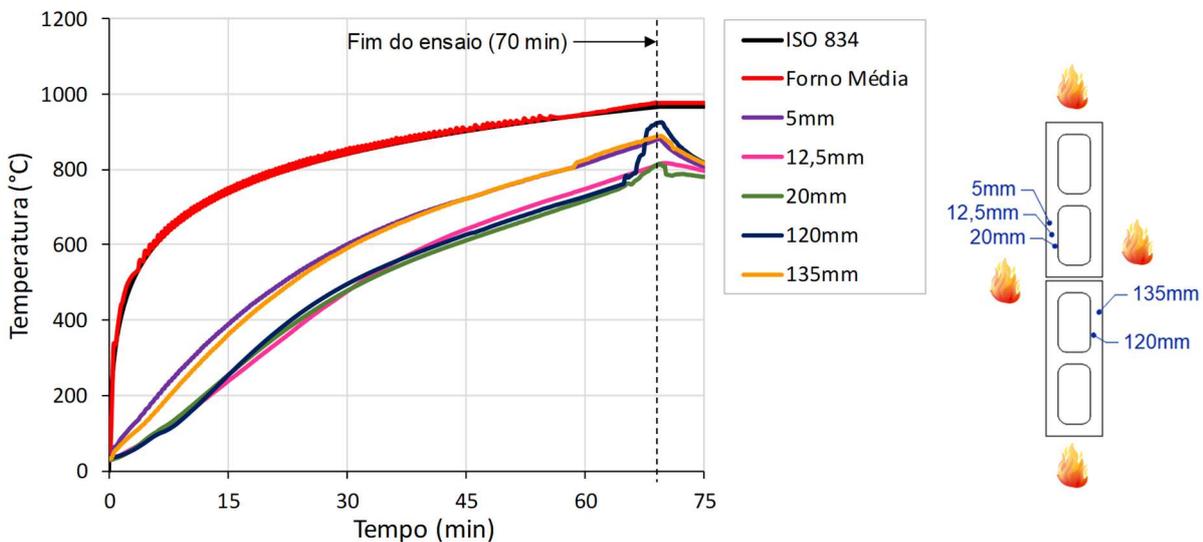
A evolução da temperatura nas juntas de argamassa (*Arg.12,5mm* e *Arg.127,5mm*) apresentou tendência não muito diferente à dos blocos. Observa-se que a curva *Arg.127,5mm* resultou intermediária às curvas referentes aos pontos dos blocos a 120 mm e a 135 mm, indicando que o fluxo de calor através dos dois materiais ocorre de forma semelhante. Assim como o ponto a 20 mm, o termopar instalado no ponto *Arg.12,5mm* apresentou problemas de medição devido a falhas na sua fixação com a pasta de cimento, resultando em desvios nas curvas a partir de 57 min e de 33 min de exposição, respectivamente (ver Figura 3.36).

Da mesma forma como ocorreu no teste de instrumentação (Figura 3.28 e Figura 3.29), após o desligamento do forno, os pontos mais próximos da face exposta apresentam diminuição

imediate de suas temperaturas, com a tendência de acompanhar a temperatura do forno. Por outro lado, os pontos mais próximos à face não exposta continuam aumentando sua temperatura, uma vez que permanecem menos aquecidos do que o ambiente interno do forno por um tempo. Isso ocorre até que haja certa uniformidade de temperatura ao longo da seção transversal da alvenaria, tempo a partir do qual todo o corpo de prova passa a perder calor para o ambiente, resfriando-se lentamente. Devido a problemas apresentados no sistema de aquisição de dados do forno, a medição da temperatura interna após seu o desligamento ficou prejudicada, não sendo possível apresentar a continuidade da curva média do forno no trecho referente ao resfriamento (como se pode observar no gráfico, a partir de 70 minutos).

Os resultados das pequenas paredes com todas as faces expostas ao fogo (paredes sem função de compartimentação) estão apresentados na Figura 3.37, na Figura 3.38 e na Tabela 3.15. Nesse caso, os pontos a 135 mm e 120 mm são equivalentes aos pontos a 5 mm e 20 mm, respectivamente, sendo mantida essa nomenclatura na legenda apenas para a avaliação de possíveis diferenças de resultados entre os dois lados das paredes.

**Figura 3.37** – Fornada 1: resultados das pequenas paredes de 6,0 MPa e 14 cm.

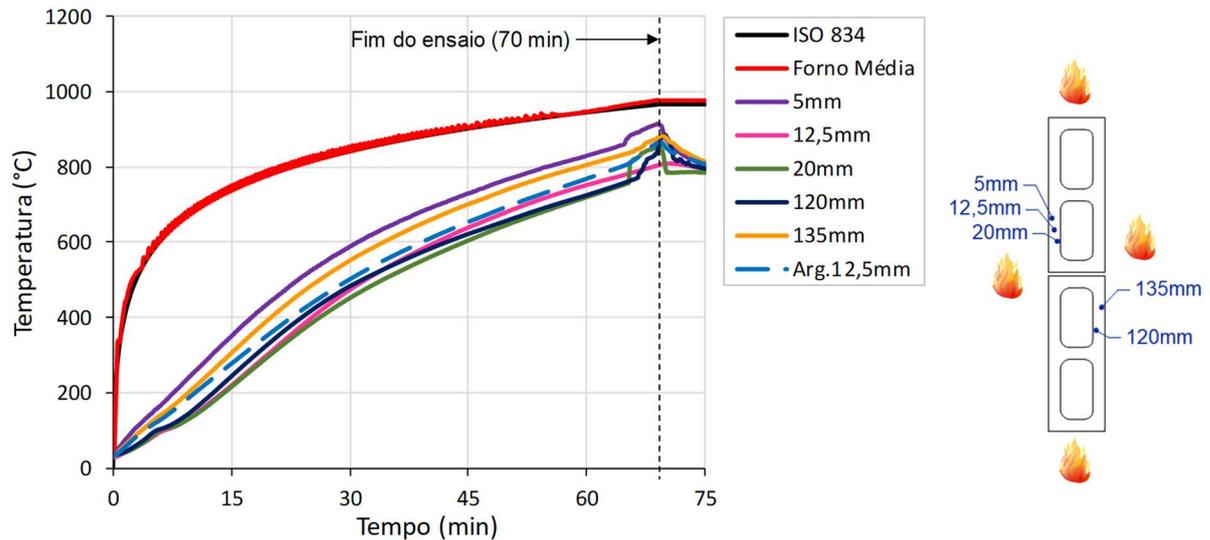


Fonte: próprio autor

Observa-se que não houve diferenças significativas entre os resultados das paredes com blocos de 6,0 MPa em comparação com as de 20,0 MPa, pois ambas seguiram similar tendência de elevação da temperatura ao longo da seção transversal. Em pouco mais de 30 minutos os dois lados das paredes alcançaram a temperatura de 500°C em toda a espessura dos septos longitudinais dos blocos, semelhantemente ao que ocorreu na face exposta ao fogo do trio de paredes. Aos 70 minutos, praticamente todos os pontos de medição já haviam ultrapassado

800°C, o que causou grande impacto na resistência residual dessas paredes, conforme será apresentado no item 3.5.

**Figura 3.38** – Fornada 1: resultados das pequenas paredes de 20,0 MPa e 14 cm.



Fonte: próprio autor

**Tabela 3.15** – Fornada 1: evolução da temperatura nas pequenas paredes (°C).

Tempo (min)	Paredes - 6,0 MPa / 14 cm					Paredes - 20,0 MPa / 14 cm				
	5mm	12,5mm	20mm	120mm	135mm	5mm	12,5mm	20mm	120mm	135mm
15	389	238	254	253	361	350	219	216	244	305
30	602	477	479	496	592	589	474	452	483	552
45	723	642	612	628	723	730	639	605	622	701
60	816	749	718	729	826	830	752	720	725	805
70	868	817	795*	795*	883	891	809	797*	800*	879

\*Valores ajustados de acordo com a tendência das curvas (ver Figura 3.37 e Figura 3.38).

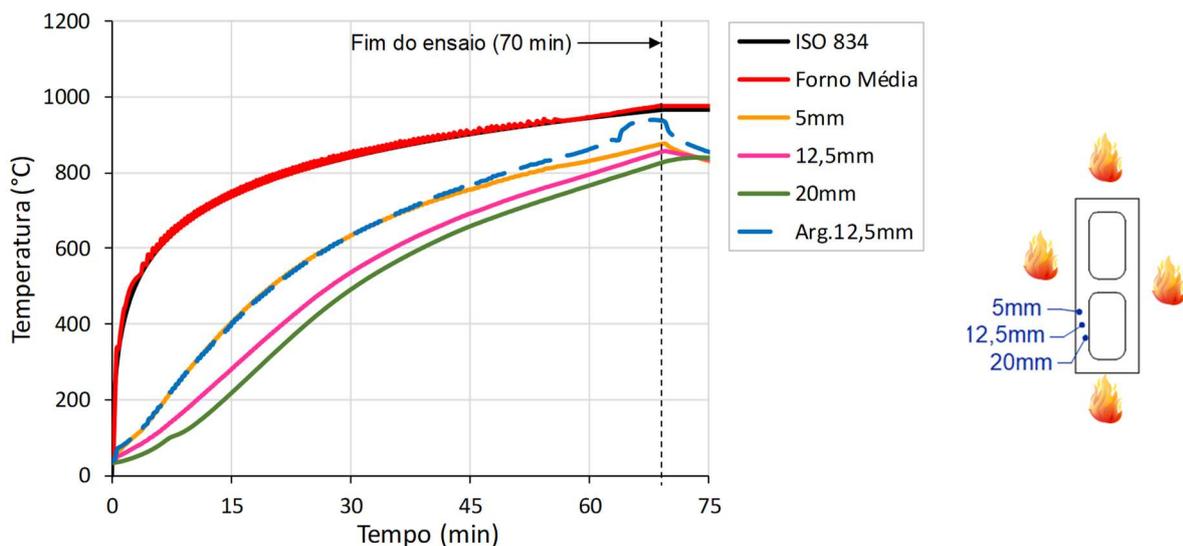
Fonte: próprio autor

Adicionalmente, a evolução da temperatura nas juntas de argamassa (*Arg.12,5mm*) apresentou tendência parecida com a dos blocos, inclusive desenvolvendo uma curva muito semelhante à do ponto de medição a 12,5 mm na Figura 3.38. Portanto, embora os materiais dos blocos e juntas aqui estudados possam apresentar diferenças em suas propriedades físicas e térmicas (calor específico, condutividade térmica e densidade), quando consideradas simultaneamente essas propriedades levam a variações de temperatura semelhantes na alvenaria, sendo um indício de que os materiais em questão não apresentam diferenças significativas em termos de difusividade térmica.

Alguns dos blocos e prismas também foram instrumentados com o objetivo de avaliar possíveis diferenças nos resultados em relação às pequenas paredes. Em outras palavras, a ideia é verificar a influência das juntas de argamassa no gradiente de temperaturas ao longo da espessura das paredes.

A Figura 3.39, a Figura 3.40 e a Tabela 3.16 apresentam os resultados obtidos com os blocos e prismas. Comparando-se esses resultados com aqueles apresentados anteriormente, nota-se grande semelhança nos valores de temperatura medidos e, conseqüentemente, nas suas respectivas curvas *temperatura-tempo*, com diferença média em torno de 30°C. Sendo assim, pode-se concluir que as juntas de assentamento, da forma como foram utilizadas (argamassa de cimento, cal e areia, com 1 cm de espessura), não interferiram significativamente na evolução da temperatura ao longo da seção transversal das paredes, podendo ser considerado, para fins de análises térmicas, como sendo um material semelhante ao concreto dos blocos.

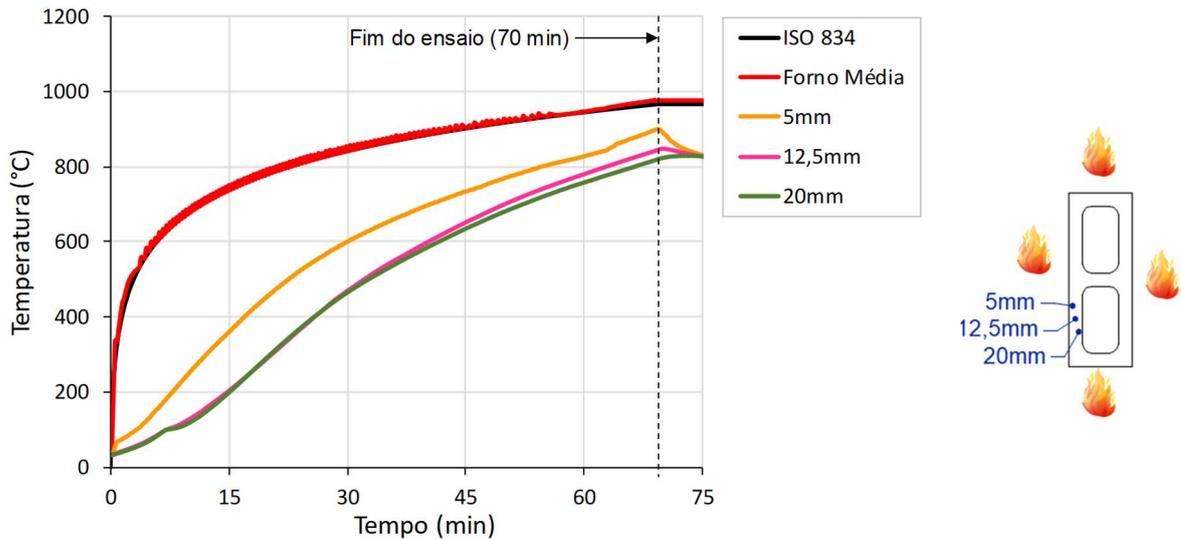
**Figura 3.39** – Fornada 1: resultados dos blocos e prismas de 6,0 MPa e 14 cm.



Fonte: próprio autor

Com base nos resultados apresentados, foram gerados diagramas para facilitar a visualização da evolução da temperatura ao longo da seção transversal das paredes em função do tempo de exposição ao *Incêndio-Padrão*, conforme apresentado da Figura 3.41 à Figura 3.43. Como consequência da alta taxa de aquecimento nos primeiros minutos do *Incêndio-Padrão*, o gradiente de temperaturas ao longo dos septos expostos ao fogo é maior no início do ensaio (curva *15min*), reduzindo-se gradativamente as diferenças em função do tempo de exposição ao fogo.

**Figura 3.40** – Fornada 1: resultados dos blocos de 20,0 MPa e 14 cm.



Fonte: próprio autor

**Tabela 3.16** – Fornada 1: evolução da temperatura nos blocos e prismas (°C).

Tempo (min)	Blocos - 6,0 MPa / 14 cm			Blocos - 20,0 MPa / 14 cm		
	5mm	12,5mm	20mm	5mm	12,5mm	20mm
15	404	280	218	359	203	199
30	635	537	492	601	469	465
45	756	692	659	734	652	636
60	832	796	767	828	781	758
70	869	856	833	891	848	824

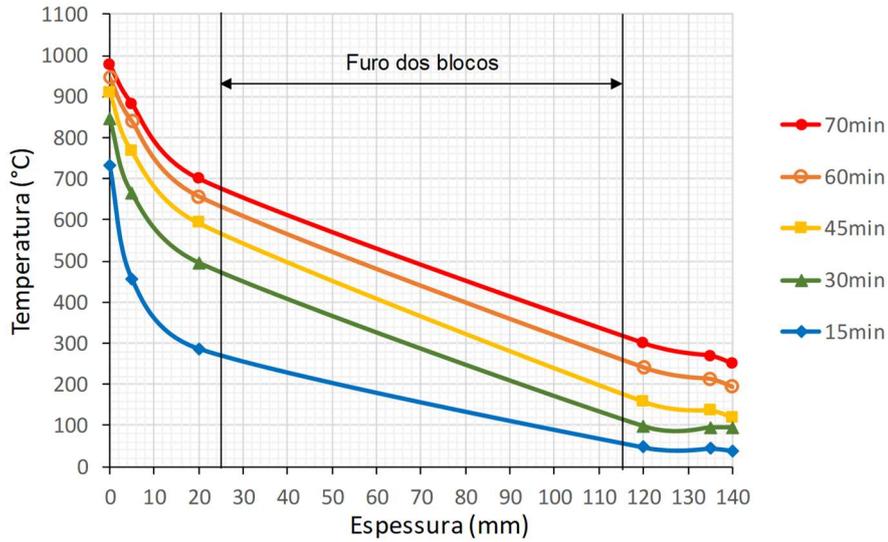
Fonte: próprio autor

Conforme comentado anteriormente, nota-se pouca diferença entre os resultados das paredes com blocos de 6,0 MPa ou de 20,0 MPa quando submetidas ao fogo em todas as suas faces, apresentando um perfil de temperaturas semelhantes na Figura 3.42 e na Figura 3.43. Por meio desses dois gráficos, é possível observar, também, que as medidas de temperatura resultaram muito parecidas de um lado da alvenaria em relação ao outro (como se vê pela simetria aproximada das curvas em relação ao centro dos blocos), o que mostra a precisão dos pontos de instrumentação com os termopares nos corpos de prova, além de indicar que a exposição ao fogo ocorreu uniformemente em todo o perímetro da alvenaria durante o ensaio.

Em conjunto com os resultados dos modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho, esses diagramas foram utilizados para definir as *Isotermas* na seção transversal da alvenaria

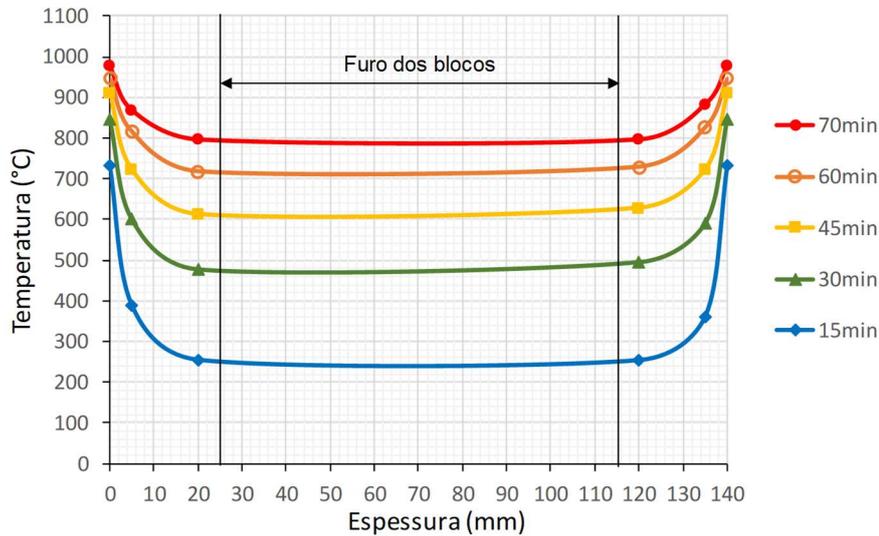
considerando diferentes tempos de exposição ao *Incêndio-Padrão*, conforme será apresentado no Capítulo 4.

**Figura 3.41** – Fornada 1: Variação da temperatura ao longo da espessura das paredes de 6,0 MPa e 14cm – Fogo em uma face.



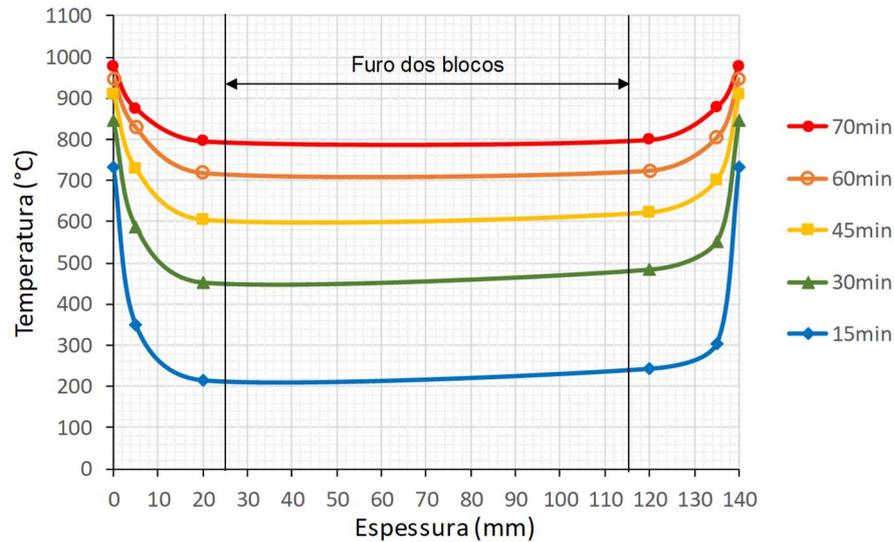
Fonte: próprio autor

**Figura 3.42** – Fornada 1: Variação da temperatura ao longo da espessura das paredes de 6,0 MPa e 14cm – Fogo em todas as faces.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.43** – Fornada 1: Variação da temperatura ao longo da espessura das paredes de 20,0 MPa e 14 cm – Fogo em todas as faces.



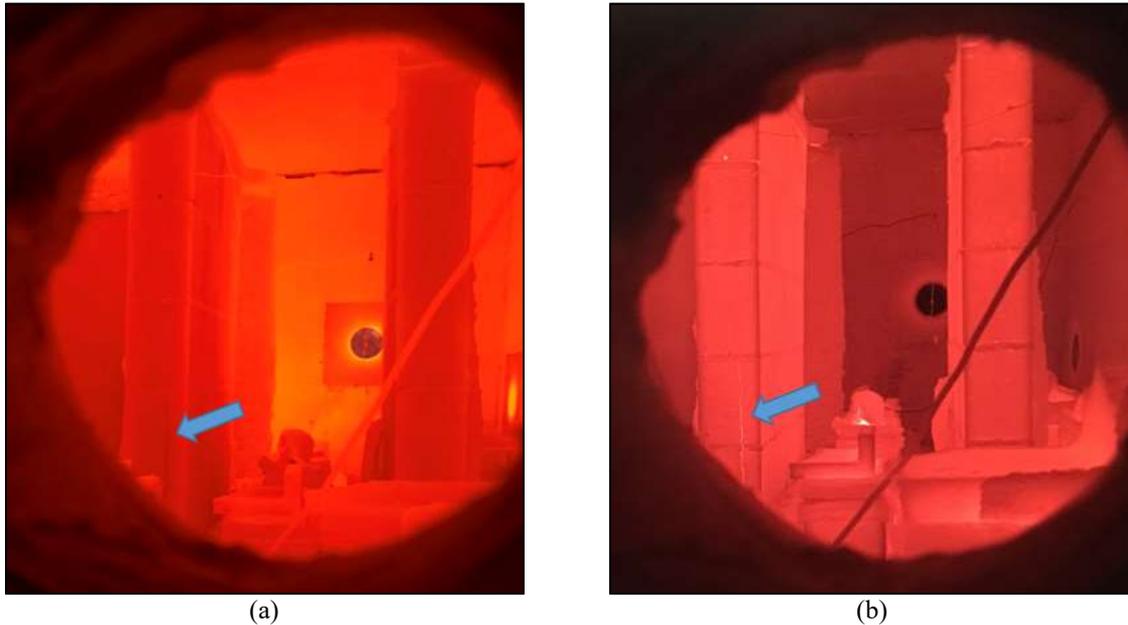
Fonte: próprio autor

Durante o ensaio no forno, os corpos de prova sofreram expansão térmica em função do aumento da temperatura, o que, associado à elevada rigidez e fragilidade do concreto, acabou gerando fissuras bastante acentuadas em diversos pontos dos blocos. A primeira fissura identificada ocorreu com cerca de 45 minutos de ensaio, conforme mostrado na Figura 3.44. A partir desse momento, várias outras fissuras se formaram nos blocos, prismas e pequenas paredes; porém, a fissuração ocorreu com muito mais intensidade nos elementos com blocos de 20,0 MPa, conforme pode ser visto da Figura 3.45 à Figura 3.47. No caso dos blocos de 6 MPa, apenas fissuras aparentemente superficiais foram identificadas.

Outra diferença importante entre os elementos de 6,0 MPa e de 20,0 MPa após o ensaio no forno foi em relação ao estado de degradação do material. Apesar de sofrer mais com as fissuras de origem térmica, o concreto dos blocos de 20,0 MPa chegou ao final do ensaio menos danificado do que o concreto dos blocos de 6,0 MPa, os quais se tornaram bastante frágeis até mesmo ao toque com as mãos.

Em relação às pequenas paredes com todas as faces expostas ao fogo, destaca-se ocorrência de uma fissura profunda em suas faces laterais, que se desenvolve verticalmente ao longo da altura da parede (ver Figura 3.45 e Figura 3.46). Adicionalmente, um padrão de fissuração foi identificado nas maiores faces da alvenaria, onde fissuras verticais levemente encurvadas foram observadas nas regiões próximas aos septos transversais dos blocos, conforme mostrado na Figura 3.46.

**Figura 3.44** – Fornada 1: fissuração (a) durante o ensaio e (b) após desligar o forno.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.45** – Fornada 1: estado das paredes com blocos de 6,0 MPa após o ensaio.



Fonte: próprio autor

Nota-se, porém, que a fissuração das pequenas paredes ocorreu de forma menos intensa (quantidade e abertura das fissuras) do que nos blocos isolados, sendo ainda menos pronunciada nas fiadas inferiores (comparar Figura 3.46 e Figura 3.47). Tais resultados sugerem que o confinamento promovido pela amarração dos blocos e juntas, juntamente com o carregamento referente ao peso próprio dos blocos das fiadas superiores nas inferiores, tendem a reduzir a

ocorrência da fissuração por expansão térmica e, conseqüentemente, contribuem para o desempenho da alvenaria quanto ao critério de *Estanqueidade*.

**Figura 3.46** – Fornada 1: estado das paredes com blocos de 20,0 MPa após o ensaio.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.47** – Fornada 1: estado dos blocos de (a) 6,0 MPa e (b) 20,0 MPa após o ensaio.



Fonte: próprio autor

Devido a esses dois problemas (fissuração e degradação do material), a resistência residual dos elementos resultou muito baixa, como será apresentado adiante. Nesse contexto, é possível que a restrição à expansão térmica promovida pelos elementos vizinhos (lajes e demais paredes) possa gerar efeitos positivos para as paredes em uma edificação, pelo menos no que se refere à redução da fissuração de origem térmica observada nos ensaios.

Analisando as imagens dos corpos de prova após o ensaio, observa-se, também, uma nítida diferença de coloração entre os blocos de 6,0 MPa e os de 20,0 MPa. Enquanto os blocos

de 20,0 MPa resultaram com um tom de cinza esbranquiçado (com algumas pintas mais escuras em sua superfície devidas ao agregado graúdo utilizado), os blocos de 6,0 MPa se apresentaram com coloração cinza roseada, conforme pode ser visualizado na Figura 3.47. Conforme discutido em Bauer (2014) e em *fib* Bulletin 38 (2007), as mudanças de cor do concreto estão diretamente relacionadas aos níveis de temperaturas atingidas no material, sendo úteis para avaliação e recuperação de estruturas pós incêndio. No presente ensaio, a coloração apresentada pelos corpos de prova é coerente com as correlações temperatura-cor apresentadas nas referências citadas, ratificando os níveis máximos de temperatura medidos durante o ensaio (entre 800°C e 1000°C).

Em relação ao trio de pequenas paredes, houve variação da coloração do concreto ao longo da seção transversal devido ao gradiente de temperaturas gerado pela condição compartimentação imposta. Além disso, esse gradiente resultou no já conhecido fenômeno de encurvamento das paredes, onde a face mais aquecida tende a apresentar expansão térmica maior do que o lado não exposto ao fogo, gerando deslocamentos fora do plano da alvenaria (ver Figura 3.48). Os deslocamentos das três paredes do trio em relação à sua base foram medidos após o resfriamento, apresentando valor médio igual a 2,8 cm.

Apesar desse encurvamento e demais danos causados pelas elevadas temperaturas, não foram observadas fissuras nas interfaces entre os blocos e as juntas. Também não foi observada a ocorrência de *spalling* em nenhum corpo de prova.

**Figura 3.48** – Fornada 1: trio de paredes - encurvamento após o ensaio.



Fonte: próprio autor

A argamassa de assentamento sofreu grande degradação com as altas temperaturas. A Figura 3.49 mostra os corpos de prova da argamassa em dois momentos: imediatamente após o seu resfriamento e sete dias após o ensaio. Na primeira situação, o material apresentava apenas algumas fissuras discretas e aparentemente superficiais (Figura 3.49a); uma semana depois, o material se apresentava em condições de grande degradação, com fissuras bastante pronunciadas e sem qualquer resistência (Figura 3.49b). Por esse motivo, não foi possível realizar os ensaios mecânicos da argamassa pós-fogo.

**Figura 3.49** – Fornada 1: argamassa de assentamento (a) um dia após o ensaio e (b) sete dias após o ensaio.



Fonte: próprio autor

Conforme discutido no item 2.3.2.1, isso ocorre devido às alterações sofridas pela cal utilizada na argamassa, a qual se transforma de cal hidratada ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) em cal virgem ( $\text{CaO}$ ) quando exposta a altas temperaturas. A partir do resfriamento, esse composto passa a reagir com o gás carbônico presente na atmosfera e dá origem a um processo de expansão volumétrica do material, resultando na fissuração mostrada na Figura 3.49b.

O mesmo não ocorreu nas juntas de argamassa entre os blocos das pequenas paredes, apesar de ser exatamente o mesmo material. Ao que parece, o confinamento entre os blocos acaba resultando em um efeito benéfico para a argamassa e restringe a formação das fissuras mostradas na Figura 3.49b. No entanto, a degradação do material ocorreu em maior nível do que aquele descrito para o concreto dos blocos, de forma que a argamassa nas juntas esfarelava facilmente ao toque dos dedos após o ensaio no forno.

### 3.4.4 SEGUNDA E TERCEIRA FORNADAS

A partir dos resultados da primeira fornada, foi constatada a necessidade de se avaliar mecanismos para a proteção da alvenaria contra o fogo, tendo em vista o estado de degradação dos materiais e os baixos resultados de resistência residual dos corpos de prova nos ensaios de compressão pós-fogo, conforme será apresentado adiante. Sendo assim, alguns dos corpos de prova foram revestidos com uma camada de 5 mm de gesso em pasta moldado *in loco*, conforme Figura 3.50, o qual constitui um revestimento comumente empregado em ambientes internos de edifícios construídos em alvenaria estrutural. As características do gesso utilizado e sua forma de aplicação estão apresentadas no item 3.2.

**Figura 3.50** – Teste com revestimento em gesso para a proteção contra o fogo.



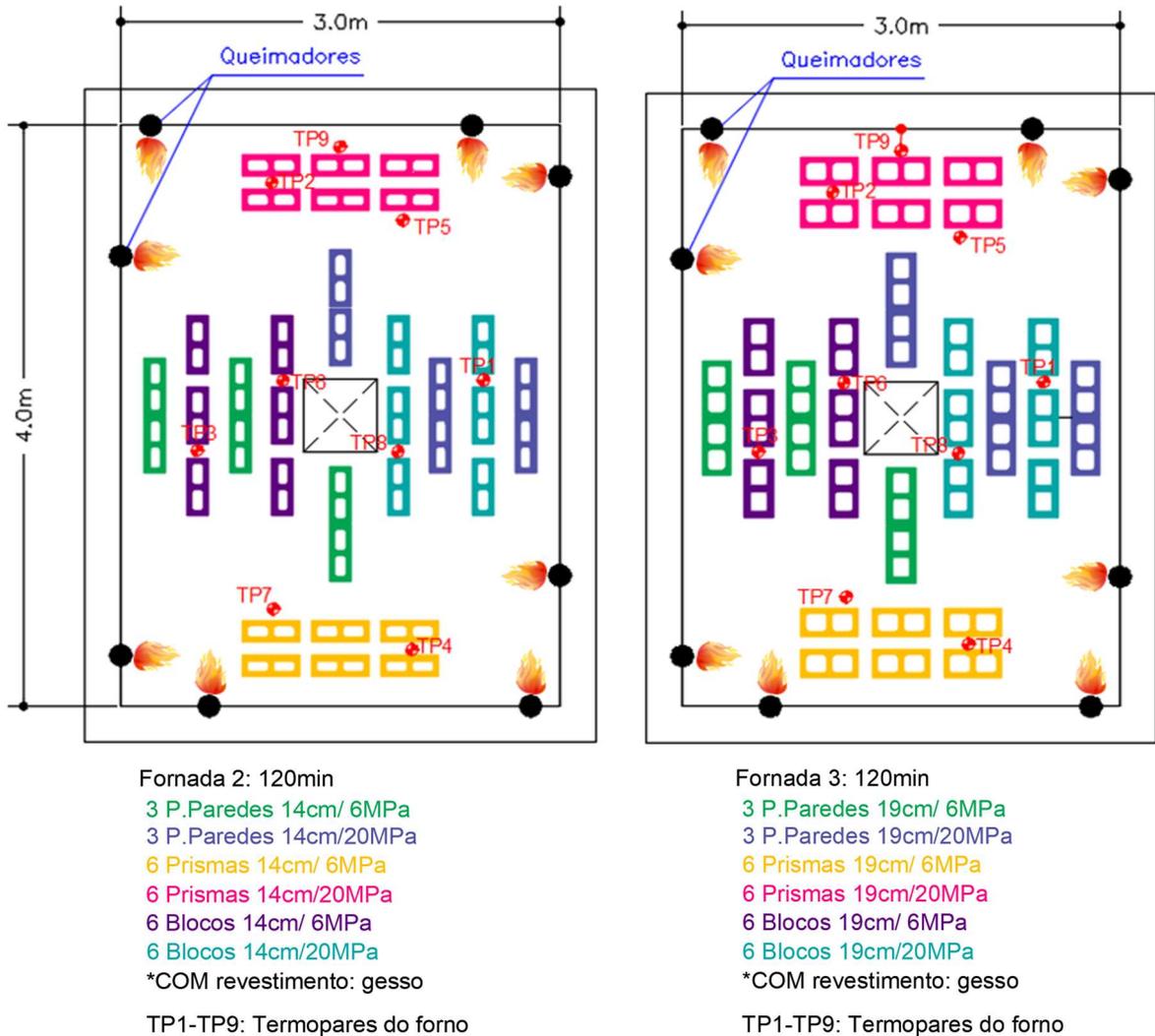
Fonte: próprio autor

As Fornadas 2 e 3 foram então realizadas com blocos, prismas e pequenas paredes totalmente revestidos com gesso, de forma a proteger os corpos de prova da ação do fogo em todo o seu perímetro externo. Na Fornada 2, os elementos ensaiados são referentes à alvenaria com 14 cm de espessura e, na Fornada 3, com espessura igual a 19 cm, ambos os casos contendo blocos com resistências de 6,0 MPa e 20,0 MPa. A Figura 3.51 ilustra a distribuição adotada para os corpos de prova dentro do forno, cujo total de elementos ensaiados em cada uma dessas fornadas resultou igual a 12 blocos, 12 prismas e 6 pequenas paredes.

Na Figura 3.52 são apresentadas vistas internas do forno antes da execução dos ensaios, já com todos os elementos revestidos dentro. Por questões de espaço no forno, não foi possível

ensaiar trios de pequenas paredes nessas fornadas, ficando essa análise para a quarta fornada, a qual se encontra devidamente detalhada no item que segue.

**Figura 3.51** – Fornadas 2 e 3: tipos e quantidade de elementos ensaiados.



Fonte: próprio autor

Com base nos resultados obtidos na Fornada 1, optou-se por instrumentar apenas as pequenas paredes nas Fornadas 2 e 3, não sendo instalados termopares nos blocos e prismas. A experiência com a primeira fornada também foi importante para estabelecer quais pontos de medição deveriam ser mantidos e para definir novos pontos para medida de temperatura nos elementos.

Dessa forma, decidiu-se fazer uma melhor varredura ao longo da seção transversal das paredes, resultando na instrumentação apresentada na Figura 3.53. Apesar disso, o número de termopares utilizados resultou menor do que aquele utilizado na primeira fornada, sendo instrumentadas quatro paredes com 7 termopares cada, resultando num total de 28 termopares.

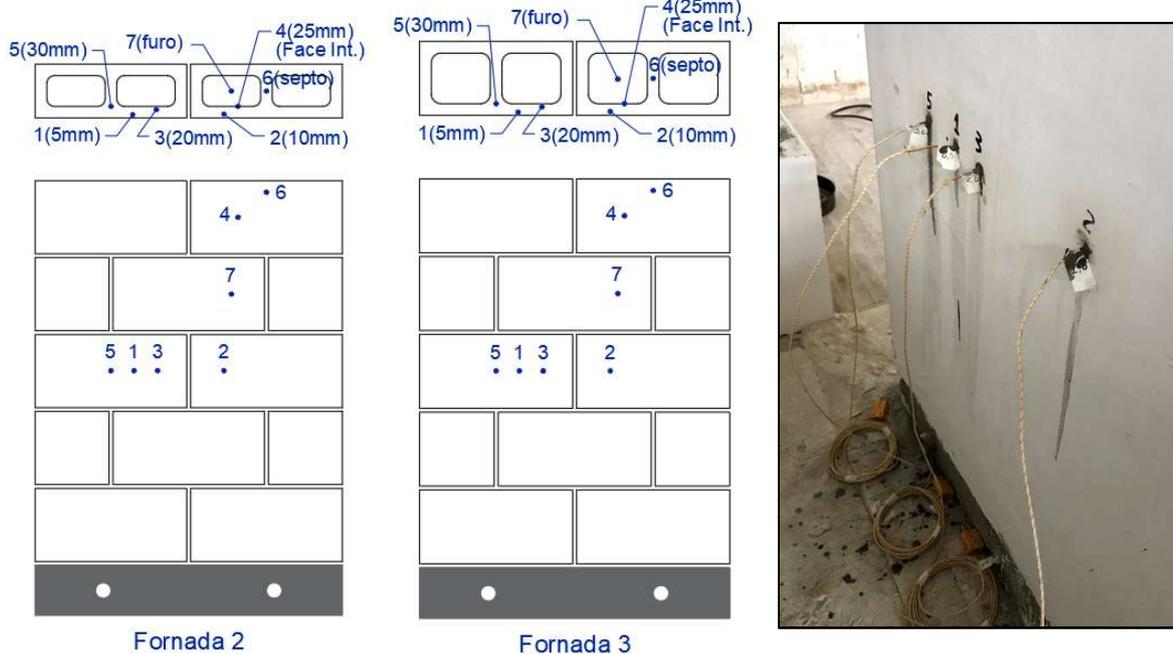
Os pontos 4 e 6 foram fixados na última fiada devido à dificuldade de furar e fixar os termopares na parte interna das paredes; por esse motivo, não foi possível deixar esses pontos de medida alinhados com os demais termopares.

**Figura 3.52** – Fornadas 2 e 3: blocos, prismas e pequenas paredes no interior do forno.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.53** – Fornadas 2 e 3: pontos de instrumentação das pequenas paredes.

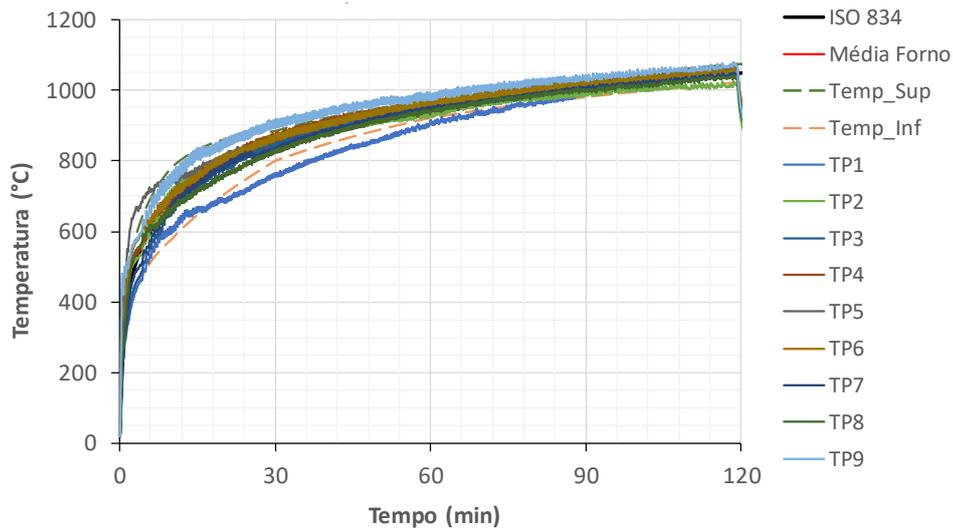


Fonte: próprio autor

Os ensaios foram conduzidos considerando-se novamente o *Incêndio-Padrão* proposto na ISO 834-1:1999, porém com um tempo de exposição de **120 minutos**. Com isso, a temperatura média máxima atingida no interior do forno foi de, aproximadamente, 1050°C,

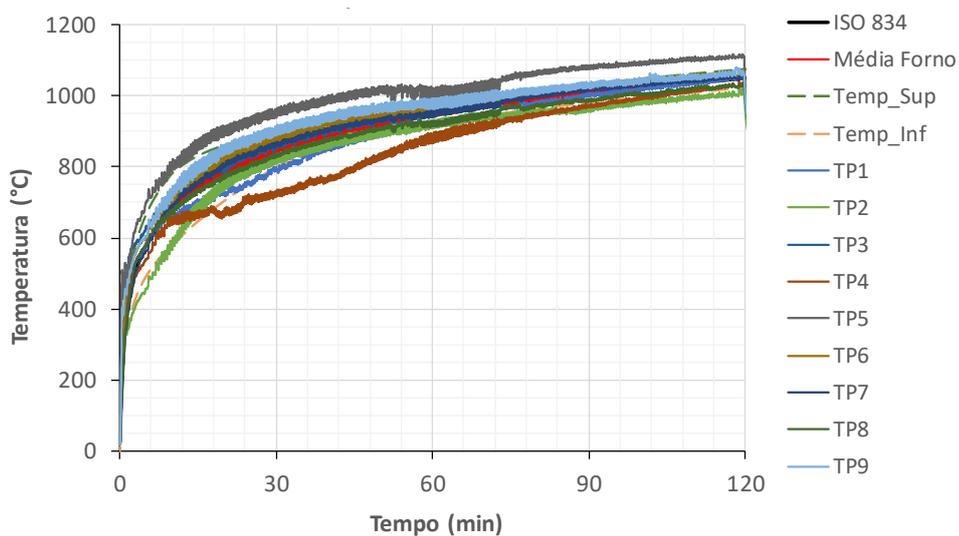
conforme apresentado na Figura 3.54 e na Figura 3.55. Esses gráficos mostram que, assim como na primeira fornada, as temperaturas medidas no espaço interno do forno estiveram, na maior parte do tempo, dentro dos limites inferior e superior definidos na ISO 834-1:1999, com a média dos termopares de controle TP1 a TP9 seguindo fielmente a curva de *Incêndio-Padrão*.

**Figura 3.54** – Fornada 2: evolução da temperatura nos termopares de controle.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.55** – Fornada 3: evolução da temperatura nos termopares de controle.

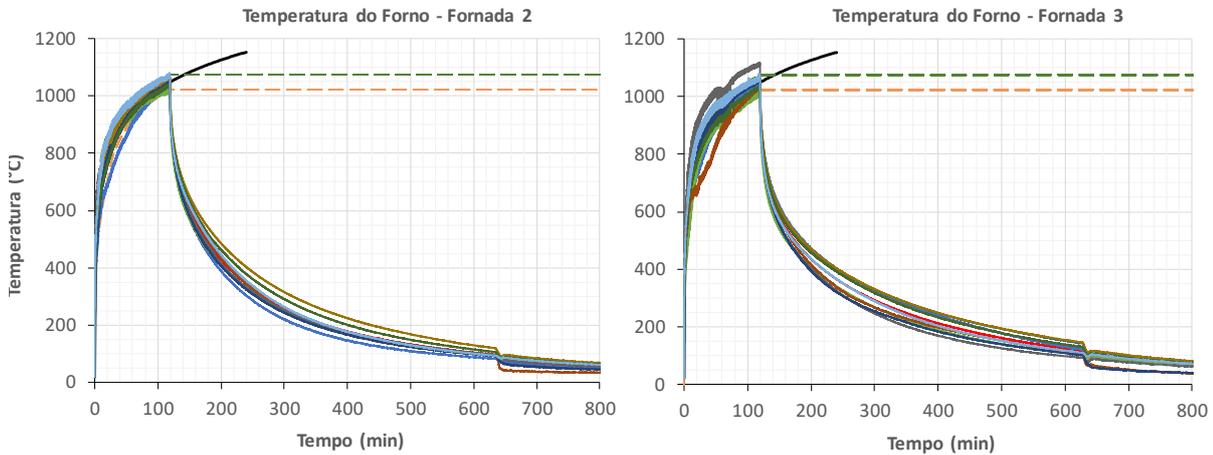


Fonte: próprio autor

Após desligar o forno, a etapa de resfriamento seguiu o mesmo padrão estabelecido na primeira fornada, sendo feita de forma lenta e com apenas o exaustor do forno mantido ligado, conforme Figura 3.56. Aos 630 minutos, quando a temperatura interna estava em torno de

150°C, a porta lateral do forno foi aberta, gerando um pequeno “degrau” na parte final das curvas. Assim, o resfriamento completo dos corpos de prova ocorreu em cerca de 17 horas.

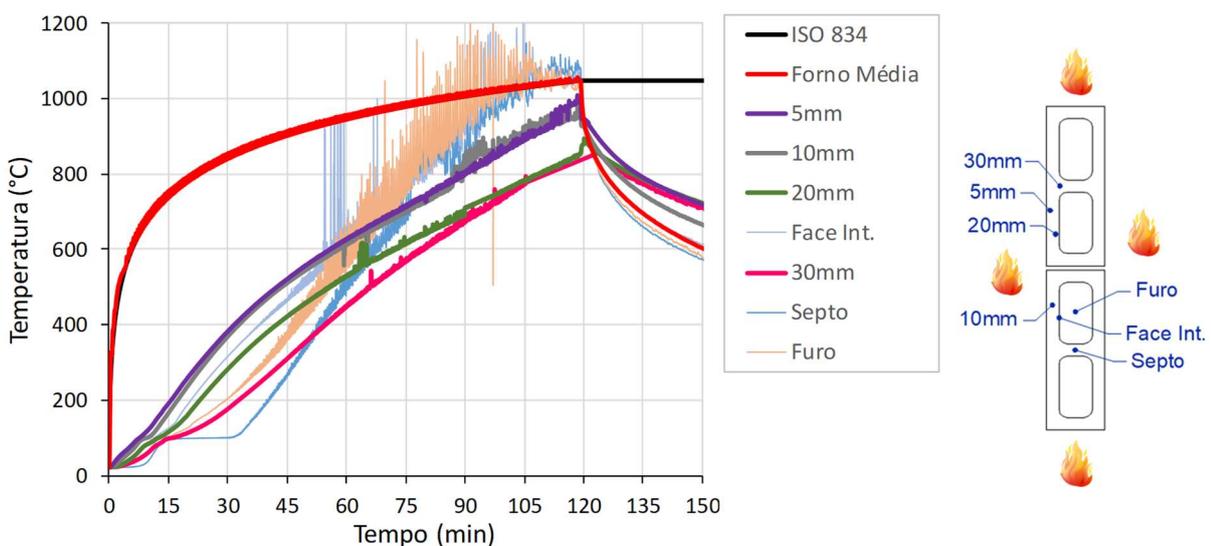
**Figura 3.56** – Fornadas 2 e 3: etapas de aquecimento e resfriamento lento do forno.



Fonte: próprio autor

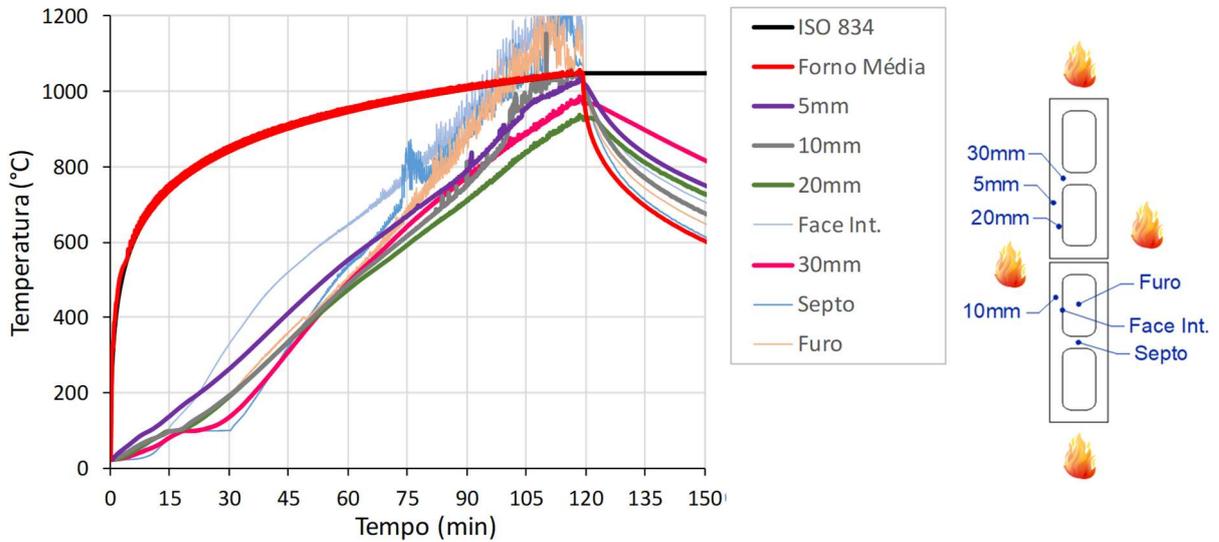
Da Figura 3.57 à Figura 3.60 são apresentados os resultados dos termopares de ambas as fornadas. Como se pode observar nos gráficos, a curva representando a média dos termopares de controle do forno resultou bem próxima daquela proposta na ISO 834-1:1999, corroborando novamente a confiabilidade do equipamento em reproduzir o *Incêndio-Padrão*.

**Figura 3.57** – Fornada 2: resultados das pequenas paredes de 6,0 MPa e 14 cm - Gesso.



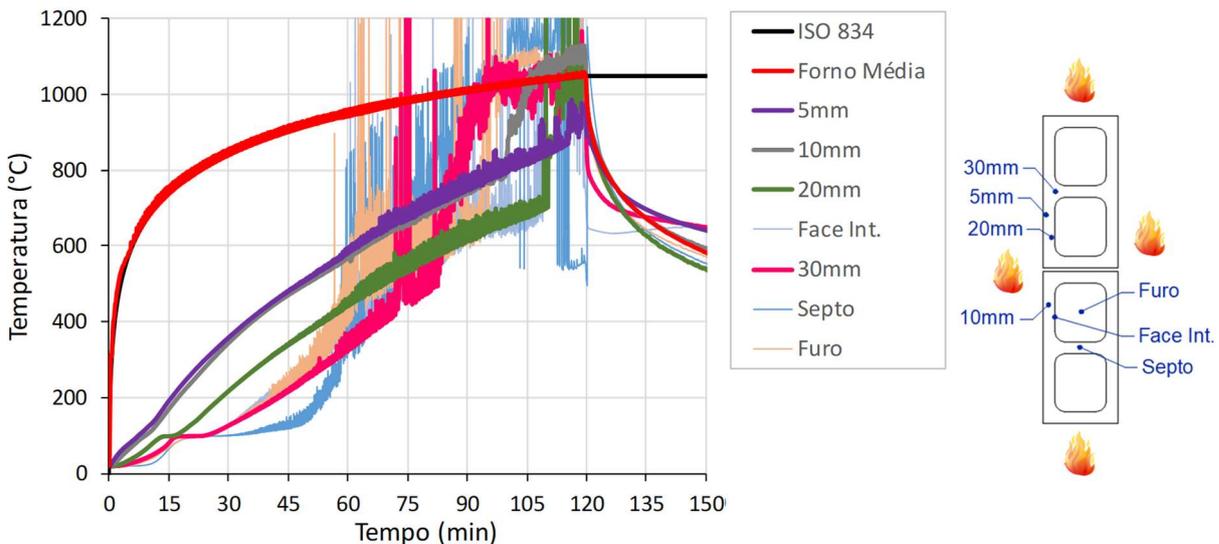
Fonte: próprio autor

**Figura 3.58** – Fornada 2: resultados das pequenas paredes de 20,0 MPa e 14 cm - Gesso.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.59** – Fornada 3: resultados das pequenas paredes de 6,0 MPa e 19 cm - Gesso.



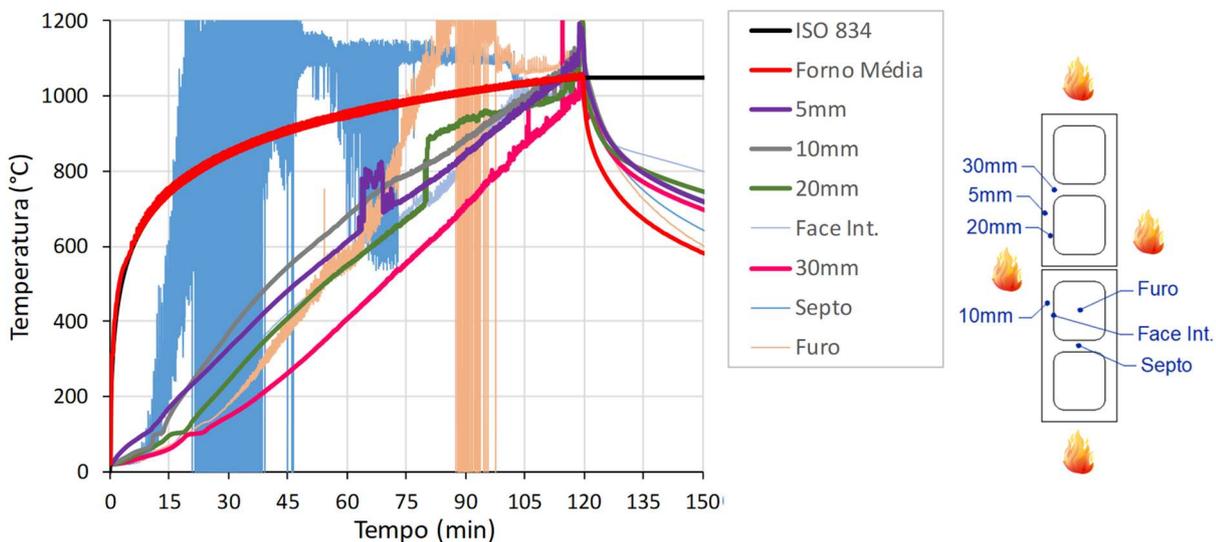
Fonte: próprio autor

Nesses ensaios, alguns dos termopares instalados nos corpos de prova apresentaram problemas de medição, resultando em instabilidades nas curvas *temperatura-tempo*. Um dos prováveis motivos desse problema está relacionado ao revestimento de gesso, que tende a absorver grande parte da água da pasta de cimento utilizada para fixar os termopares nos blocos e, com isso, torna a fixação mais frágil. Com as altas temperaturas, a pasta de cimento fica superficialmente danificada, abrindo brechas para a entrada de gases quentes do forno e, em alguns casos, fazem com que os termopares se desprendam das paredes. Há, ainda, a possibilidade de que o problema em alguns desses termopares tenha origem em pontos de falha

na proteção feita com manta cerâmica ao longo do forno, o que não foi visualmente identificado após os ensaios.

Apesar dos problemas ocorridos, foi possível extrair informações importantes a partir das medidas dos termopares, sobretudo nos primeiros 60 minutos do ensaio, os quais podem ser comparados com os resultados da primeira fornada. O patamar formado aos 100°C foi novamente observado em algumas curvas, sendo mais pronunciado nos pontos inicial e intermediário dos septos transversais dos blocos (pontos 5 e 6 da Figura 3.53), indicando, mais uma vez, que o caminho preferencial do fluxo de calor na seção transversal das paredes é através dos furos dos blocos em vez dos seus septos transversais.

**Figura 3.60** – Fornada 3: resultados das pequenas paredes de 20,0 MPa e 19 cm - Gesso.



Fonte: próprio autor

A Tabela 3.17 e a Tabela 3.18 apresentam um resumo dos resultados das Fornadas 2 e 3, respectivamente, extraídos a cada 15 minutos de ensaio. Enquanto na Fornada 1 as pequenas paredes, sem revestimento, levaram cerca de 30 minutos para atingir a temperatura de 500°C nos pontos a 5 mm e 20 mm de profundidade, na Fornada 2 foram necessários aproximadamente 60 minutos para que essa temperatura fosse atingida nos mesmos pontos, ou seja, o dobro do tempo.

Nesse contexto, a Tabela 3.19 mostra a diferença entre os resultados obtidos nas Fornadas 1 e 2 dentro primeira hora de ensaio. Para o caso da alvenaria com blocos de 6,0 MPa, as paredes revestidas com gesso se mantiveram a um nível de temperatura de, aproximadamente, 200°C a menos do que as não revestidas. No caso das paredes com blocos de 20,0 MPa, a redução foi ainda maior, tendo uma diferença média girando em torno de 250°C.

**Tabela 3.17** – Fornada 2: evolução da temperatura nas pequenas paredes (°C).

Tempo (min)	Paredes - 6,0 MPa / 14 cm				Paredes - 20,0 MPa / 14 cm			
	5mm	20mm	120mm	135mm	5mm	20mm	120mm	135mm
15	190	116	116	190	138	98	98	138
30	382	282	282	382	263	189	189	263
45	521	421	421	521	412	336	336	412
60	628	530	530	628	553	474	474	553
75	712	614	614	712	669	592	592	669
90	806	711	711	806	792	712	712	792
105	890	784	784	890	955	837	837	955
120	947	879	879	947	1018	927	927	1018

Fonte: próprio autor

**Tabela 3.18** – Fornada 3: evolução da temperatura nas pequenas paredes (°C).

Tempo (min)	Paredes - 6,0 MPa / 19 cm				Paredes - 20,0 MPa / 19 cm			
	5mm	20mm	170mm	185mm	5mm	20mm	170mm	185mm
15	190	98	98	190	170	96	96	170
30	358	217	217	358	328	242	242	328
45	482	341	341	482	482	409	409	482
60	594	455	455	594	613	549	549	613
75	674	535	535	674	728	669	669	728
90	779	620	620	779	820*	760*	760*	820*
105	826	686	686	826	910*	840*	840*	910*
120	890	740*	740*	890	960*	900*	900*	960*

\*Valores ajustados de acordo com a tendência das curvas (ver Figura 3.59 e Figura 3.60).

Fonte: próprio autor

**Tabela 3.19** – Diferenças entre os resultados: Fornadas 2 – Fornada 1 (°C).

Tempo (min)	Paredes - 6,0 MPa / 14 cm				Paredes - 20,0 MPa / 14 cm			
	5mm	20mm	120mm	135mm	5mm	20mm	120mm	135mm
15	-200	-139	-138	-171	-213	-118	-146	-168
30	-220	-197	-214	-210	-326	-263	-294	-289
45	-202	-191	-207	-202	-318	-269	-287	-289
60	-189	-188	-199	-199	-278	-246	-252	-253
Média:	<b>-202</b>	<b>-178</b>	<b>-189</b>	<b>-195</b>	<b>-284</b>	<b>-224</b>	<b>-245</b>	<b>-250</b>
Dev. Pad.	13	27	35	17	52	72	69	57
CV (%)	6	15	18	9	18	32	28	23

Fonte: próprio autor

Portanto, pode-se concluir que a camada de gesso teve boa contribuição para a proteção da alvenaria nos primeiros minutos de exposição ao fogo. Porém, essa proteção não foi efetiva durante todo o ensaio, uma vez que o gesso resultou bastante danificado, conforme será mostrado adiante. A perda de eficiência do revestimento em gesso na proteção ao fogo pode também ser observado pelo fato de a diferença de temperaturas ter se mantido praticamente constante (200°C e 250°C, como visto anteriormente), ou seja, a partir de 30 minutos, a taxa de aquecimento da seção transversal na Fornada 2 foi semelhante à da Fornada 1, dando a entender que o gesso serviu apenas para retardar por alguns minutos o início da elevação da temperatura no interior das paredes.

A Tabela 3.20 apresenta a diferença entre os resultados das Fornadas 2 e 3. Embora tratem de elementos com geometrias diferentes (largura da seção e espessura dos septos dos blocos), a comparação entre as duas fornadas resulta interessante, e importante, por permitir avaliar a influência do material na evolução da temperatura em pontos similares dos blocos (no caso, a 5 mm e a 20 mm a partir da face exposta ao fogo).

**Tabela 3.20** – Diferenças entre os resultados: Fornadas 3 – Fornada 2 (°C).

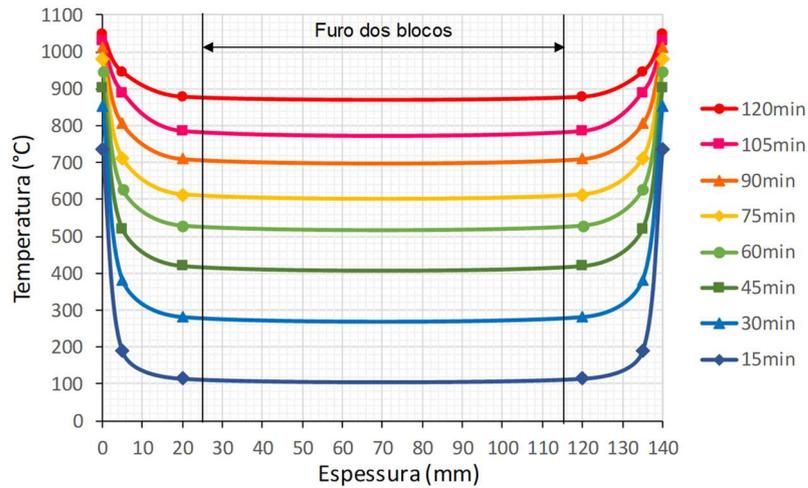
Tempo (min)	Paredes de 6,0 MPa				Paredes de 20,0 MPa			
	5mm	20mm	120mm/ 170mm	135mm/ 185mm	5mm	20mm	120mm/ 170mm	135mm/ 185mm
15	1	-18	-18	1	33	-2	-2	33
30	-24	-65	-65	-24	66	53	53	66
45	-39	-80	-80	-39	70	74	74	70
60	-34	-75	-75	-34	61	76	76	61
75	-38	-79	-79	-38	59	78	78	59
90	-27	-91	-91	-27	29	48	48	29
105	-64	-98	-98	-64	-45	3	3	-45
120	-57	-139	-139	-57	-58	-27	-27	-58
Média:	<b>-24</b>	<b>-59</b>	<b>-59</b>	<b>-24</b>	<b>57</b>	<b>50</b>	<b>50</b>	<b>57</b>
Dev. Pad.	17	29	29	17	17	36	36	17
CV (%)	73	48	48	73	30	72	72	30

Fonte: próprio autor

Os diagramas de temperatura ao longo da espessura das paredes estão apresentados da Figura 3.61 à Figura 3.64 e se baseiam nos dados constantes nas tabelas anteriores. Apesar de nos primeiros 15 minutos a evolução da temperatura ter sido bem parecida nos diferentes elementos ensaiados (também pode ser visto na Tabela 3.20), percebe-se que a temperatura média máxima atingida na seção transversal variou de acordo com o material e com a geometria dos blocos. Nesse caso, organizando os elementos de acordo com as temperaturas máximas na

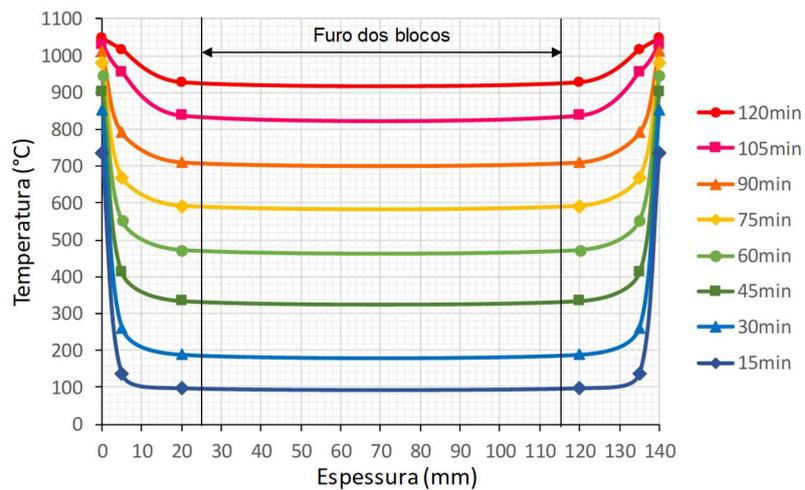
seção em ordem crescente, resultam: *paredes de 6,0 MPa e 19 cm; paredes de 6,0 MPa e 14 cm; paredes de 20,0 MPa e 19 cm; e paredes de 20,0 MPa e 14 cm.* Conforme será visto no item 3.5, tal resultado teve influência direta na resistência pós-fogo dos elementos, onde as paredes que atingiram maior temperatura acabaram apresentando resistência residual menor.

**Figura 3.61** – Fornada 2: Variação da temperatura ao longo da espessura das paredes de 6,0 MPa e 14 cm (revestimento com gesso) – Fogo em todas as faces.



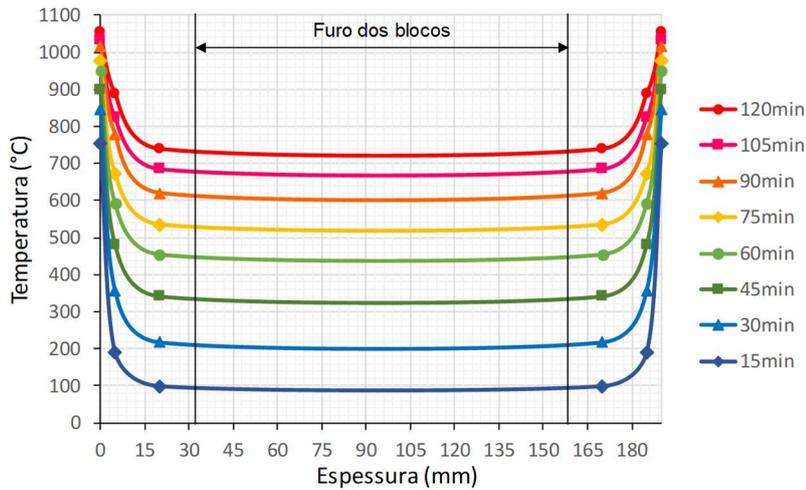
Fonte: próprio autor

**Figura 3.62** – Fornada 2: Variação da temperatura ao longo da espessura das paredes de 20,0 MPa e 14 cm (revestimento com gesso) – Fogo em todas as faces.



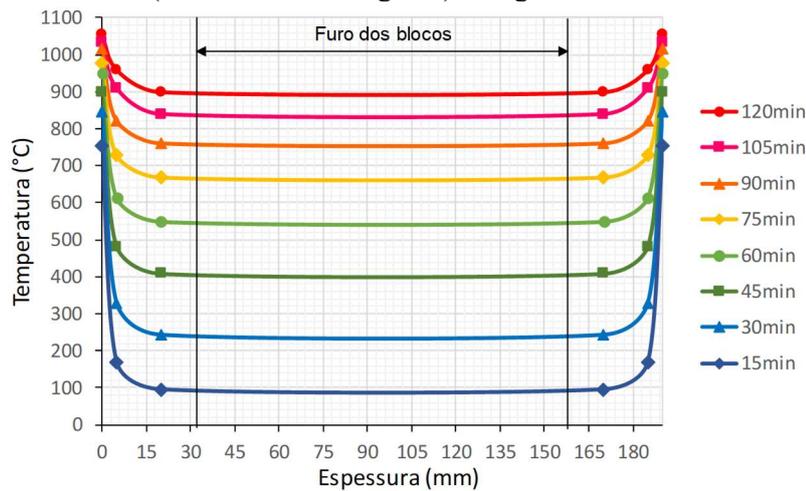
Fonte: próprio autor

**Figura 3.63** – Fornada 3: Variação da temperatura ao longo da espessura das paredes de 6,0 MPa e 19 cm (revestimento com gesso) – Fogo em todas as faces.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.64** – Fornada 3: Variação da temperatura ao longo da espessura das paredes de 20,0 MPa e 19 cm (revestimento com gesso) – Fogo em todas as faces.



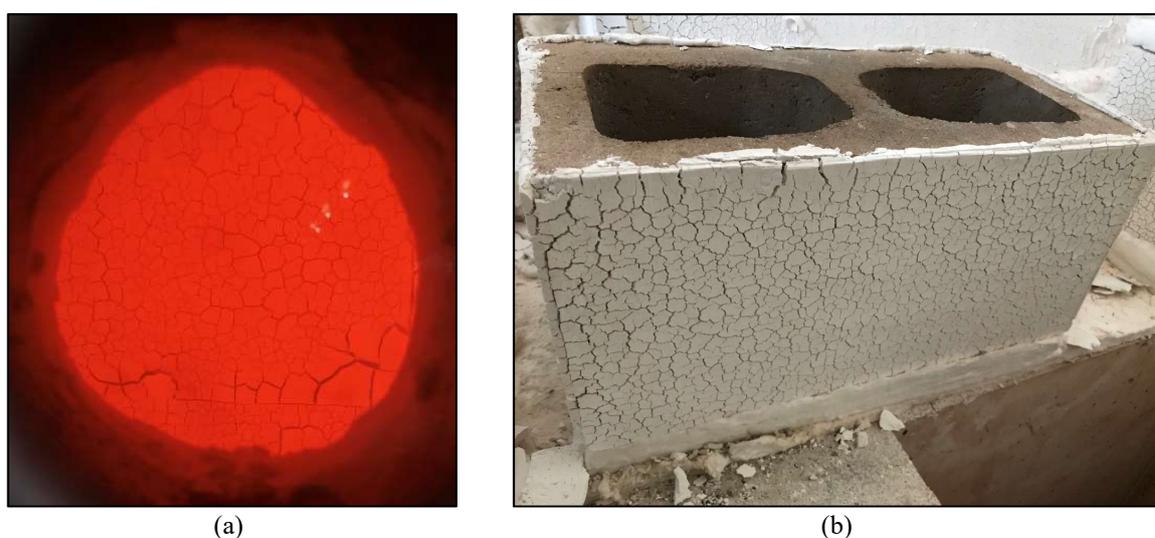
Fonte: próprio autor

O estado de degradação dos materiais (blocos e juntas) variou de acordo com a integridade do revestimento de gesso ao final dos ensaios. O rápido aumento da temperatura nos primeiros minutos do *Incêndio-Padrão* resultou em danos significativos no gesso, que apresentou diferentes comportamentos em função dos tipos de blocos utilizados.

Para os elementos construídos com blocos de 6,0 MPa, o gesso se manteve aderido à superfície dos blocos durante todo o ensaio, porém apresentou grande quantidade de trincas profundas em formato de malha (aparência “craquelada”, conforme Figura 3.65), o que reduziu sua eficiência enquanto proteção desses elementos. No caso dos corpos de prova com blocos de 20,0 MPa a situação foi ainda mais crítica, pois ocorreu o completo deslocamento do

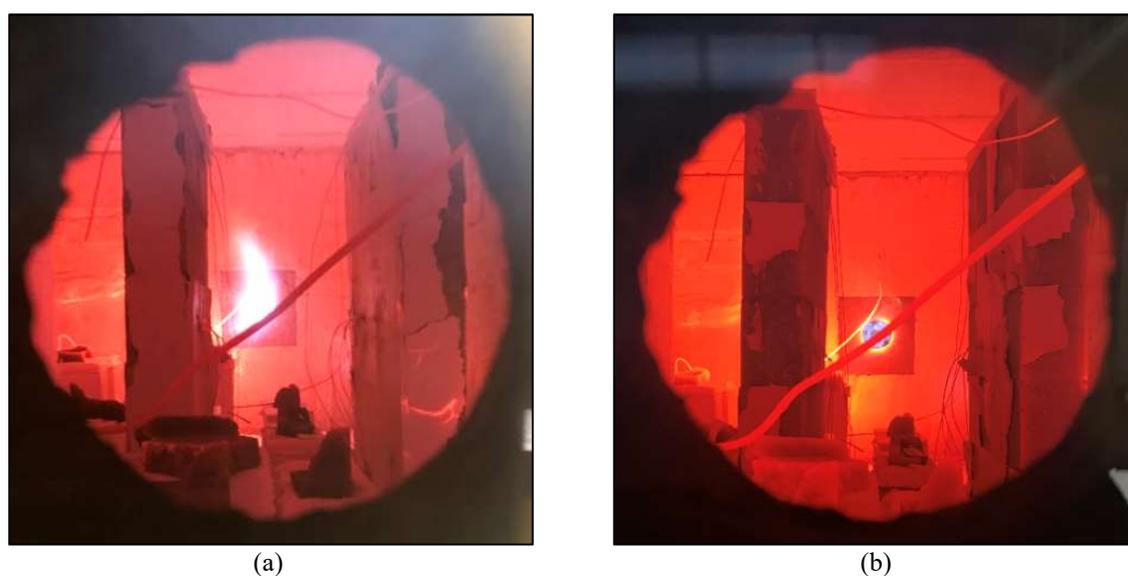
revestimento de gesso da superfície dos elementos; o início do deslocamento foi observado antes dos primeiros 10 minutos de ensaio e avançou rapidamente, de forma que, aos 25 minutos, praticamente toda a superfície dos elementos já estava exposta ao fogo, conforme Figura 3.66. Tal comportamento foi observado em todos os elementos ensaiados (blocos, prismas e pequenas paredes), conforme mostrado na Figura 3.67 e na Figura 3.68.

**Figura 3.65** – Fornadas 2 e 3: Revestimento de gesso (a) durante e (b) após o ensaio - blocos de 6,0MPa.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.66** – Fornada 2: Revestimento de gesso aos (a) 12 minutos e aos (b) 25 minutos de ensaio - paredes de 20,0 MPa.



Fonte: próprio autor

Conforme apresentado no item 2.1.1.4, o gesso é composto principalmente por sulfato de cálcio bi-hidratado ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ), que contém cerca de 20% de água quimicamente ligada. Com a elevação da temperatura, essa água é liberada sob a forma de vapor e o material sofre uma redução de volume, fazendo com que surjam as fissuras de contração na superfície. Durante os ensaios, essa perda de água do gesso foi percebida logo na fase inicial de aquecimento (por cerca de 15 minutos), onde foi observada grande quantidade de vapor d'água saindo por algumas frestas e escorrendo na superfície externa do forno.

**Figura 3.67** – Situação dos corpos de prova após os ensaios: (a) Fornada 2 e (b) Fornada 3.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.68** – Gesso após o ensaio no forno: paredes de 20,0 MPa (esq.) e de 6,0 MPa (dir.).



Fonte: próprio autor

Em relação ao deslocamento ocorrido, a perda de aderência da camada de gesso com a alvenaria está provavelmente relacionada à rugosidade superficial dos elementos, uma vez que

os blocos de 6,0 MPa utilizados possuem superfície mais áspera e porosa do que os blocos de 20,0 MPa, nos quais houve o deslocamento. Além disso, notou-se que o gesso se manteve aderido às juntas de argamassa mesmo nas paredes e prismas com blocos de 20,0 MPa, justamente as regiões com superfície mais irregular desses elementos.

Pelo fato de terem perdido a proteção do gesso e, com isso, terem ficado expostos ao fogo durante boa parte do ensaio, os elementos com blocos de 20,0 MPa apresentaram diversas fissuras devidas à expansão térmica, semelhantemente ao ocorrido na primeira fornada. Na Figura 3.67b é possível ver fissuras se desenvolvendo nas faces laterais das pequenas paredes de 20 MPa, sendo as principais responsáveis pela redução da resistência residual desses elementos. Embora tenham apresentado menor quantidade de fissuras, novamente os elementos com blocos de 6,0 MPa resultaram com o material bastante danificado após os ensaios no forno, sendo possível remover partes dos blocos e das juntas até mesmo com as mãos.

### **3.4.5 QUARTA FORNADA**

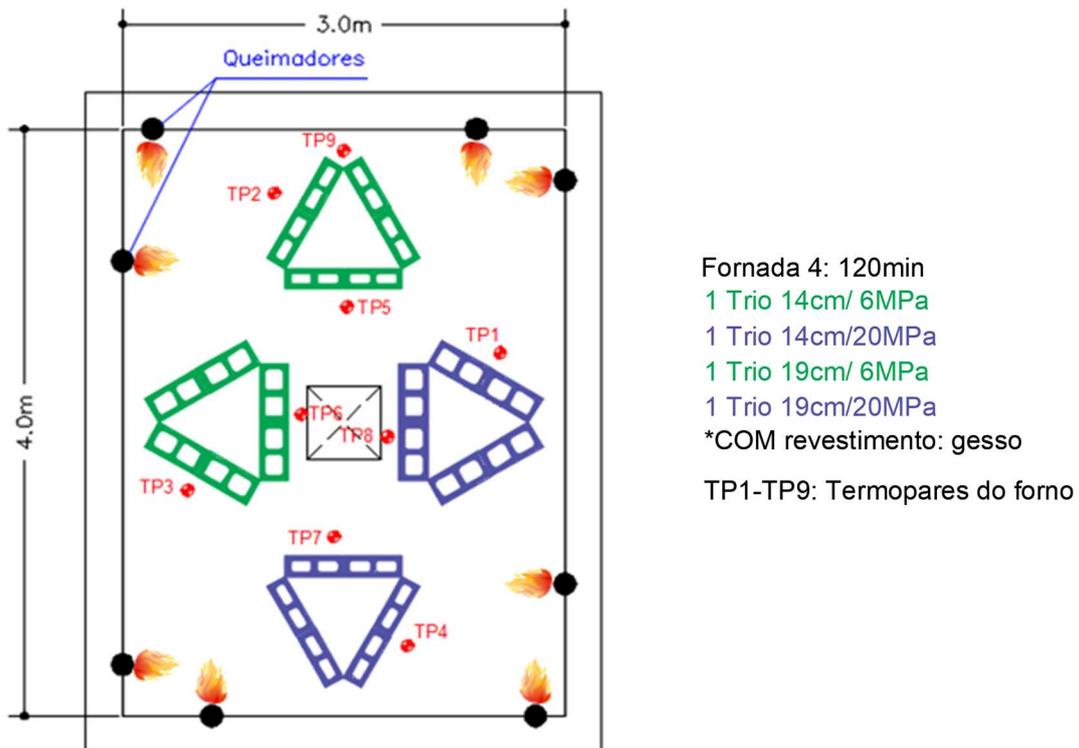
A Fornada 4 foi realizada visando complementar as informações obtidas com a segunda e a terceira fornadas, uma vez que não havia espaço suficiente no forno para alocar mais corpos de prova. Assim, o objetivo da quarta fornada foi avaliar a alvenaria com revestimento de gesso em uma situação em que as paredes atuam como elementos de compartimentação, ou seja, com o fogo atuando em apenas uma face. Para isso, foram construídos mais quatro trios de pequenas paredes, as quais tiveram apenas a face exposta ao fogo revestida com uma camada de 5 mm de gesso (produzido e aplicado sob as mesmas condições dos ensaios anteriores). Nesta fornada, foi ensaiado um total de 12 pequenas paredes, sendo cada trio correspondente a uma combinação de resistência e largura de bloco, conforme apresentado na Figura 3.69.

De forma semelhante ao esquema feito na Fornada 1, foi necessário proteger todas as juntas verticais entre as paredes e também a parte superior dos trios com manta cerâmica e placas de gesso, de forma a evitar a entrada de calor no interior do compartimento definido por cada trio. A Figura 3.70 mostra os trios de pequenas paredes posicionadas no interior do forno antes da realização do ensaio (com o forno ainda sem a tampa).

Na Figura 3.71 são apresentados os pontos de instrumentação dos trios de pequenas paredes, onde se pode notar que a quantidade e a posição dos termopares mantiveram um mesmo padrão para as paredes com espessuras de 14 cm e de 19 cm. O ponto 5 não foi posicionado no mesmo nível dos demais pelo mesmo motivo apresentado nas fornadas anteriores, ou seja, devido à dificuldade de fixar a ponta do termopar por dentro dos blocos.

Neste ensaio, apenas uma parede de cada trio foi instrumentada para evitar gasto excessivo de termopares; portanto, não houve repetição de medidas de temperatura como foi feito nas fornadas anteriores, exceto no caso do ponto 4, que foi replicado em duas paredes de cada trio para avaliar possíveis diferenças na elevação da temperatura na face não exposta ao fogo. Sendo assim, foi utilizado um total de 32 termopares na Fornada 4.

**Figura 3.69** – Fornada 4: tipo e quantidade de elementos ensaiados.

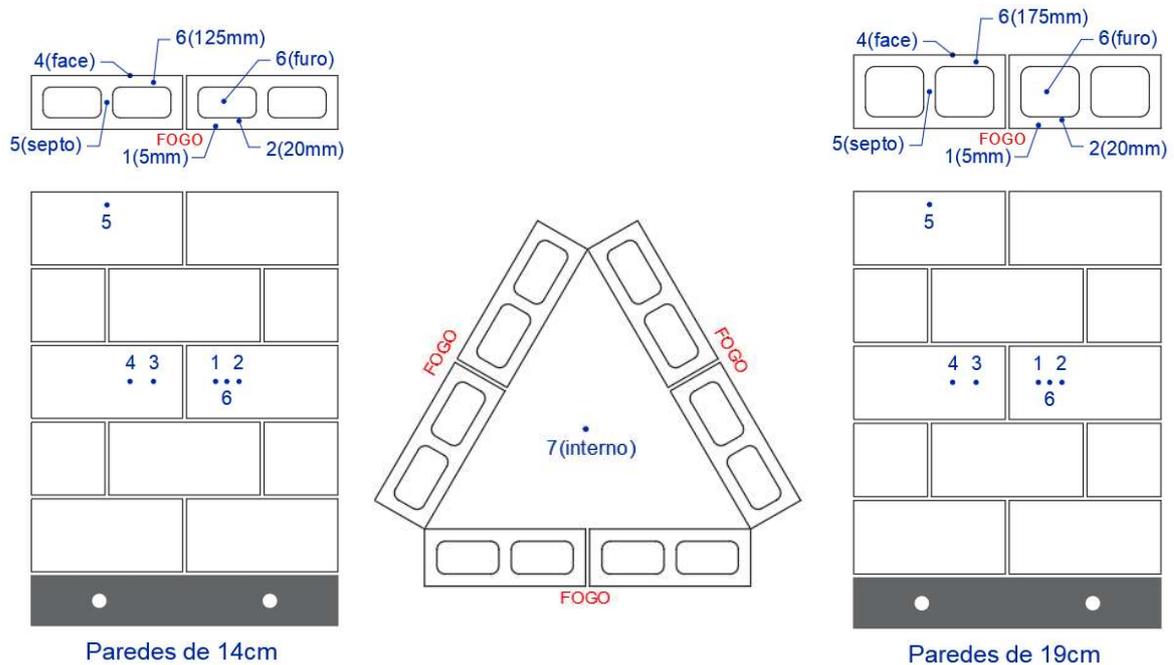


Fonte: próprio autor

**Figura 3.70** – Fornada 4: trios de paredes com revestimento em gesso antes do ensaio.



Fonte: próprio autor

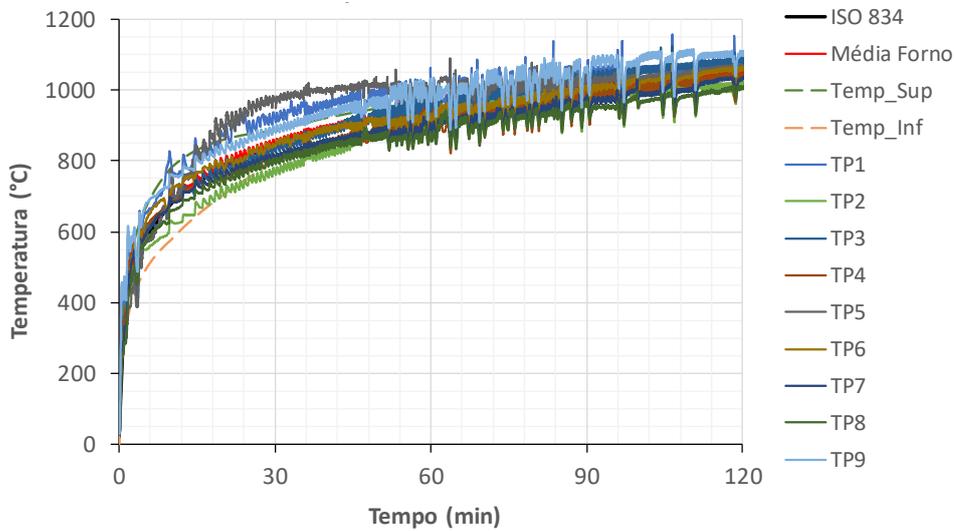
**Figura 3.71** – Fornada 4: pontos de instrumentação dos trios de pequenas paredes.

Fonte: próprio autor

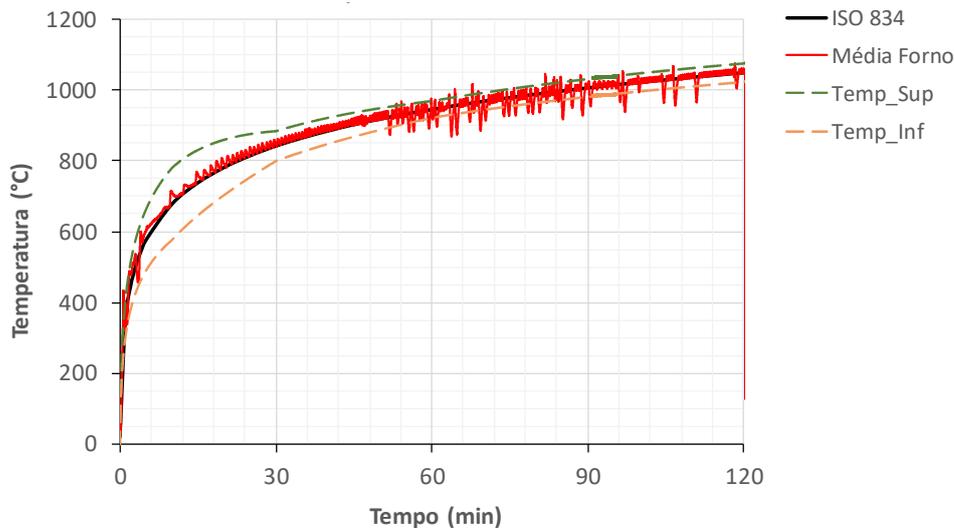
Seguindo a metodologia adotada para as Fornadas 2 e 3, os trios de pequenas paredes foram submetidos ao *Incêndio-Padrão* da ISO 834-1:1999 por exatos **120 minutos**, tendo o ambiente interno do forno atingido temperatura média máxima igual a 1074°C. A etapa de resfriamento foi realizada de forma semelhante aos ensaios anteriores.

A Figura 3.72 apresenta o gráfico com a evolução da temperatura nos termopares de controle do forno (TP1 a TP9) durante a fase de aquecimento, onde se pode perceber, em comparação com os casos anteriores (Figura 3.54 e Figura 3.55), que o forno teve um pouco mais de dificuldade de seguir a curva de *Incêndio-Padrão*. Isso ocorreu provavelmente em razão do posicionamento dos corpos de prova na forma de trios, o que impõe um pouco mais de restrição à circulação do ar quente promovida pelos queimadores. Apesar disso, a curva média se manteve dentro dos limites inferior e superior da ISO 834-1:1999 durante quase todo o ensaio, guardando boa aproximação com a curva de *Incêndio-Padrão* (Figura 3.73).

Quanto aos resultados obtidos com a instrumentação mostrada na Figura 3.71, infelizmente grande parte dos termopares apresentou problemas de medição com menos de 15 minutos de ensaio. No caso dos trios de paredes com blocos de 6,0 MPa alguns termopares funcionaram bem até cerca de 45 minutos. Já os termopares dos trios com blocos de 20,0 MPa tiveram medições instáveis desde o início do ensaio, inviabilizando completamente o aproveitamento dos seus resultados.

**Figura 3.72** – Fornada 4: evolução da temperatura nos termopares de controle.

Fonte: próprio autor

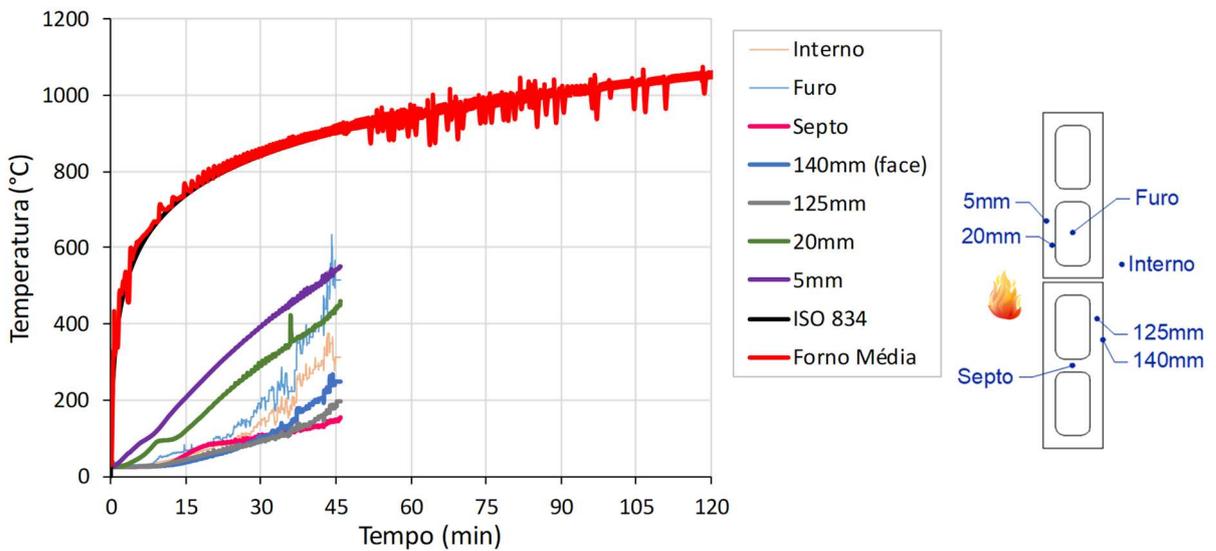
**Figura 3.73** – Fornada 4: curva Temperatura x Tempo média dos termopares TP1 a TP9.

Fonte: próprio autor

Uma possível causa para esse problema foi a constatação, ao final do ensaio, de falhas na proteção dos cabos termopares no ponto de saída dos mesmos de dentro do forno (em direção ao sistema de aquisição de dados). Conforme explicado anteriormente, essa proteção foi feita com manta cerâmica ao longo do trajeto dos cabos, porém o estrangulamento gerado pelo trio na região do termopar TP9 (Figura 3.69) fez com que fluxo de ar quente gerado pelos queimadores movimentasse mais intensamente os cabos nessa região, abrindo frestas nas emendas da manta cerâmica.

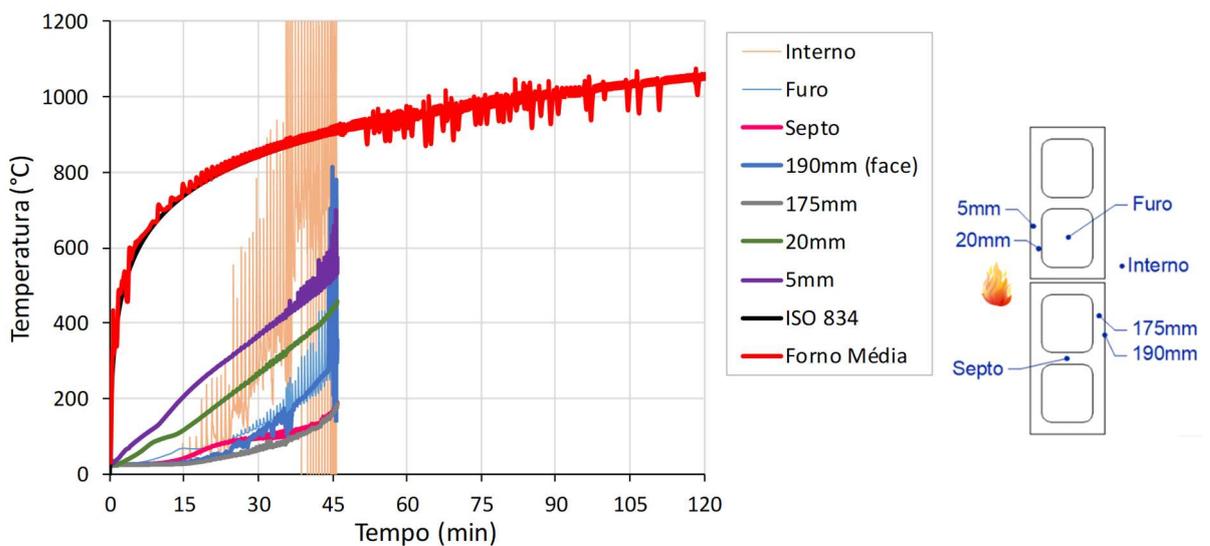
Os resultados dos termopares que puderam ser aproveitados estão apresentados na Figura 3.74, na Figura 3.75 e na Tabela 3.21, os quais são referentes às pequenas paredes com blocos de 6,0 MPa apenas. Assim como ocorreu com as paredes totalmente expostas ao fogo, o revestimento em gesso contribuiu para a proteção das paredes na fase inicial do ensaio, gerando uma diferença de até 272°C nas medidas a 5 mm e 20 mm em comparação com o trio sem revestimento da Fornada 1.

**Figura 3.74** – Fornada 4: resultados do trio de paredes de 6,0 MPa e 14 cm - Gesso.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.75** – Fornada 4: resultados do trio de paredes de 6,0 MPa e 19 cm - Gesso.



Fonte: próprio autor

**Tabela 3.21** – Fornada 4: evolução da temperatura nos trios de paredes (°C).

Tempo (min)	Trio - 6,0 MPa / 14 cm				Trio - 6,0 MPa / 19 cm			
	5mm	20mm	125mm	140mm	5mm	20mm	175mm	190mm
15	206	120	44	37	207	117	27	32
30	393	290	91	99	365	264	63	104
45	543	440	184	249	551	438	160	285
60	-	-	-	-	-	-	-	-
75	-	-	-	-	-	-	-	-
90	-	-	-	-	-	-	-	-
105	-	-	-	-	-	-	-	-
120	-	-	-	-	-	-	-	-

NOTA: as temperaturas a partir de 60min não estão apresentadas devido a problemas nos termopares.

Fonte: próprio autor

De forma geral, o comportamento do revestimento de gesso durante o ensaio foi semelhante ao observado nas Fornadas 2 e 3. A Figura 3.76 mostra os trios de paredes assim que foi retirada a tampa superior do forno (um dia após o ensaio), onde se pode observar que o isolamento feito com manta cerâmica se manteve íntegro e garantiu a condição de compartimentação durante todo o ensaio. Na Figura 3.77, os trios são mostrados após a retirada do isolamento, para melhor visualização das paredes.

**Figura 3.76** – Fornada 4: trios de paredes após o resfriamento do forno.

Fonte: próprio autor

**Figura 3.77** – Fornada 4: trios de paredes após o ensaio (sem o isolamento).



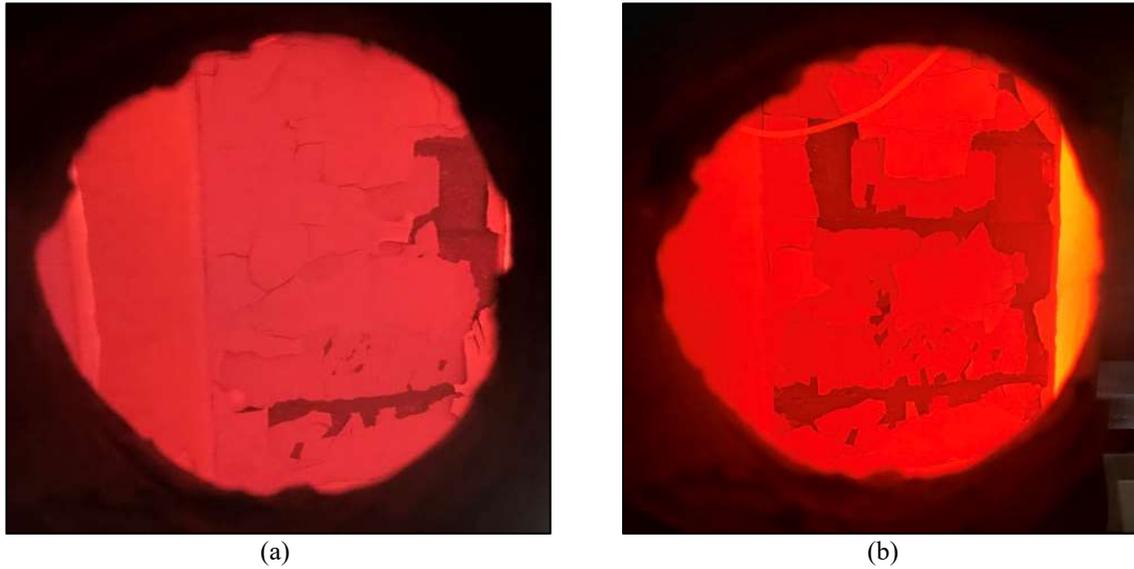
Fonte: próprio autor

As paredes com blocos de 6,0 MPa mantiveram o revestimento aderido em sua superfície até mesmo após o resfriamento, porém com o gesso bastante danificado e apresentando o mesmo padrão de fissuras em malha já identificado nas fornadas anteriores. Ao final do ensaio, a aderência do gesso na alvenaria se mostrou bastante frágil e podia ser facilmente removida ao toque das mãos, desintegrando-se em pequenos pedaços com forma semelhante a um vidro temperado estilhaçado.

No caso das paredes com blocos de 20,0 MPa, a exemplo do que aconteceu nas Fornadas 2 e 3, o gesso começou a se desprender (apresentou deslocamento) da superfície da parede com menos de 10 minutos de ensaio, restando, ao final, pequenas regiões dessas paredes com gesso pouco aderido à sua superfície. Pode-se concluir, portanto, que o revestimento em gesso trouxe menor contribuição para a proteção contra o fogo aos elementos com blocos de 20,0 MPa. A Figura 3.78, obtida por meio da escotilha de observação existente na lateral do forno, mostra a situação do gesso nesses elementos durante o ensaio.

Quanto ao estado de degradação dos materiais da alvenaria, notou-se que os blocos e juntas das paredes dos trios resultaram bem menos danificados do que aquelas com fogo atuando em todas as suas faces. Na face não exposta ao fogo, tanto o concreto dos blocos quanto a argamassa das juntas apresentaram poucos sinais de danos, se mostrando bem íntegros ao toque com as mãos. As faces dos trios expostas ao fogo logicamente sofreram mais, já que a proteção do gesso não foi efetiva durante todo o ensaio. Assim, os blocos e as juntas resultaram medianamente danificados na face de atuação do fogo, não sendo identificada, contudo, fragilidade exagerada ou desintegração dos materiais ao toque com as mãos.

**Figura 3.78** – Fornada 4: Revestimento de gesso aos (a) 15 minutos e aos (b) 40 minutos de ensaio - paredes de 20,0 MPa.



Fonte: próprio autor

A presença de fissuras devidas à expansão térmica também foi bem menor quando comparadas às fornadas anteriores, até mesmo nas paredes construídas com blocos de 20,0 MPa, as quais se mostraram as mais críticas nas Fornadas 1, 2 e 3. Nesse contexto, destaca-se que não foram observadas fissuras significativas nas faces laterais das pequenas paredes, as quais ocorreram com grande intensidade nas paredes sem função de compartimentação e que foram uma das principais causas de sua baixa resistência residual.

Ao final do ensaio, as paredes apresentaram variações de coloração devido aos diferentes níveis de exposição às altas temperaturas. Notou-se que as faces não expostas ao fogo resultaram com cor cinza roseado (próximo de amarronzado), enquanto que as faces expostas apresentaram coloração cinza esbranquiçado (com manchas alaranjadas em algumas paredes). Além disso, o gradiente de temperaturas ao longo da seção transversal gerou um encurvamento permanente das pequenas paredes, algo bem parecido com o ocorrido no trio da Fornada 1. O nível de encurvamento variou de acordo com a largura dos blocos, gerando *excentricidades médias* do topo das paredes em relação à sua base com os seguintes valores: 3,2 cm nas paredes de 6,0 MPa e 14 cm; 3,4 cm nas paredes de 20,0 MPa e 14 cm; 1,8 cm nas paredes de 6,0 MPa e 19 cm; e 1,7 cm nas paredes de 20,0 MPa e 19 cm.

Da Figura 3.79 à Figura 3.82 são ilustradas vistas de um exemplo de cada tipo de parede ensaiada, no momento em que o gesso restante na superfície já havia sido removido.

**Figura 3.79** – Fornada 4: paredes de 6,0 MPa e 14 cm após o ensaio no forno.



Face não exposta ao fogo



Face exposta ao fogo



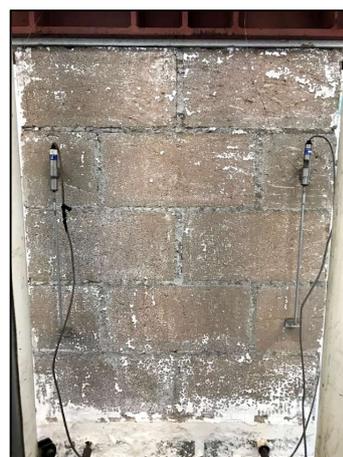
Face lateral

Fonte: próprio autor

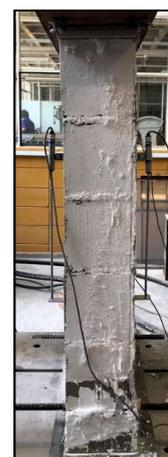
**Figura 3.80** – Fornada 4: paredes de 6,0 MPa e 19 cm após o ensaio no forno.



Face não exposta ao fogo



Face exposta ao fogo



Face lateral

Fonte: próprio autor

**Figura 3.81** – Fornada 4: paredes de 20,0 MPa e 14 cm após o ensaio no forno.



Face não exposta ao fogo



Face exposta ao fogo



Face lateral

Fonte: próprio autor

**Figura 3.82** – Fornada 4: paredes de 20,0 MPa e 19 cm após o ensaio no forno.



Face não exposta ao fogo



Face exposta ao fogo



Face lateral

Fonte: próprio autor

### 3.4.6 QUINTA FORNADA

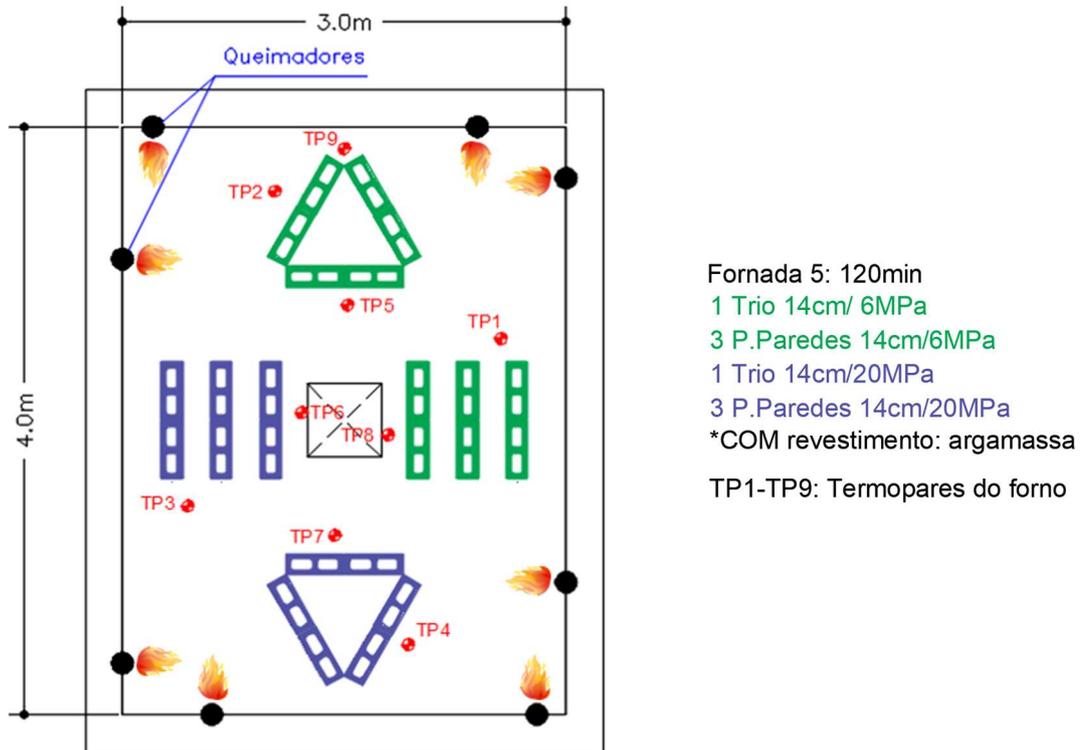
Além do gesso, as argamassas à base de cimento também têm sido amplamente utilizadas para o revestimento de paredes em obras de alvenaria estrutural no Brasil, conforme apresentado no item 2.1.1.4. Para avaliar a influência desse tipo de revestimento no desempenho da alvenaria em temperaturas elevadas, uma *quinta fornada*, denominada Fornada 5, foi realizada com corpos de prova revestidos com chapisco mais uma camada de emboço feito com argamassa de cimento, cal e areia, tendo espessura total de 10 mm. As características da argamassa utilizada e de seus materiais constituintes estão apresentadas no item 3.2.

Devido à limitação de espaço dentro do forno, a Fornada 5 foi realizada apenas com pequenas paredes de 14 cm de espessura, considerando blocos com ambas as resistências aqui avaliadas (6 MPa e 20 MPa). A Figura 3.83 apresenta a esquematização das posições e quantidades de corpos de prova avaliados neste ensaio, sendo analisadas paredes com apenas uma face exposta ao fogo (trios de paredes) e paredes com todas as faces expostas (paredes isoladas). No total, foram ensaiadas 12 pequenas paredes, de forma a atender a amostragem mínima de 3 corpos de prova de cada tipo.

A Figura 3.84 mostra duas vistas internas do forno, ainda sem a tampa, antes da realização do ensaio, onde se vê o isolamento feito com manta cerâmica e alguns pontos de instrumentação nos corpos de prova. Neste ensaio, foi utilizado um total de 26 termopares, os quais foram distribuídos da seguinte forma: sete termopares nas paredes de cada trio e seis termopares em cada grupo das paredes isoladas. A Figura 3.85 mostra a localização de cada

ponto de medida, sendo que o ponto 3(face) foi repetido em dois corpos de prova para avaliar a uniformidade das medidas de temperatura na face não exposta ao fogo.

Figura 3.83 – Fornada 5: tipo e quantidade de elementos ensaiados.



Fonte: próprio autor

Figura 3.84 – Fornada 5: paredes com revestimento em argamassa antes do ensaio.

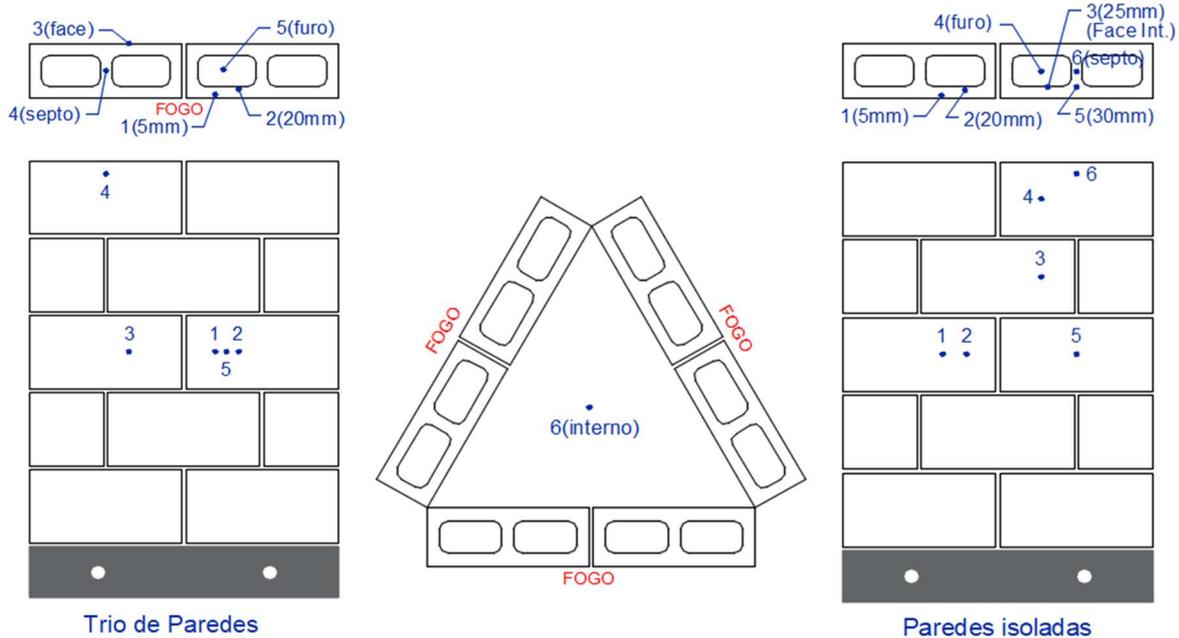


Fonte: próprio autor

Assim como feito nas fornadas 2 a 4, o ensaio foi realizado considerando um tempo de **120 minutos** de exposição ao *Incêndio-Padrão*. Novamente, a evolução da temperatura interna do forno seguiu de forma bastante satisfatória a curva da ISO 834-1:1999, conforme

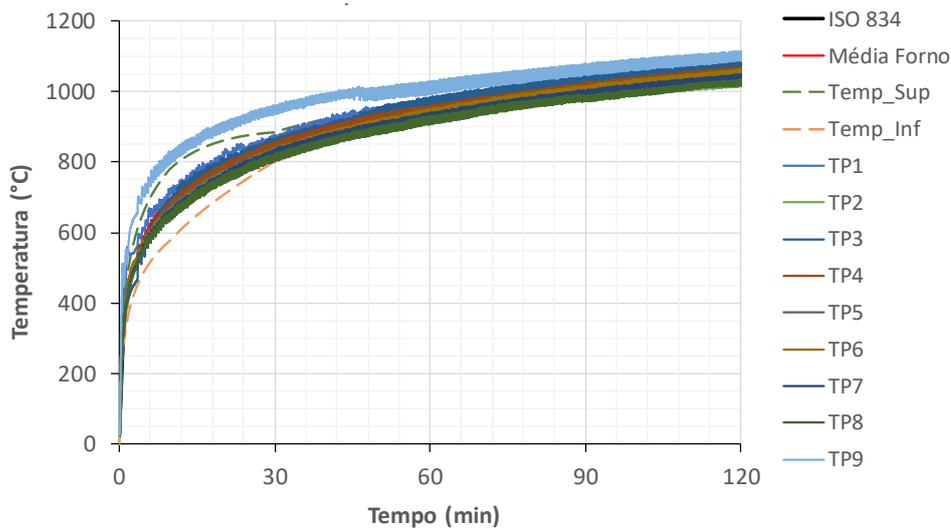
apresentado na Figura 3.86 e na Figura 3.87, tendo apresentado temperatura média máxima igual a 1064°C ao final do ensaio. A etapa de resfriamento foi feita lentamente, de forma semelhante às fornadas anteriores.

**Figura 3.85** – Fornada 5: pontos de instrumentação das pequenas paredes.



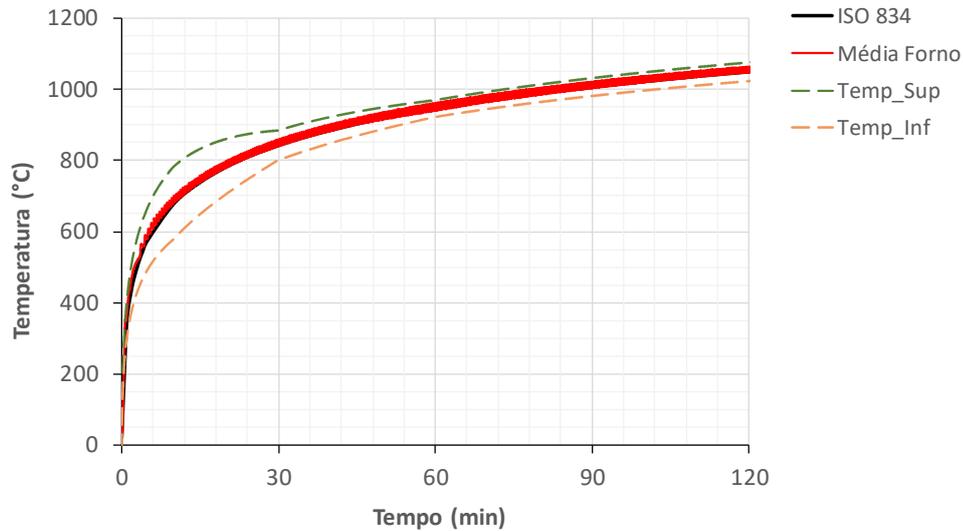
Fonte: próprio autor

**Figura 3.86** – Fornada 5: evolução da temperatura nos termopares de controle.



Fonte: próprio autor

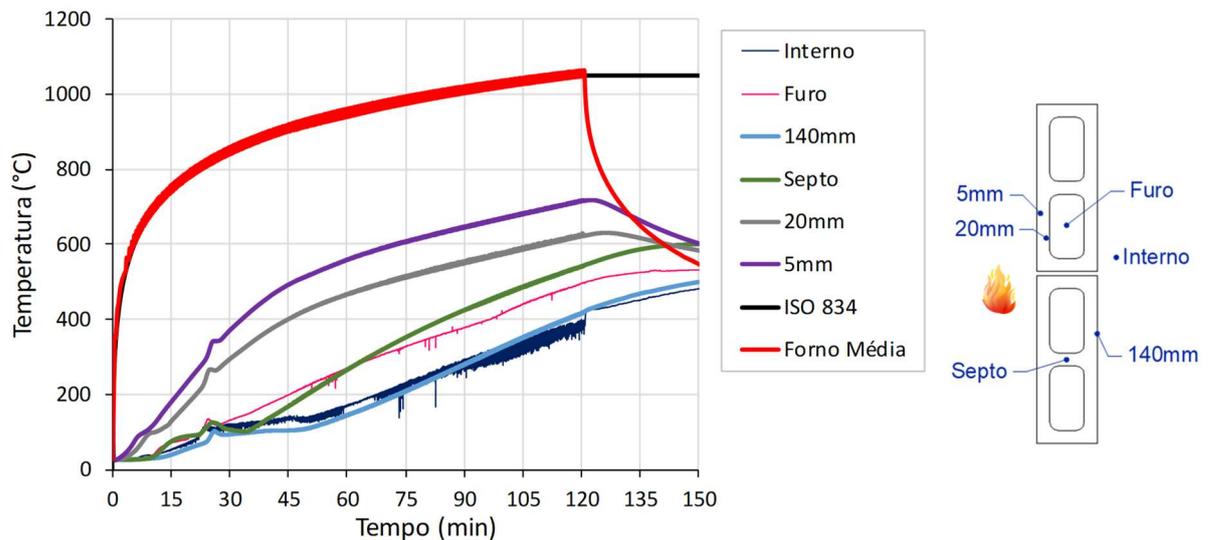
**Figura 3.87** – Fornada 5: curva Temperatura x Tempo média dos termopares TP1 a TP9.



Fonte: próprio autor

Os gráficos da Figura 3.88 e da Figura 3.89 apresentam a evolução da temperatura no interior das paredes com uma face exposta ao fogo. Esses resultados estão também resumidos na Tabela 3.22, cujas medidas de temperatura na alvenaria são apresentadas a cada 15 minutos de ensaio.

**Figura 3.88** – Fornada 5: resultados do trio de paredes de 6,0 MPa e 14 cm - Emboço.

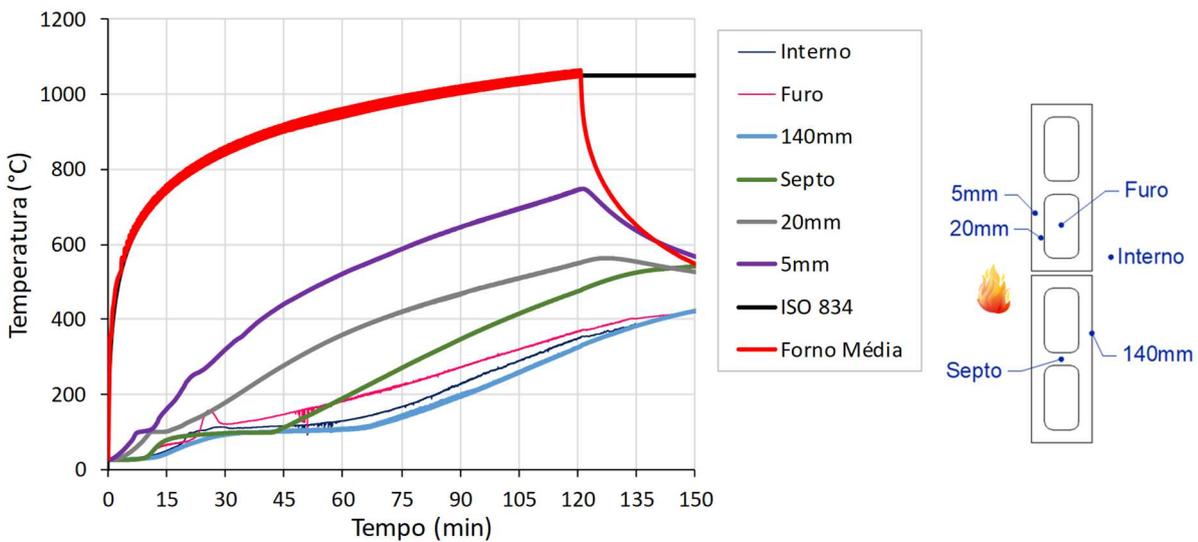


Fonte: próprio autor

Nota-se que as paredes do trio com blocos de 20 MPa apresentaram temperaturas mais baixas quando comparadas às paredes de 6 MPa em todos os termopares durante o ensaio, com diferenças médias variando entre 17°C e 88°C dependendo do ponto de medida. Essas

diferenças foram um pouco maiores do que as verificadas na Fornada 1, o que está provavelmente ligado ao teor de umidade dos blocos, uma vez que o patamar apresentado pelas curvas aos 100°C foi maior nos blocos de 20 MPa do que nos de 6 MPa. Nesse caso, a aplicação do emboço pode ter conduzido a uma maior absorção e retenção da água da argamassa por parte dos blocos de 20 MPa.

**Figura 3.89** – Fornada 5: resultados do trio de paredes de 20,0 MPa e 14 cm - Emboço.



Fonte: próprio autor

**Tabela 3.22** – Fornada 5: evolução da temperatura no trio de pequenas paredes (°C).

Tempo (min)	Trio de Paredes - 6,0 MPa / 14 cm					Trio de Paredes - 20,0 MPa / 14 cm				
	5mm	20mm	Septo	Furo	140mm	5mm	20mm	Septo	Furo	140mm
15	179	127	74	71	39	159	101	78	65	42
30	370	294	106	131	94	319	178	97	121	92
45	492	401	168	199	104	441	277	111	146	101
60	559	468	266	270	145	522	359	190	181	109
75	607	512	352	327	209	588	420	270	225	139
90	645	551	425	379	281	646	469	346	272	194
105	681	587	488	441	353	694	509	415	321	258
120	715	622	542	496	417	745	549	475	368	325

Fonte: próprio autor

Nas paredes com blocos de 6 MPa, foram necessários cerca de 75 minutos para atingir a temperatura de 500°C até a profundidade de 20 mm (no lado exposto ao fogo), aumentado para 104 minutos no caso de blocos de 20 MPa, conforme Tabela 3.22. Aos 120 minutos de

exposição, cerca de metade da espessura das paredes atingiu esse nível de temperatura (conforme se observa a partir da evolução da temperatura nos septos), o que impactou significativamente a resistência residual dessas paredes nos ensaios de compressão pó-fogo, cujos resultados são discutidos no item 3.5.

Apesar disso, constatou-se que o revestimento feito com argamassa teve importante influência na redução dos níveis de temperatura no interior da alvenaria. A Tabela 3.23 apresenta a diferença de resultados entre as paredes apresentadas neste item e o trio de paredes sem revestimento da Fornada 1 (Tabela 3.14), considerando os primeiros 60 minutos de ensaio. Nos pontos a 5 mm e 20 mm, o emboço aplicado nas paredes conduziu a uma diminuição média de temperatura de até 322°C em comparação com a alvenaria sem revestimento.

**Tabela 3.23** – Diferenças entre os resultados dos trios: Fornadas 5 – Fornada 1 (°C).

Tempo (min)	Trio - 6,0 MPa / 14 cm			Trio - 20,0 MPa / 14 cm		
	5mm	20mm	140mm	5mm	20mm	140mm
15	-278	-161	0	-298	-187	3
30	-295	-202	-2	-346	-318	-4
45	-275	-192	-15	-326	-316	-18
60	-281	-190	-50	-318	-299	-86
Média:	<b>-282</b>	<b>-186</b>	<b>-17</b>	<b>-322</b>	<b>-280</b>	<b>-26</b>
Dev. Pad.	9	18	23	20	63	41
CV (%)	3	10	138	6	22	155

Fonte: próprio autor

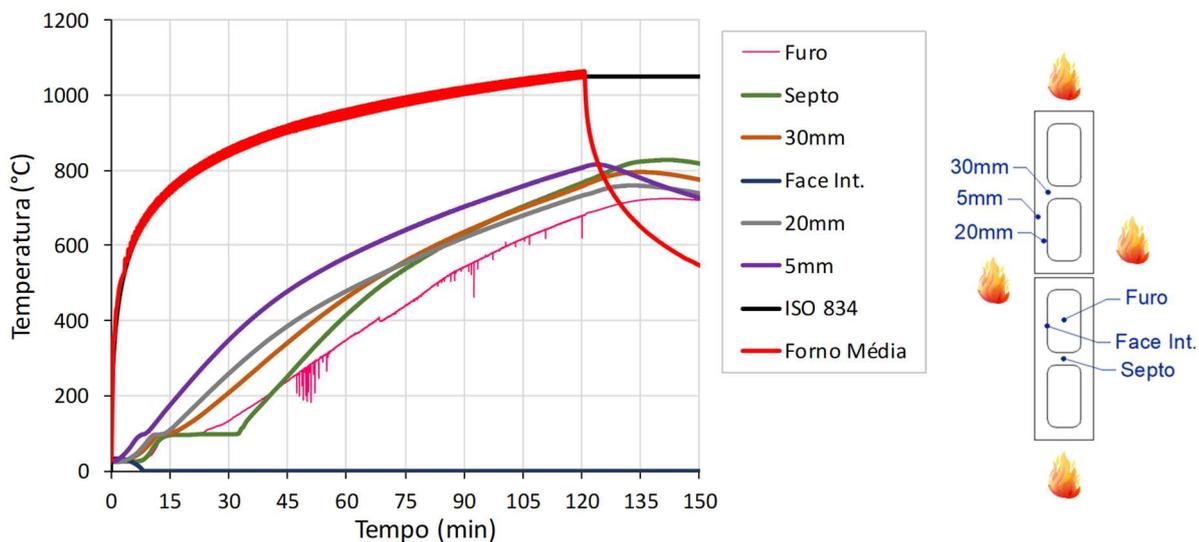
No caso do ponto a 140 mm (ou seja, na face não exposta ao fogo), as diferenças em valores absolutos resultaram menores, já que as temperaturas atingidas são bem mais baixas do que no lado exposto. No entanto, tais diferenças impactam significativamente na avaliação do critério de *isolamento térmico*. Considerando o limite de  $(180^{\circ}\text{C} + T_0)$  estabelecido por esse critério, as paredes ensaiadas com o revestimento aqui aplicado levaram entre 74 e 93 minutos para atingir essa elevação de temperatura na face não exposta, o que é percentualmente bem maior do que os 62 minutos resultantes da Fornada 1. Tais resultados são coerentes com os ganhos no tempo de resistência ao fogo especificados pelo ACI/TMS 216.1-14 em caso de aplicação de revestimento na face exposta ao fogo, conforme apresentado na Tabela 2.14.

Ressalta-se que o revestimento em argamassa pode ser aplicado em camada mais espessa do que o emboço utilizado no presente ensaio (10 mm), o que tende a aumentar o tempo de resistência ao fogo da alvenaria. Além disso, a utilização de revestimento na face não exposta

também contribuiria para um melhor desempenho da alvenaria em situação de incêndio, pelo menos em relação aos critérios de *isolamento térmico* e *estanqueidade*. Logicamente, a eficiência do revestimento na proteção contra o fogo está diretamente relacionada à sua capacidade de aderência à alvenaria em temperaturas elevadas, conforme discutido anteriormente.

Os gráficos da Figura 3.90 e da Figura 3.91 apresentam a evolução da temperatura no interior das paredes com todas as faces expostas ao fogo. Esses mesmos resultados estão também resumidos na Tabela 3.24, onde as medidas de temperatura na alvenaria são apresentadas a cada 15 minutos de ensaio.

**Figura 3.90** – Fornada 5: resultados das paredes de 6,0 MPa e 14 cm - Emboço.

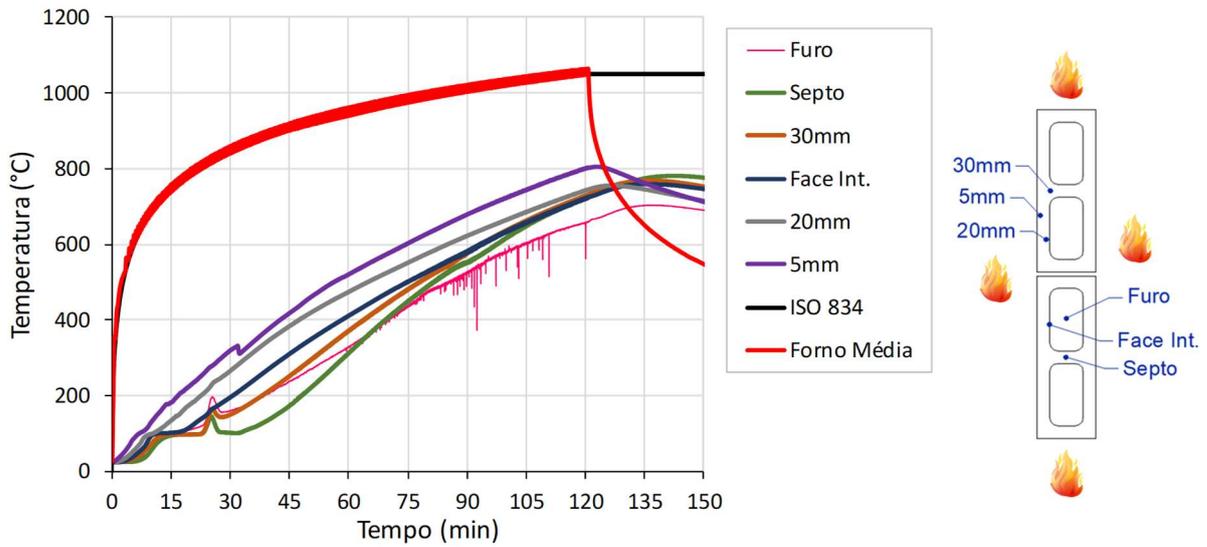


Fonte: próprio autor

Os resultados mostram a mesma tendência observada desde a primeira fornada: o aumento da temperatura nas paredes com blocos de 20 MPa ocorreu de forma mais lenta do que nas paredes com blocos de 6 MPa, com diferenças médias variando entre 27°C e 56°C dependendo do ponto da seção transversal.

Tomando novamente a temperatura de 500°C como referência para comparação, observa-se que as paredes submetidas ao *Incêndio-Padrão* em ambas as faces levaram cerca de 65 minutos para atingir essa temperatura até a profundidade de 20 mm. Adicionalmente, considerando as temperaturas no *Septo* (cujo ponto de medida é no centro dos blocos), conclui-se que toda a seção da alvenaria atingiu temperaturas maiores ou iguais a 500°C após, aproximadamente, 75 minutos de exposição ao fogo. Aos 120 minutos, as temperaturas resultaram acima de 700°C em toda a seção transversal.

**Figura 3.91** – Fornada 5: resultados das paredes de 20,0 MPa e 14 cm - Emboço.



Fonte: próprio autor

**Tabela 3.24** – Fornada 5: evolução da temperatura nas pequenas paredes (°C).

Tempo (min)	Paredes isoladas - 6,0 MPa / 14 cm					Paredes isoladas - 20,0 MPa / 14 cm				
	5mm	20mm	30mm	Septo	Furo	5mm	20mm	30mm	Septo	Furo
15	174	109	101	95	95	182	134	97	94	95
30	348	259	208	98	133	319	265	150	102	160
45	478	386	341	251	239	418	383	251	173	238
60	569	479	462	415	348	520	474	371	313	329
75	641	554	558	539	440	603	551	481	449	434
90	703	621	636	630	543	678	622	576	551	528
105	758	680	700	704	619	744	686	663	649	601
120	808	733	758	767	680	800	743	729	722	658

Fonte: próprio autor

Comparando com os resultados das paredes revestidas com gesso (Tabela 3.17), percebe-se que o revestimento feito com argamassa promoveu maior proteção à alvenaria contra o fogo. Nos pontos referentes a 5 mm e 20 mm, por exemplo, as diferenças de temperatura nessas duas situações foi em torno de 150°C a 200°C aos 120 minutos de exposição. Embora tenham sido executados com espessuras diferentes (5 mm para o gesso e 10 mm para a argamassa), essa comparação entre os resultados é interessante se considerado que, devido aos procedimentos de aplicação desses dois tipos de revestimento, geralmente resulta em espessuras maiores quando se utiliza o emboço com argamassa.

Em relação às paredes sem revestimento ensaiadas na Fornada 1 (Tabela 3.15), assim como verificado nos trios de pequenas paredes, as diferenças de temperaturas nas paredes sem função de compartimentação também foram significativas, conforme apresentado na Tabela 3.25. Na média, as paredes com o revestimento aqui utilizado apresentaram temperaturas entre 184°C e 265°C menores do que as paredes não revestidas nos pontos a 5 mm e 20 mm.

**Tabela 3.25** – Diferenças entre os resultados das paredes: Fornadas 5 – Fornada 1 (°C).

Tempo (min)	Paredes - 6,0 MPa / 14 cm		Paredes - 20,0 MPa / 14 cm	
	5mm	20mm	5mm	20mm
15	-215	-145	-168	-82
30	-254	-220	-270	-187
45	-245	-226	-312	-222
60	-247	-239	-310	-246
Média:	<b>-240</b>	<b>-207</b>	<b>-265</b>	<b>-184</b>
Dev. Pad.	17	42	67	72
CV (%)	7	20	25	39

Fonte: próprio autor

Analisando os gráficos da Figura 3.90 e da Figura 3.91, nota-se que as diferenças de temperatura nos diversos pontos de medida são maiores nos primeiros minutos de exposição e se reduzem gradativamente ao longo do ensaio, apresentando tendência de uniformização da temperatura na seção, conforme se observa pela aproximação entre as curvas a partir do patamar aos 100°C. Esse comportamento está relacionado a dois fatores: a estabilização da curva de *Incêndio-Padrão* a partir de 30 minutos de ensaio, quando o forno passa a ser aquecido a taxas menores; e a redução do teor de umidade no concreto e na argamassa em função das altas temperaturas atingidas no interior da alvenaria.

A Figura 3.92 mostra imagens internas do forno após a realização do ensaio, onde se observam corpos de prova sob diferentes condições de degradação. Assim como ocorreu com o revestimento em gesso, o comportamento do revestimento feito com argamassa ao longo do ensaio variou de acordo com os blocos utilizados. No caso das paredes com blocos de 6 MPa, o revestimento se manteve em boas condições durante os 120 minutos de exposição ao fogo, mantendo-se bem aderido à superfície da alvenaria mesmo após o resfriamento, conforme se observa na Figura 3.93a e na Figura 3.94a.

Já nas paredes com blocos de 20 MPa, verificou-se uma menor aderência do revestimento à alvenaria ao final do ensaio, sendo identificados pontos de deslocamento do

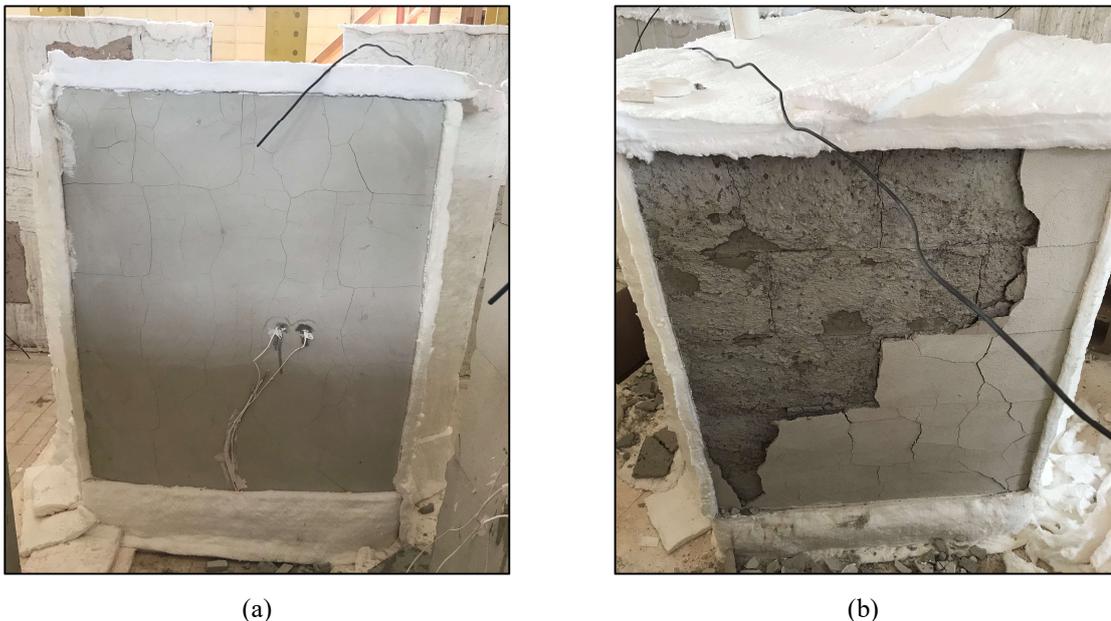
emboço em algumas partes dos corpos de prova, conforme mostrado na Figura 3.93b e na Figura 3.94b. A partir dessas imagens, percebe-se que esse deslocamento ocorreu de duas formas: separando-se o emboço da camada referente ao chapisco, que permaneceu aderido à alvenaria em algumas regiões; ou pela perda de aderência do revestimento por completo (chapisco mais emboço), deixando exposta a superfície dos blocos.

**Figura 3.92** – Fornada 5: paredes com revestimento em argamassa após o ensaio.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.93** – Fornada 5: paredes do trio após o ensaio – blocos de 6 MPa (a) e 20 MPa (b).



(a)

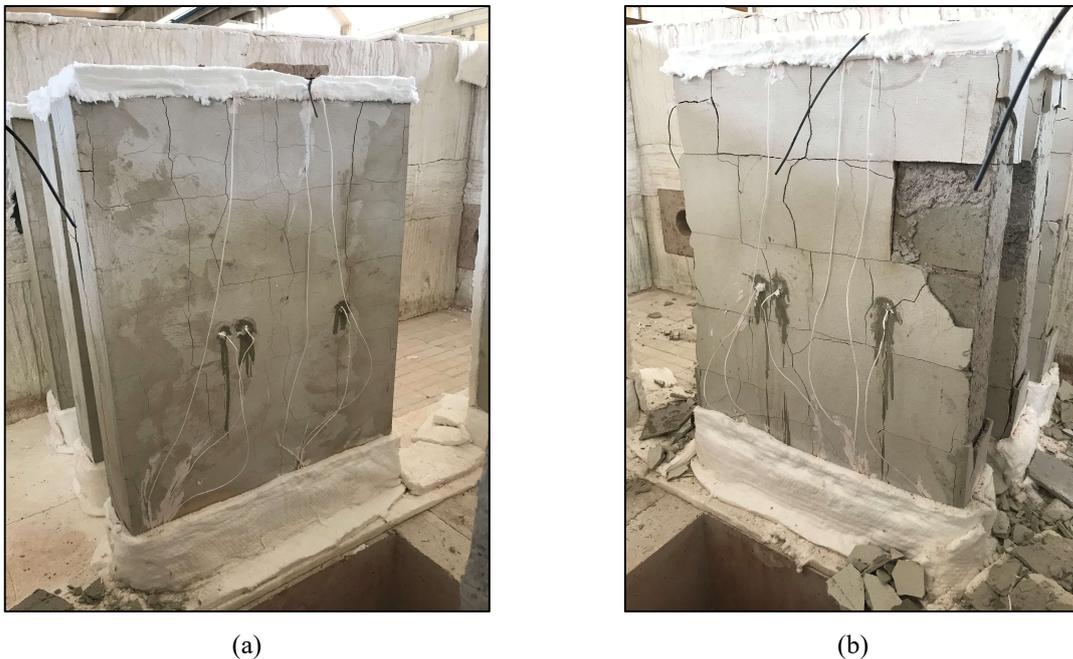
(b)

Fonte: próprio autor

Apesar disso, é importante destacar que, dentro do que se pôde observar a partir das escotilhas do forno, esses deslocamentos se iniciaram apenas nos 15 minutos finais do ensaio, tendo boa parte ocorrido após o resfriamento dos corpos de prova. No período de sete dias entre

o fim do ensaio no forno e o início dos ensaios de compressão pós-fogo, observou-se que a fissuração mostrada na Figura 3.93 e na Figura 3.94 se tornou mais pronunciada (quantidade e abertura) gradativamente, reduzindo ainda mais a capacidade de aderência do revestimento. Tal comportamento se deve ao mesmo processo de carbonatação descrito para a argamassa de assentamento (item 3.4.3), onde as reações químicas ocorridas na cal, durante e após a exposição a temperaturas elevadas, resultam na expansão do material e, conseqüentemente, na fissuração e eventuais deslocamentos.

**Figura 3.94** – Fornada 5: paredes isoladas após o ensaio – blocos de 6 MPa (a) e 20 MPa (b).



Fonte: próprio autor

### **3.5 ENSAIOS MECÂNICOS PÓS-FOGO**

Após os ensaios no forno, considerando apenas a ação térmica, todos os corpos de prova avaliados nas Fornadas 1 a 5 foram conduzidos ao ensaio de compressão com o objetivo de obter sua resistência residual (resistência pós-fogo). Tais ensaios foram executados de forma semelhante àqueles realizados com os blocos, prismas e pequenas paredes à temperatura ambiente, cujos detalhes já foram apresentados no item 3.3.2.

Conforme verificado em Souza e Moreno Junior (2010), após o resfriamento o concreto tende a recuperar parte de sua resistência mecânica inicial mediante processo de reidratação, mesmo estando exposto apenas à umidade do ar. Assim, visando estabelecer um padrão e atender à programação do laboratório, os elementos foram levados ao ensaio de compressão 7

dias após a realização de cada ensaio no forno. Tal procedimento é semelhantemente ao adotado em Abrams (1973) (Figura 2.25c), cujos resultados deram origem às curvas propostas no ACI/TMS 216.1-14 (Figura 2.28). Durante esse período, os corpos de prova ficaram armazenados dentro do laboratório, em local coberto, protegidos do sol e da chuva.

Devido à quantidade de ensaios, os resultados são apresentados de forma resumida neste capítulo, destacando-se os resultados médios obtidos. Os resultados individuais de cada corpo de prova estão apresentados no Apêndice C.

### 3.5.1 ALVENARIA SEM REVESTIMENTO

Conforme apresentado no item 3.4.3, a Fornada 1 contemplou blocos, prismas e pequenas paredes com 14 cm de espessura, incluindo elementos com resistência de 6,0 MPa e de 20,0 MPa (ver Figura 3.30). Todos os corpos de prova foram analisados nessa fornada sem qualquer tipo de revestimento, com o *Incêndio-Padrão* atuando diretamente na alvenaria.

A exemplo dos ensaios mecânicos realizados à temperatura ambiente, foram utilizadas as máquinas ELE AUTOTEST 2000 e INSTRON 5595 para os ensaios de compressão pós-fogo dos blocos e prismas, respectivamente. As taxas de carregamento foram, novamente, de 2,4 kN/s para os blocos (controle de forças) e 0,02 mm/s para os prismas (controle de deslocamentos). As médias dos resultados dos seis corpos de prova de cada elemento estão apresentadas na Tabela 3.26 juntamente com a resistência característica e com os parâmetros relacionados à variabilidade dos resultados.

No caso das pequenas paredes, os ensaios de compressão foram realizados por meio da máquina servo-hidráulica INSTRON 8506, sendo o carregamento aplicado com controle de deslocamentos (0,01 mm/s), de forma semelhante aos ensaios realizados à temperatura ambiente. A partir das medidas dos quatro transdutores utilizados (Figura 3.16), o módulo de elasticidade secante ( $E_{pa}$ ) foi determinado conforme a ABNT NBR 16522:2016, que estabelece um intervalo correspondente a 5% e 30% da tensão de ruptura do corpo de prova para o cálculo de  $E_{pa}$ . O resumo dos resultados encontra-se na Tabela 3.27, a qual inclui tanto as paredes com função de compartimentação (trio de paredes) quanto aquelas que tiveram todas as suas faces expostas ao fogo.

A última coluna dessas tabelas destaca a relação percentual entre a resistência dos corpos de prova antes e após o ensaio no forno ( $F_{Resid.} / F_{20^{\circ}C}$ ), tomando-se como referência os ensaios mecânicos realizados à temperatura ambiente (Tabela 3.10 à Tabela 3.12). Os resultados mostram uma perda significativa de resistência em todos os elementos analisados,

principalmente no caso dos blocos, prismas e paredes com todas as faces expostas ao fogo, onde a resistência residual resultou em menos de um quarto na maioria dos corpos de prova. Apesar de terem apresentado um desempenho melhor, as pequenas paredes com uma face exposta ao fogo (trio) também tendem a sofrer bastante com as altas temperaturas, uma vez que sua resistência pós-fogo foi equivalente a apenas 46% em relação aos resultados obtidos à temperatura ambiente.

**Tabela 3.26** – Resistência residual à compressão dos blocos e prismas – Fornada 1.

<b>Blocos - 6,0 MPa e 14 cm</b>						
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Resistência na Área Bruta (MPa)	Resistência na Área Líquida (MPa)	$\frac{F_{Resid.}}{F_{20^{\circ}C}}$
<b>Média</b>	<b>108,72</b>	543,37	282,21	<b>2,00</b>	<b>3,85</b>	
Desvio Padrão	21,38	-	-	0,40	0,76	
CV (%)	19,67	-	-	19,76	19,66	<b>27%</b>
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>1,59</b>	<b>3,08</b>	
<b>Blocos - 20,0 MPa e 14 cm</b>						
<b>Média</b>	<b>242,43</b>	543,59	283,56	<b>4,46</b>	<b>8,55</b>	
Desvio Padrão	41,91	-	-	0,77	1,49	
CV (%)	17,29	-	-	17,25	17,38	<b>20%</b>
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>2,88</b>	<b>5,52</b>	
<b>Prismas - 6,0 MPa e 14 cm</b>						
<b>Média</b>	<b>52,84</b>	543,37	282,21	<b>0,97</b>	<b>1,87</b>	
Desvio Padrão	12,44	-	-	0,23	0,44	
CV (%)	23,54	-	-	23,54	23,54	<b>14%</b>
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,62</b>	<b>1,19</b>	

Área bruta e área líquida: adotou-se a média das áreas obtidas na caracterização dos blocos (conforme a Tabela 3.7) para o cálculo das tensões.  
Resistências características dos blocos ( $f_{bk}$ ) e prismas ( $f_{pk}$ ) calculadas de acordo com a ABNT NBR 6136:2016 e com a ABNT NBR 16522:2016.

Fonte: próprio autor

A partir da Tabela 3.26, nota-se que os blocos de 20 MPa apresentaram maior perda percentual de resistência em comparação com os blocos de 6 MPa, provavelmente devido à fissuração mais intensa ocorrida nos blocos de maior resistência durante o ensaio no forno. Adicionalmente, observa-se que os prismas e as pequenas paredes apresentaram perda de capacidade resistente mais significativa do que os blocos em termos percentuais, indicando importante influência da argamassa de assentamento utilizada na resistência residual da alvenaria.

**Tabela 3.27** – Resistência residual à compressão das pequenas paredes – Fornada 1.

<b>Pequenas paredes - 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces</b>							
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Resistência na Área Bruta (MPa)	Resistência na Área Líquida (MPa)	$E_{pa}$ (GPa)	$\frac{F_{Resid.}}{F_{20^{\circ}C}}$
<b>Média</b>	<b>79,25</b>	1086,73	564,42	<b>0,73</b>	<b>1,40</b>	<b>0,12</b>	
Desvio Padrão	5,38	-	-	0,05	0,10	-	
CV (%)	6,79	-	-	6,79	6,79	-	<b>14%</b>
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,54</b>	<b>1,04</b>	-	
<b>Pequenas paredes - 20,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces</b>							
<b>Média</b>	<b>111,45</b>	1087,19	567,13	<b>1,03</b>	<b>1,97</b>	<b>0,16</b>	
Desvio Padrão	36,20	-	-	0,33	0,64	-	
CV (%)	32,48	-	-	32,48	32,48	-	<b>13%</b>
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,59</b>	<b>1,13</b>	-	
<b>Pequenas paredes - 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em uma face (trio)</b>							
<b>Média</b>	<b>258,95</b>	1086,73	564,42	<b>2,38</b>	<b>4,59</b>	<b>0,40</b>	
Desvio Padrão	61,42	-	-	0,57	1,09	-	
CV (%)	23,72	-	-	23,72	23,72	-	<b>46%</b>
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>1,56</b>	<b>3,00</b>	-	

Área bruta e área líquida: definidas com base na média das áreas obtidas na caracterização dos blocos (conforme a Tabela 3.7).  
Resistência característica ( $f_{ppk}$ ) calculada de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.  
Módulo de elasticidade ( $E_{pa}$ ) calculado de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.

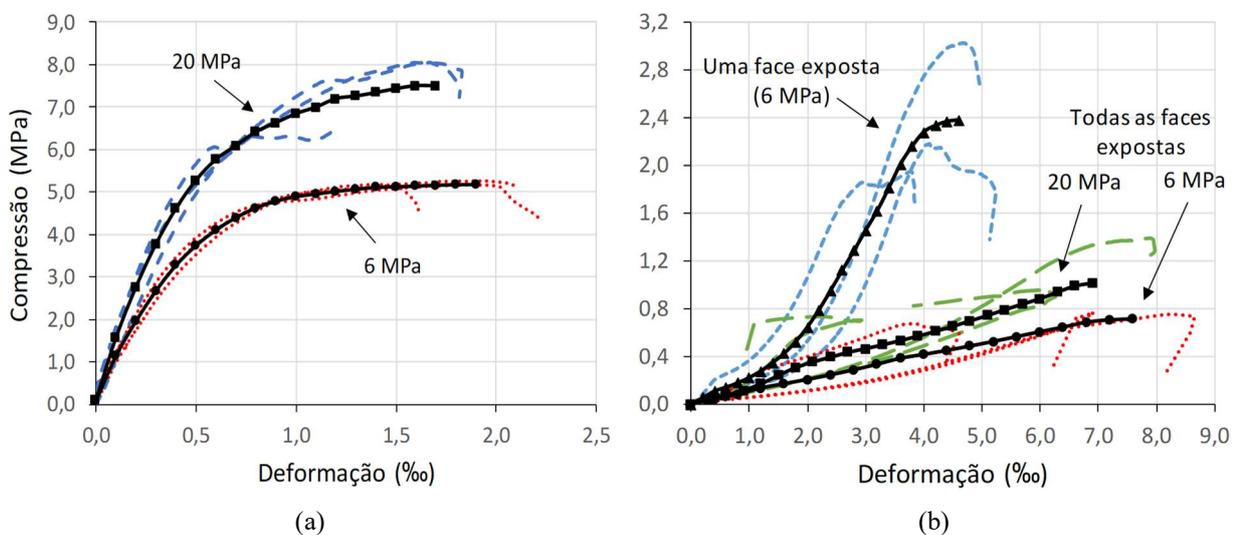
Fonte: próprio autor

Além do impacto nos valores de resistência médios, os resultados dos ensaios pós-fogo apresentaram um considerável aumento do coeficiente de variação (CV) em comparação aos ensaios à temperatura ambiente. Enquanto nos ensaios em condições normais de temperatura o CV variou entre 0,86% e 10% (Tabela 3.10 à Tabela 3.12), após a exposição ao fogo esse coeficiente foi de até 32,48% (Tabela 3.26 e Tabela 3.27). Tal aumento na variabilidade dos resultados influencia diretamente nos valores a serem considerados em projeto, visto que resultam na redução da resistência característica da alvenaria ( $f_k$ ).

A Figura 3.95 apresenta as curvas *tensão-deformação* (em relação à área bruta da seção transversal) resultantes dos ensaios das pequenas paredes. Os resultados dos ensaios realizados à temperatura ambiente (conforme item 3.3.2.3) são apresentados na Figura 3.95a para fins de comparação com os resultados dos ensaios pós-fogo (Figura 3.95b). Em ambos os gráficos, as linhas tracejadas coloridas referem-se aos resultados individuais dos corpos de prova, e as linhas contínuas com marcadores na cor preta correspondem aos resultados médios.

Diferentemente do que ocorreu nos ensaios à temperatura ambiente, onde as curvas tensão-deformação dos corpos de prova seguiram tendência semelhante (tanto para as paredes com blocos de 6 MPa quanto para as com blocos de 20 MPa - Figura 3.95a), após a exposição ao fogo a alvenaria apresentou importante variabilidade no seu comportamento à compressão, conforme Figura 3.95b. Essas variações nas curvas individuais dos corpos de prova estão diretamente relacionadas às fissuras resultantes da expansão térmica, as quais se distribuíram aleatoriamente ao longo da superfície da alvenaria.

**Figura 3.95** – Pequenas paredes: resultados à temperatura ambiente (a) e após a Fornada 1 (b).



Fonte: próprio autor

Além de impactar na resistência residual, conforme comentado anteriormente, a exposição a altas temperaturas também afeta significativamente no módulo de elasticidade dos materiais componentes, resultando em redução da rigidez da alvenaria como um todo. A Tabela 3.27 apresenta os módulos de elasticidade médios ( $E_{pa}$ ) pós-fogo, os quais podem ser comparados com os resultados à temperatura ambiente (Tabela 3.12). No caso das paredes com uma face exposta, o módulo de elasticidade residual resultou em apenas 4,2% em relação à alvenaria em condições normais de temperatura, sendo ainda mais crítico nas paredes com todas as faces expostas: cerca de 1,2% para ambos os casos analisados (blocos de 6 MPa ou de 20 MPa).

Vale lembrar que na Fornada 1 o tempo de ensaio foi de 70 minutos e, portanto, os elementos não chegaram à situação mais crítica de exposição ao fogo prevista na ABNT NBR 14432:1999, que seria aquela correspondente a um TRRF de 120 minutos. Assim, considerando os níveis de temperatura atingidos na seção e os impactos na resistência e rigidez da alvenaria,

os resultados da primeira fornada apontam para a necessidade de se prever mecanismos de proteção contra o fogo para a alvenaria estrutural aqui estudada, independentemente da resistência dos blocos utilizados. Os itens a seguir apresentam os resultados da avaliação de revestimentos feitos com gesso ou argamassa na proteção da alvenaria, tendo como foco as suas propriedades mecânicas residuais.

### **3.5.2 ALVENARIA REVESTIDA COM GESSO**

Conforme já apresentado nos itens 3.4.4 e 3.4.5, as Fornadas 2, 3 e 4 foram realizadas considerando-se corpos de prova revestidos com uma camada de 5 mm de gesso em pasta. Juntos, esses três ensaios contemplaram todas as variações estudadas no presente trabalho, ou seja, blocos com largura igual a 14 cm ou 19 cm, resistência de 6,0 MPa ou 20,0 MPa e alvenaria exposta ao fogo em uma ou todas as faces (ver Figura 3.51 e Figura 3.69).

Os ensaios para a obtenção da resistência residual dos corpos de prova foram realizados com os mesmos equipamentos e sob as mesmas condições anteriormente descritas. Os resultados médios dos blocos e dos prismas estão apresentados na Tabela 3.28 e Tabela 3.29, respectivamente. No caso das pequenas paredes, os resultados foram separados de acordo com a forma de exposição ao fogo: alvenaria com todas as faces expostas na Tabela 3.30 e alvenaria com apenas uma face exposta na Tabela 3.31.

As curvas *tensão-deformação* (em relação à área bruta da seção transversal) resultantes dos ensaios das pequenas paredes estão apresentadas na Figura 3.96 e na Figura 3.97. Semelhantemente aos gráficos anteriores, as linhas tracejadas coloridas referem-se aos resultados individuais dos corpos de prova, enquanto que as linhas contínuas com marcadores na cor preta correspondem aos resultados médios.

Os resultados indicam um padrão observado em todos os blocos, prismas e pequenas paredes ensaiados: os elementos que apresentaram maior resistência residual (em termos percentuais) foram aqueles constituídos de blocos de 6,0 MPa e 19 cm de largura, enquanto que os de 20,0 MPa e 14 cm foram os que tiveram o pior desempenho. Tais resultados estão diretamente relacionados com os níveis de temperatura atingidos na seção transversal dos elementos ao longo dos ensaios no forno (conforme discutido no item 3.4.4), onde a deterioração do gesso e as diferenças nas propriedades térmicas dos blocos utilizados resultaram em variações nas temperaturas máximas atingidas nos corpos de prova.

**Tabela 3.28** – Resistência residual à compressão dos blocos – Fornadas 2 e 3.

<b>Blocos - 6,0 MPa e 14 cm</b>						
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Resistência na Área Bruta (MPa)	Resistência na Área Líquida (MPa)	$\frac{F_{Resid.}}{F_{20^{\circ}C}}$
<b>Média</b>	<b>89,63</b>	543,37	282,21	<b>1,65</b>	<b>3,18</b>	
Desvio Padrão	12,64	-	-	0,23	0,45	
CV (%)	14,10	-	-	14,11	14,26	<b>22%</b>
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>1,22</b>	<b>2,34</b>	
<b>Blocos - 6,0 MPa e 19 cm</b>						
<b>Média</b>	<b>143,24</b>	742,89	383,25	<b>1,93</b>	<b>3,73</b>	
Desvio Padrão	19,33	-	-	0,26	0,49	
CV (%)	13,49	-	-	13,33	13,01	<b>32%</b>
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>1,57</b>	<b>3,09</b>	
<b>Blocos - 20,0 MPa e 14 cm</b>						
<b>Média</b>	<b>137,10</b>	543,59	283,56	<b>2,52</b>	<b>4,83</b>	
Desvio Padrão	20,82	-	-	0,38	0,74	
CV (%)	15,19	-	-	15,14	15,21	<b>11%</b>
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>1,74</b>	<b>3,35</b>	
<b>Blocos - 20,0 MPa e 19 cm</b>						
<b>Média</b>	<b>338,50</b>	748,90	392,11	<b>4,52</b>	<b>8,64</b>	
Desvio Padrão	96,30	-	-	1,29	2,48	
CV (%)	28,45	-	-	28,48	28,68	<b>23%</b>
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>3,00</b>	<b>5,73</b>	

Área bruta e área líquida: adotou-se a média das áreas obtidas na caracterização dos blocos (conforme a Tabela 3.7) para o cálculo das tensões.  
Resistência característica ( $f_{bk}$ ) calculada de acordo com a ABNT NBR 6136:2016.

Fonte: próprio autor

Outro aspecto que chama a atenção é a proximidade dos valores percentuais da resistência residual ( $F_{Resid.} / F_{20^{\circ}C}$ ) dos **prismas e pequenas paredes** quando expostos ao incêndio em todas as faces. Isso ocorreu tanto para os elementos sem revestimento como para aqueles revestidos com gesso, o que pode ser um indício de que a utilização de modelos mais simplificados (como os prismas de dois blocos) pode conduzir a resultados satisfatórios na avaliação da resistência residual da alvenaria como um todo, considerando-se os efeitos da esbelteza separadamente. Além disso, assim como ocorrido nos ensaios com os elementos da primeira fornada, nota-se que a resistência pós-fogo dos **blocos** resultou percentualmente bem maior do que a dos prismas e pequenas paredes sob as mesmas condições (fogo em todas as faces), evidenciando a influência das juntas de argamassa na resistência residual da alvenaria em situação de incêndio.

**Tabela 3.29** – Resistência residual à compressão dos prismas – Fornadas 2 e 3.

<b>Prismas - 6,0 MPa e 14 cm</b>						
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Resistência na Área Bruta (MPa)	Resistência na Área Líquida (MPa)	$\frac{F_{Resid.}}{F_{20^{\circ}C}}$
<b>Média</b>	<b>31,63</b>	543,37	282,21	<b>0,58</b>	<b>1,12</b>	
Desvio Padrão	6,79	-	-	0,12	0,24	
CV (%)	21,46	-	-	21,46	21,46	<b>9%</b>
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,35</b>	<b>0,68</b>	
<b>Prismas - 6,0 MPa e 19 cm</b>						
<b>Média</b>	<b>86,89</b>	742,89	383,25	<b>1,17</b>	<b>2,27</b>	
Desvio Padrão	9,43	-	-	0,13	0,23	
CV (%)	10,85	-	-	10,71	10,07	<b>23%</b>
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,86</b>	<b>1,68</b>	
<b>Prismas - 20,0 MPa e 14 cm</b>						
<b>Média</b>	<b>42,41</b>	543,59	283,56	<b>0,78</b>	<b>1,49</b>	
Desvio Padrão	13,79	-	-	0,25	0,48	
CV (%)	32,52	-	-	32,57	32,32	<b>6%</b>
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,51</b>	<b>0,98</b>	
<b>Prismas - 20,0 MPa e 19 cm</b>						
<b>Média</b>	<b>106,23</b>	748,90	392,11	<b>1,42</b>	<b>2,70</b>	
Desvio Padrão	51,27	-	-	0,68	1,29	
CV (%)	48,26	-	-	48,18	47,91	<b>11%</b>
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,67</b>	<b>1,29</b>	

Área bruta e área líquida: adotou-se a média das áreas obtidas na caracterização dos blocos (conforme a Tabela 3.7) para o cálculo das tensões.  
Resistência característica ( $f_{pk}$ ) calculada de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.

Fonte: próprio autor

No caso dos trios de pequenas paredes (fogo em apenas uma face), como consequência dos menores níveis de temperatura atingidos na seção transversal, sua resistência residual resultou expressivamente maior do que nas paredes isoladas (fogo em todas as faces). Nota-se, também, que a variação no tipo de bloco utilizado não alterou significativamente os resultados percentuais médios para a alvenaria nessa condição (entre 48% e 62%), indicando um padrão de comportamento pouco dependente do tipo de bloco. Tal conclusão também poderia ser extrapolada ao caso da alvenaria com todas as suas superfícies externas expostas ao fogo, dado o baixo desempenho dos corpos de prova ensaiados nessa condição.

No entanto, além dos resultados médios, é importante avaliar também coeficiente de variação (CV), que é um parâmetro relacionado à variabilidade dos resultados dos corpos de prova ensaiados. Em geral, os elementos com blocos de 20,0 MPa apresentaram CV maior do

que os de 6,0 MPa, o que impactou diretamente nas resistências características obtidas ( $f_{bk}$ ,  $f_{pk}$  e  $f_{ppk}$ ). Essa maior variabilidade dos elementos de 20,0 MPa está relacionada à presença mais pronunciada das fissuras de origem térmica em comparação com os elementos de 6,0 MPa durante os ensaios no forno, o que conduziu a diferenças de comportamento até mesmo entre corpos de prova inicialmente idênticos.

Semelhantemente ao ocorrido na primeira fornada, a rigidez das pequenas paredes sofreu uma expressiva redução mesmo tendo a proteção do revestimento em gesso. Comparando-se com os resultados obtidos à temperatura ambiente (Tabela 3.12), o módulo de elasticidade residual das paredes com uma face exposta ao fogo resultou entre 3,4% e 6,3%, dependendo do tipo de bloco, caindo para menos de 1% no caso das paredes sem função de compartimentação.

**Tabela 3.30** – Resistência residual à compressão das pequenas paredes – Fornadas 2 e 3.

<b>Pequenas paredes - 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces</b>							
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Resistência na Área Bruta (MPa)	Resistência na Área Líquida (MPa)	$E_{pa}$ (GPa)	$\frac{F_{Resid.}}{F_{20^{\circ}C}}$
<b>Média</b>	<b>63,38</b>	1086,73	564,42	<b>0,58</b>	<b>1,12</b>	<b>0,05</b>	
Desvio Padrão	12,46	-	-	0,11	0,22	-	
CV (%)	19,65	-	-	19,65	19,65	-	<b>11%</b>
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,37</b>	<b>0,71</b>	-	
<b>Pequenas paredes - 6,0 MPa e 19 cm - Fogo em todas as faces</b>							
<b>Média</b>	<b>132,49</b>	1485,79	766,50	<b>0,89</b>	<b>1,73</b>	<b>0,08</b>	
Desvio Padrão	15,14	-	-	0,10	0,20	-	
CV (%)	11,43	-	-	11,43	11,43	-	<b>24%</b>
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,63</b>	<b>1,22</b>	-	
<b>Pequenas paredes - 20,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces</b>							
<b>Média</b>	<b>42,22</b>	1087,19	567,13	<b>0,39</b>	<b>0,74</b>	<b>0,06</b>	
Desvio Padrão	21,19	-	-	0,19	0,37	-	
CV (%)	50,20	-	-	50,20	50,20	-	<b>5%</b>
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,22</b>	<b>0,42</b>	-	
<b>Pequenas paredes - 20,0 MPa e 19 cm - Fogo em todas as faces</b>							
<b>Média</b>	<b>76,23</b>	1497,81	784,22	<b>0,51</b>	<b>0,97</b>	<b>0,06</b>	
Desvio Padrão	14,02	-	-	0,09	0,18	-	
CV (%)	18,40	-	-	18,40	18,40	-	<b>7%</b>
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,35</b>	<b>0,66</b>	-	

Área bruta e área líquida: definidas com base na média das áreas obtidas na caracterização dos blocos (conforme a Tabela 3.7).

Resistência característica ( $f_{ppk}$ ) calculada de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.

Módulo de elasticidade ( $E_{pa}$ ) calculado de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.

Fonte: próprio autor

**Tabela 3.31** – Resistência residual à compressão das pequenas paredes – Fornada 4.

<b>Pequenas paredes - 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em uma face (trio)</b>							
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Resistência na Área Bruta (MPa)	Resistência na Área Líquida (MPa)	$E_{pa}$ (GPa)	$\frac{F_{Resid.}}{F_{20^{\circ}C}}$
<b>Média</b>	<b>282,30</b>	1086,73	564,42	<b>2,60</b>	<b>5,00</b>	<b>0,42</b>	
Desvio Padrão	56,44	-	-	0,52	1,00	-	
CV (%)	19,99	-	-	19,99	19,99	-	<b>50%</b>
$f_{ppk}$ (MPa)	-	-	-	<b>1,72</b>	<b>3,31</b>	-	
<b>Pequenas paredes - 6,0 MPa e 19 cm - Fogo em uma face (trio)</b>							
<b>Média</b>	<b>339,93</b>	1485,79	766,50	<b>2,29</b>	<b>4,43</b>	<b>0,39</b>	
Desvio Padrão	39,81	-	-	0,27	0,52	-	
CV (%)	11,71	-	-	11,71	11,71	-	<b>62%</b>
$f_{ppk}$ (MPa)	-	-	-	<b>1,61</b>	<b>3,11</b>	-	
<b>Pequenas paredes - 20,0 MPa e 14 cm - Fogo em uma face (trio)</b>							
<b>Média</b>	<b>398,43</b>	1087,19	567,13	<b>3,66</b>	<b>7,03</b>	<b>0,47</b>	
Desvio Padrão	60,07	-	-	0,55	1,06	-	
CV (%)	15,08	-	-	15,08	15,08	-	<b>48%</b>
$f_{ppk}$ (MPa)	-	-	-	<b>2,47</b>	<b>4,73</b>	-	
<b>Pequenas paredes - 20,0 MPa e 19 cm - Fogo em uma face (trio)</b>							
<b>Média</b>	<b>602,62</b>	1497,81	784,22	<b>4,02</b>	<b>7,68</b>	<b>0,71</b>	
Desvio Padrão	142,15	-	-	0,85	1,81	-	
CV (%)	23,59	-	-	23,59	23,59	-	<b>54%</b>
$f_{ppk}$ (MPa)	-	-	-	<b>2,38</b>	<b>4,54</b>	-	

Área bruta e área líquida: definidas com base na média das áreas obtidas na caracterização dos blocos (conforme a Tabela 3.7).  
Resistência característica ( $f_{ppk}$ ) calculada de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.  
Módulo de elasticidade ( $E_{pa}$ ) calculado de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.

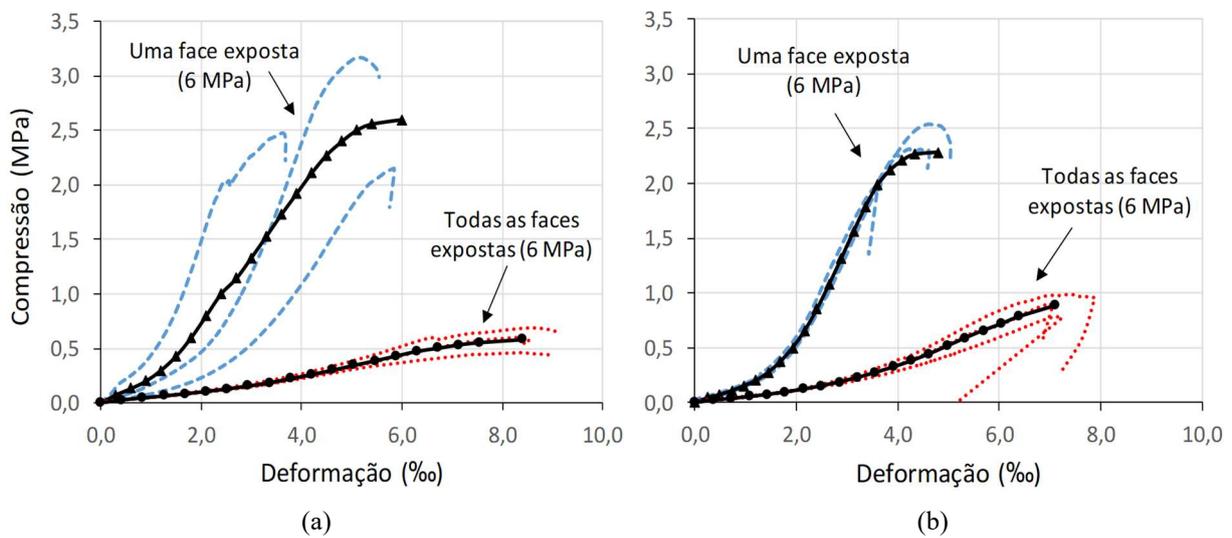
Fonte: próprio autor

A partir de uma análise comparativa dos resultados da Fornada 1 com os das Fornadas 2 a 4, percebe-se que o revestimento em gesso trouxe boa contribuição para a melhoria do desempenho da alvenaria em situação de incêndio, sobretudo se levado em consideração a grande diferença no tempo de exposição ao fogo desses ensaios (70 minutos na primeira fornada e 120 minutos nas demais). Mesmo sendo submetidos ao *Incêndio-Padrão* por 50 minutos a mais, os corpos de prova revestidos com gesso apresentaram resistência e rigidez residuais da mesma ordem de grandeza em comparação aos corpos de prova da Fornada 1. Conforme pontuado no item 3.4.4, esses resultados são consequência da redução dos níveis de temperatura atingidos na seção transversal da alvenaria, devido ao revestimento aplicado.

Portanto, considerando uma análise baseada apenas nas propriedades mecânicas residuais, os resultados dos ensaios aqui apresentados mostram que o revestimento em gesso,

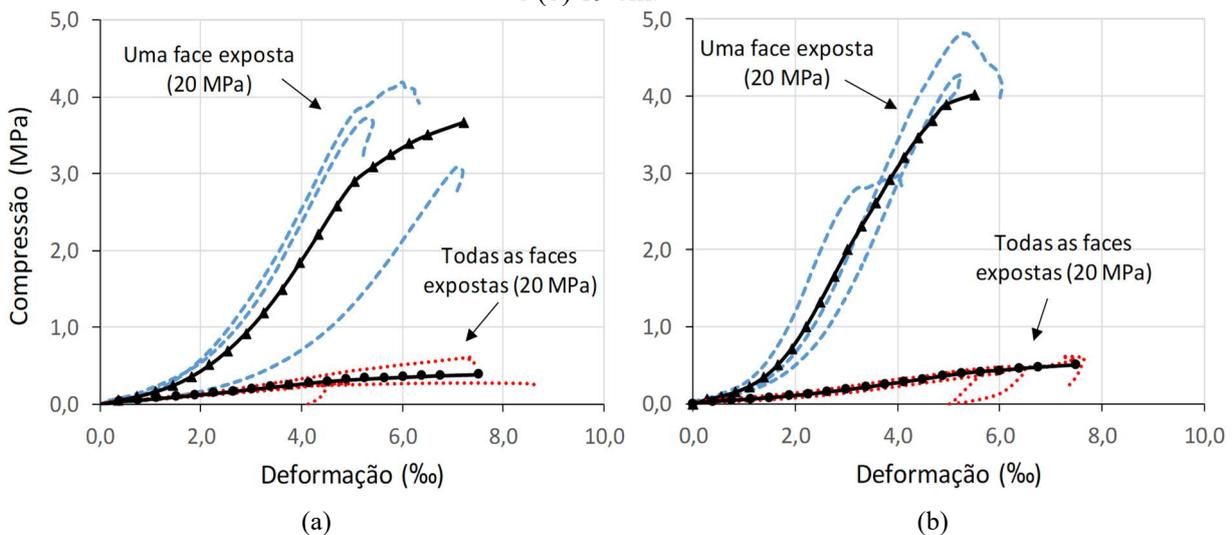
da forma como foi aplicado (gesso em pasta, espessura de 5 mm), não seria suficiente para garantir um TRRF de 120 minutos para a alvenaria estrutural com blocos vazados de concreto exposta ao *Incêndio-Padrão*, principalmente no caso de paredes sem função de compartimentação. Contudo, apesar da significativa redução das propriedades mecânicas verificada nos ensaios, os resultados indicam que a utilização de revestimentos à base de gesso pode ser um caminho para a proteção da alvenaria contra o fogo, sobretudo nas edificações em que se deve atender a TRRF menores.

**Figura 3.96** – Pequenas paredes revestidas com gesso: blocos de 6 MPa e espessura igual a (a) 14 cm e (b) 19 cm.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.97** – Pequenas paredes revestidas com gesso: blocos de 20 MPa e espessura igual a (a) 14 cm e (b) 19 cm.



Fonte: próprio autor

Nesse caso, novos estudos devem ser conduzidos visando correlacionar a resistência residual da alvenaria às características do revestimento aplicado, considerando-se diferentes espessuras, tempos de exposição ao fogo e materiais componentes. Nesse contexto, as argamassas de gesso e areia se mostram como alternativas interessantes a serem analisadas, uma vez que o agregado miúdo tende a limitar a contração resultante da perda de água do material em temperaturas elevadas, com potencial redução da fissuração e, conseqüentemente, dos problemas de deslocamento observados nos ensaios no forno.

### 3.5.3 ALVENARIA REVESTIDA COM ARGAMASSA

Na Fornada 5, foram ensaiadas pequenas paredes construídas com blocos de 6 MPa ou 20 MPa, tendo todas 14 cm de espessura e revestimento feito com argamassa de cimento, cal e areia, com espessura total (chapisco mais emboço) igual a 10 mm. Esses elementos foram avaliados sob ambas as condições de exposição, ou seja, com fogo atuando em uma ou todas as suas faces externas (paredes com ou sem função de compartimentação, respectivamente – ver Figura 3.83). O resumo dos resultados obtidos com os corpos de prova da quinta fornada estão apresentados na Tabela 3.32.

Conforme apresentado no item 3.4.6, a elevação da temperatura no interior da alvenaria revestida com argamassa resultou bem menor quando comparado ao caso sem revestimento. Com isso, a resistência à compressão residual das pequenas paredes foi proporcionalmente menos afetada, levando-se em consideração o tempo de exposição ao fogo nos dois ensaios: 70 minutos na Fornada 1 (sem revestimento) e 120 minutos na Fornada 5 (com revestimento em argamassa). No entanto, os resultados apontam para um baixo desempenho da alvenaria quando exposta ao *Incêndio-Padrão* por 120 minutos em ambos os lados, mesmo com a proteção proporcionada pelo revestimento. Nessa situação, os corpos de prova apresentaram resistência residual média de apenas 8% para as paredes com blocos de 6 MPa e de 15% para as paredes com blocos de 20 MPa.

Assim como ocorreu em todas as fornadas anteriores, as pequenas paredes apresentaram um desempenho bem melhor na situação em que apenas uma de suas faces foi exposta ao fogo, onde a resistência residual resultou até cerca de cinco vezes maior do que no caso com todas as faces expostas. Todavia, é importante ressaltar que esses resultados dizem respeito apenas a uma análise baseada na resistência residual, e sua correlação com a resistência ao fogo da alvenaria nessas duas condições de exposição deve ser feita com cuidado, considerando-se a influência de outras variáveis. Conforme será apresentado no próximo capítulo, os resultados

numéricos indicam que as demais condições de contorno têm grande influência no desempenho da alvenaria em situação de incêndio, sobretudo em relação aos níveis de carregamento mecânico atuante e à esbeltez da parede.

**Tabela 3.32** – Resistência residual à compressão das pequenas paredes – Fornada 5.

<b>Pequenas paredes - 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em uma face (trio)</b>							
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Resistência na Área Bruta (MPa)	Resistência na Área Líquida (MPa)	$E_{pa}$ (GPa)	$\frac{F_{Resid.}}{F_{20^{\circ}C}}$
<b>Média</b>	<b>259,12</b>	1086,73	564,42	<b>2,38</b>	<b>4,59</b>	<b>0,34</b>	
Desvio Padrão	66,55	-	-	0,61	1,18	-	
CV (%)	25,68	-	-	25,68	25,68	-	<b>46%</b>
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>1,45</b>	<b>2,78</b>	-	
<b>Pequenas paredes - 20,0 MPa e 14 cm - Fogo em uma face (trio)</b>							
<b>Média</b>	<b>530,82</b>	1087,19	567,13	<b>4,88</b>	<b>9,36</b>	<b>0,79</b>	
Desvio Padrão	74,24	-	-	0,68	1,31	-	
CV (%)	13,99	-	-	13,99	13,99	-	<b>64%</b>
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>3,36</b>	<b>6,43</b>	-	
<b>Pequenas paredes - 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces</b>							
<b>Média</b>	<b>46,12</b>	1086,73	564,42	<b>0,42</b>	<b>0,82</b>	<b>0,03</b>	
Desvio Padrão	3,71	-	-	0,03	0,07	-	
CV (%)	8,04	-	-	8,04	8,04	-	<b>8%</b>
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,31</b>	<b>0,60</b>	-	
<b>Pequenas paredes - 20,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces</b>							
<b>Média</b>	<b>121,33</b>	1087,19	567,13	<b>1,12</b>	<b>2,14</b>	<b>0,13</b>	
Desvio Padrão	46,96	-	-	0,43	0,83	-	
CV (%)	38,71	-	-	38,71	38,71	-	<b>15%</b>
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0,60</b>	<b>1,16</b>	-	

Área bruta e área líquida: definidas com base na média das áreas obtidas na caracterização dos blocos (conforme a Tabela 3.7).

Resistência característica ( $f_{ppk}$ ) calculada de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.

Módulo de elasticidade ( $E_{pa}$ ) calculado de acordo com a ABNT NBR 16522:2016.

Fonte: próprio autor

Outro ponto que chama a atenção nos resultados da Tabela 3.32 diz respeito à comparação com os resultados das pequenas paredes revestidas com gesso. Conforme analisado no item 3.4.6, as temperaturas máximas atingidas nos corpos de prova revestidos com argamassa foram menores do que naqueles com revestimento em gesso; nesse caso, fazendo-se a correlação direta entre temperatura e degradação dos materiais, esperava-se que a resistência residual das paredes aqui apresentadas resultasse maior do que no caso anterior. Essa expectativa se confirmou no caso da alvenaria com blocos de 20 MPa, porém o mesmo não foi

verificado nas paredes com blocos de 6 MPa (comparar Tabela 3.32 com Tabela 3.30 e Tabela 3.31).

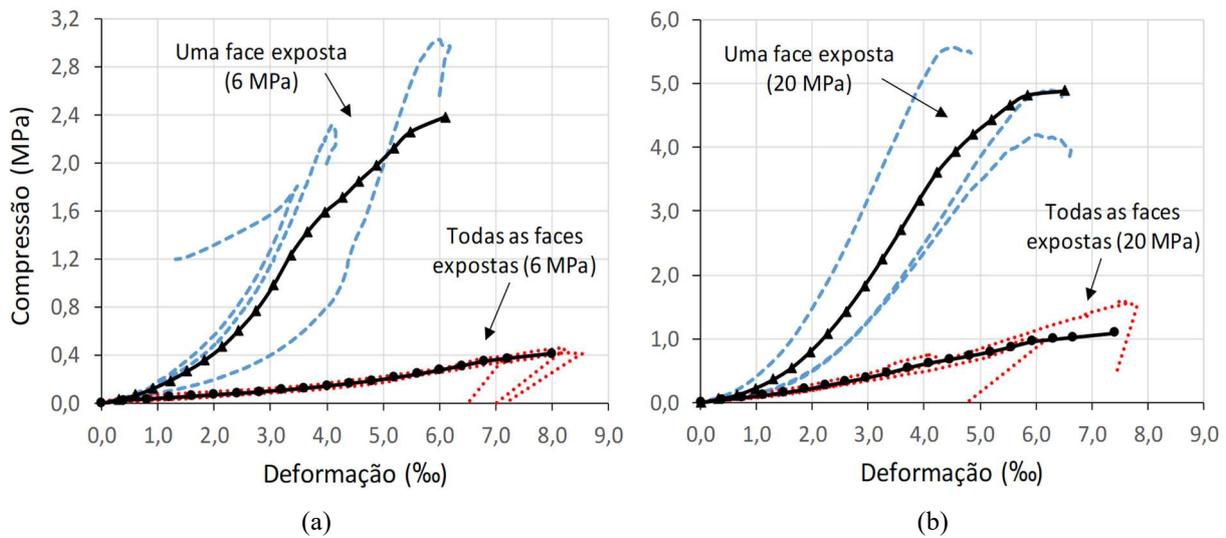
Uma possível explicação para isso está nas transformações sofridas pela argamassa utilizada no revestimento e sua aderência à superfície da alvenaria. Conforme descrito anteriormente, no período de sete dias entre o fim do ensaio no forno e a realização dos ensaios de compressão, o revestimento apresentou alterações visíveis resultantes da expansão do material (pela reação da cal com o CO<sub>2</sub> atmosférico), como aumento da fissuração e deslocamento de algumas paredes de 20 MPa. No caso das paredes com blocos de 6 MPa, apesar do aumento da fissuração superficial, verificou-se que o revestimento permaneceu bem aderido aos blocos; assim, a expansão da argamassa intensificou a fissuração nos blocos, que já se apresentavam bastante danificados pelas altas temperaturas. Portanto, entende-se que a resistência residual das pequenas paredes com blocos de 6 MPa ainda aquecidas, no instante em que o ensaio no forno foi finalizado, é provavelmente maior do que os resultados aqui apresentados.

As relações *tensão-deformação* das pequenas paredes da Fornada 5 estão apresentadas graficamente na Figura 3.98, onde se observa certa semelhança das curvas em relação aos ensaios das fornadas anteriores (Figura 3.95b, Figura 3.96 e Figura 3.97). Apesar da variabilidade nos valores de resistência residual, os resultados apresentados sinalizam um padrão de comportamento independentemente do tipo de bloco utilizado: pequenas paredes com uma face exposta ao fogo resultam com propriedades mecânicas residuais significativamente maiores e deformações de pico menores em comparação às pequenas paredes com todas as faces expostas. A identificação de padrões como esse podem ser úteis para o desenvolvimento de modelos de cálculo a serem aplicados no dimensionamento da alvenaria estrutural em situação de incêndio.

### **3.6 ENSAIOS PARA OBTENÇÃO DAS PROPRIEDADES TÉRMICAS**

Conforme comentado no item 2.3.2.2, o conhecimento das propriedades térmicas dos materiais é de suma importância para o estudo das estruturas em situação de incêndio, uma vez que determinam a velocidade com que o calor é transmitido no interior peças. Conseqüentemente, estão diretamente relacionadas à resistência ao fogo dos elementos estruturais.

**Figura 3.98** – Pequenas paredes revestidas com argamassa: blocos de 6 MPa (a) e de 20 MPa (b).



Fonte: próprio autor

Além da pouca quantidade de trabalhos relacionados a esse assunto, nota-se que os resultados experimentais presentes na literatura apresentam grande variabilidade em função das características físicas e químicas do concreto e seus materiais constituintes. Tal variabilidade se reflete nas prescrições do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 quanto às curvas de calor específico e, principalmente, de condutividade térmica do concreto, cujas faixas de valores tendem a gerar incertezas sobre qual curva deve ser considerada em análises numéricas, por exemplo. Adicionalmente, a falta de resultados experimentais com materiais brasileiros também contribui para o questionamento quanto à representatividade das referidas curvas em relação aos concretos aqui produzidos.

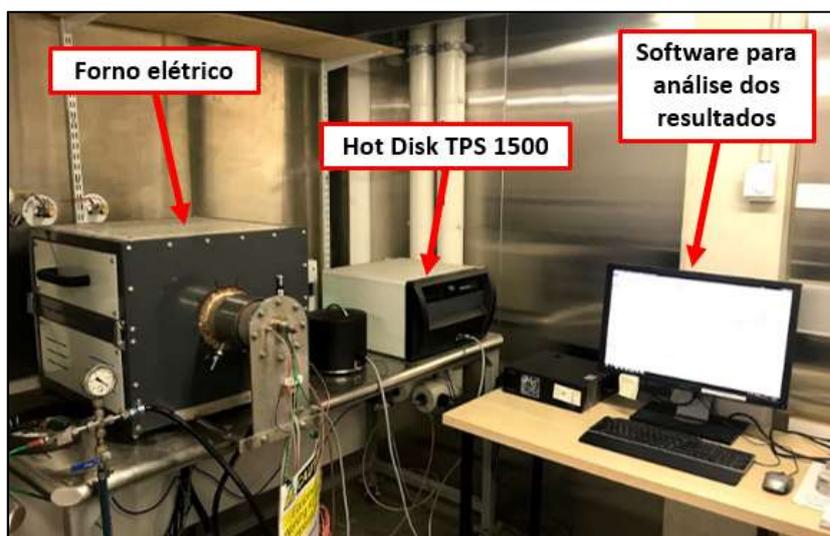
Assim, o programa experimental do presente trabalho foi complementado com ensaios destinados à obtenção das propriedades térmicas – em temperaturas elevadas – dos concretos dos blocos utilizados na pesquisa, tendo como objetivo principal determinar as curvas de variação do calor específico e da condutividade térmica dos materiais em função da temperatura. Esses ensaios foram realizados por meio de uma parceria com a *Universidade de Queensland (UQ)*, da Austrália, na qual foram disponibilizados laboratórios e equipamentos para o autor do presente trabalho durante seu período de intercâmbio na UQ. Neste contexto, destaca-se a fundamental colaboração do professor Cristian Maluk Zedán, da UQ, que atuou como supervisor e orientador durante o planejamento e execução dos ensaios. A descrição detalhada dos ensaios e os resultados obtidos está apresentada a seguir.

### 3.6.1 EQUIPAMENTOS E CORPOS DE PROVA

Os ensaios foram realizados por meio de um equipamento denominado *Hot Disk TPS 1500 Thermal Constant Analyser*, que é capaz de determinar a variação da condutividade térmica, do calor específico e da difusividade térmica do material em função da temperatura, numa faixa entre 0°C até 1000°C. O equipamento se baseia no método *Transient Plane Source* (TPS), que é uma das técnicas mais utilizadas para a caracterização térmica do concreto (KODUR, 2014). Nesse método, as propriedades térmicas do material são obtidas por meio de um sensor que conduz impulsos elétricos e age como uma fonte de calor e um termômetro simultaneamente (GUSTAFSSON, 1990), cujas medidas podem ser correlacionadas às referidas propriedades.

A Figura 3.99 mostra o *Hot Disk TPS 1500* juntamente com os demais equipamentos utilizados em conjunto para a realização dos ensaios. Além de medir as propriedades térmicas à temperatura ambiente, também é possível a realização de ensaios em temperaturas elevadas por meio do acoplamento com o forno elétrico destacado na Figura 3.99, o qual aquece os corpos de prova até níveis de temperatura previamente programados para as medições. O sensor é posicionado entre as duas metades dos corpos de prova (Figura 3.100) e, caso se pretenda obter as propriedades em temperaturas elevadas, o conjunto é posteriormente inserido no interior do forno.

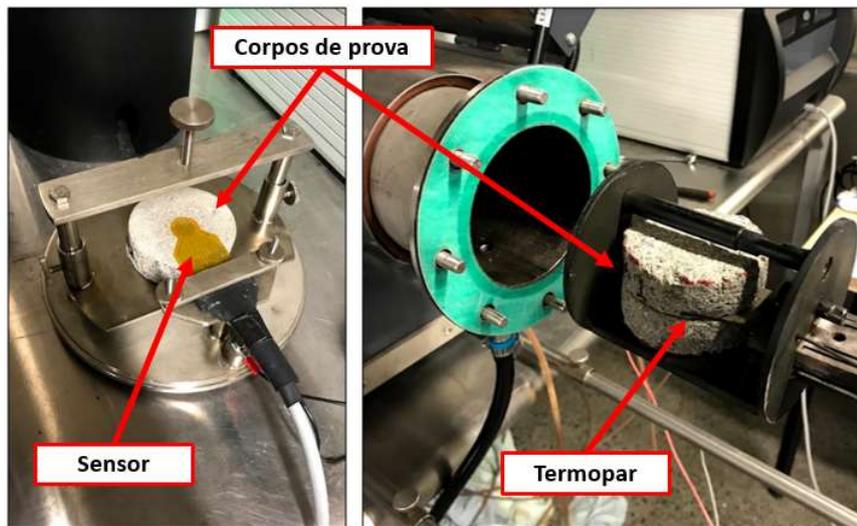
**Figura 3.99** – *Hot Disk TPS 1500*: equipamento utilizado para a obtenção das propriedades térmicas dos blocos.



Fonte: próprio autor

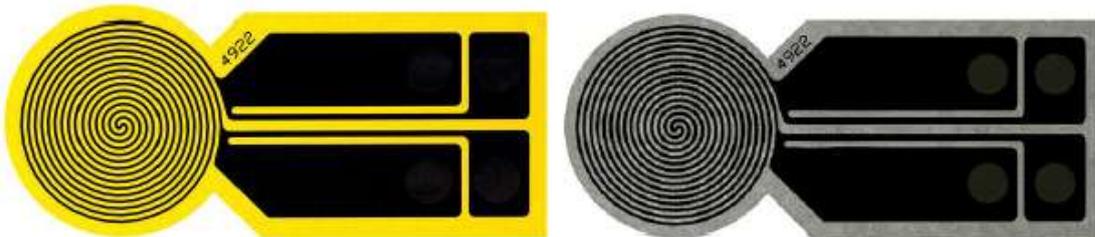
O sensor consiste em dispositivos condutores de eletricidade impressos em forma de espiral dupla a partir de uma fina folha de metal (níquel), sendo o conjunto revestido com finas camadas de material isolante, que pode ser *kapton* ou *mica* (Figura 3.101). Sensores *kapton* são utilizados para medições até 200°C, enquanto que sensores *mica* podem ser utilizados em temperaturas de até 1000°C. Para minimizar os efeitos de borda, as dimensões dos sensores a serem utilizados devem ser definidas de forma que seu raio seja inferior à metade do raio dos corpos de prova.

**Figura 3.100** – *Hot Disk TPS 1500*: ajuste dos corpos de prova e do sensor antes do ensaio.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.101** – *Hot Disk TPS 1500*: sensores com isolamento *kapton* (esq.) e *mica* (dir.).



Fonte: *Hot Disk Thermal Constants Analyser - Instruction Manual*.

Os corpos de prova foram extraídos das faces laterais dos blocos de concreto por meio de serra-copo, resultando em discos com 73 mm de diâmetro e espessura variável, conforme as paredes longitudinais dos blocos (Figura 3.102). Visando uniformizar a espessura dos corpos de prova e também adaptá-los ao espaço disponível no forno, uma das faces de disco foi desgastada com esmerilhadeira elétrica até chegar a espessura final de, aproximadamente, 22

mm (Figura 3.103). Portanto, as dimensões finais dos corpos de prova foram de 73 mm x 22 mm (diâmetro x espessura).

As amostras foram preparadas a partir dos dois tipos de blocos utilizados (resistência de 6,0 MPa e de 20,0 MPa), a fim de avaliar as diferenças nas propriedades térmicas de ambos os concretos. Além disso, em função das diferenças encontradas nos resultados dos blocos de 6,0 MPa e 19 cm de largura em comparação aos demais blocos nos ensaios realizados na EESC/USP (ver Tabela 3.17 e Tabela 3.18), foram extraídas, também, amostras desses blocos para sua avaliação no *Hot Disk TPS 1500*.

**Figura 3.102** – Corpos de prova para obtenção das propriedades térmicas.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.103** – Preparação de ensaio com o *Hot Disk TPS 1500* em temperaturas elevadas: corpos de prova sendo posicionados na câmara do forno.



Fonte: próprio autor

No total, foram preparados 10 corpos de prova: 4 dos blocos de 6,0 MPa e 14 cm de largura; 4 dos blocos de 20,0 MPa e 14 cm de largura; e 2 dos blocos de 6,0 MPa e 19 cm de largura. Como os ensaios foram realizados na Universidade de Queensland, as amostras foram embaladas com plástico bolha e inseridas em uma caixa de isopor para evitar danos no material e variações significativas do teor de umidade durante o transporte do Brasil para a Austrália.

### 3.6.2 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Os primeiros ensaios foram realizados para a obtenção das propriedades térmicas dos materiais à temperatura ambiente. Neste caso, as medições foram feitas por meio de um sensor *kapton* 5501 (raio de 6,403 mm) e com os corpos de prova ainda úmidos (teor de umidade em equilíbrio com o ambiente, após serem deixados ao ar livre, em local coberto, por sete dias). Após esses ensaios, as amostras foram secas em estufa a  $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$  por 24 horas, sendo o teor de umidade determinado, então, por meio da diferença entre as massas úmida e seca dos corpos de prova (Tabela 3.33).

**Tabela 3.33** – Teor de umidade e massa específica dos corpos de prova.

Corpos de prova		Massa úmida (g)	Massa seca (g)	Teor de umidade (%)		$\rho_{\text{úmida}}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_{\text{seca}}$ (kg/m <sup>3</sup> )
6,0MPa-14cm	#1	252,7	249,9	1,12	1,10	2262	2238
	#2	248,2	245,6	1,06			
	#3	249,1	246,3	1,14			
	#4	234,8	232,3	1,08			
20,0MPa-14cm	#1	260,0	254,6	2,12	2,05	2372	2325
	#2	253,8	248,9	1,97			
	#3	260,9	255,4	2,15			
	#4	258,0	253,0	1,98			
6,0MPa-19cm	#1	292,2	289,4	0,97	0,99	2218	2197
	#2	302,0	299,0	1,00			

Fonte: próprio autor

Os ensaios em temperaturas elevadas foram realizados com esses mesmos corpos de prova secos, para evitar problemas de leitura do sensor durante o processo de vaporização da água livre do concreto. Além disso, esse teor de umidade só interfere nas propriedades térmicas do concreto até  $100^\circ\text{C}$ , não sendo relevante em temperaturas elevadas. Os ensaios foram

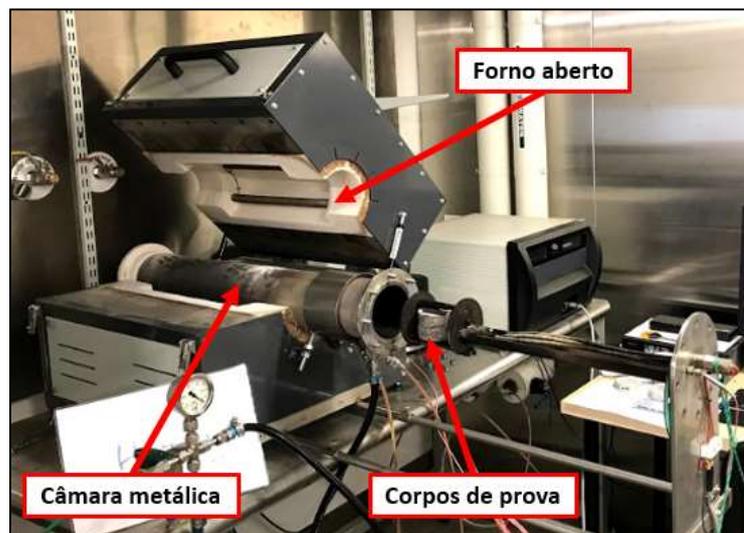
realizados com um sensor *mica* 5082 (raio de 6,631 mm) e as medidas foram feitas nos seguintes níveis de temperatura: 23, 150, 200, 250, 300 e 450°C. Em cada uma dessas temperaturas, foram programadas três medições do calor específico, da condutividade térmica e da difusividade térmica, de forma a verificar a confiabilidade dos resultados.

Não foram programadas medidas acima de 450°C devido ao risco de danos nos sensores, sendo essa uma restrição imposta pelo laboratório da UQ. A ausência de medições entre 300°C e 450°C se deve a limitações do próprio sensor, já que seu material (níquel) sofre alterações transitórias aos 358°C, não sendo recomendáveis leituras em torno dessa temperatura.

Após a preparação dos corpos de prova e o posicionamento do sensor entre os mesmos, o conjunto é inserido em uma câmara metálica cilíndrica no interior do forno (Figura 3.104), que é devidamente isolada e vedada para evitar variações significativas de temperatura e pressão durante as medições.

O ensaio se inicia com três medições das propriedades térmicas no primeiro nível de temperatura programado (no caso, 23°C). Em seguida, a temperatura do forno é automaticamente aumentada para o próximo nível de temperatura programado, sendo mantida constante até que todo o corpo de prova atinja o equilíbrio com a temperatura interna do forno; neste momento, outras três medições das propriedades térmicas são realizadas e gravadas pelo sistema de aquisição de dados. Esse processo é repetido até o último nível de temperatura estabelecido para o ensaio (450°C), quando o forno é desligado e os corpos de prova se resfriam lentamente.

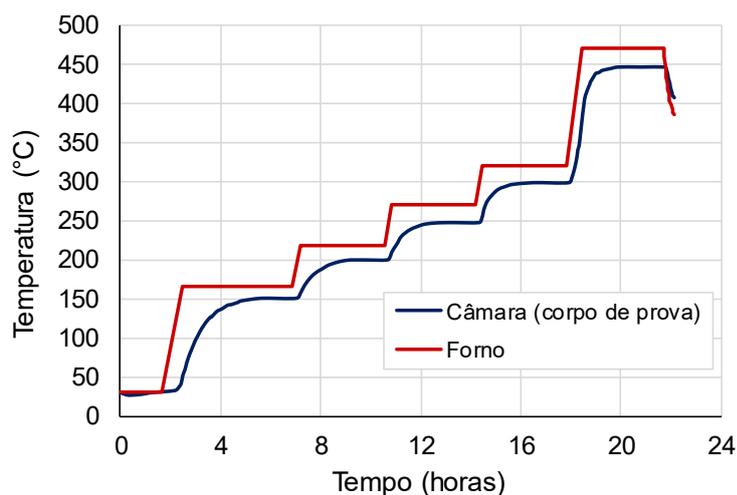
**Figura 3.104** – *Hot Disk TPS 1500*: vista interna do forno antes do ensaio.



Fonte: próprio autor

O intervalo de tempo entre as medições é definido de acordo com o tipo de sensor e do material ensaiado (conforme manual do equipamento). Assim, cada uma das etapas descritas acima (aquecimento, estabilização e medições) levou cerca de 190 minutos para ser concluída, resultando num tempo total de ensaio de 22 horas. Nesse contexto, destaca-se o importante trabalho prévio de calibração do forno, uma vez que sua temperatura está sempre acima da temperatura no interior da câmara cilíndrica onde ficam os corpos de prova; dependendo do nível de temperatura desejada, as diferenças podem ser de até 30°C. A Figura 3.105 apresenta a evolução da temperatura do forno e no interior da câmara ao longo do ensaio, onde podem ser visualizadas tais diferenças e também os períodos de aquecimento e estabilização da temperatura para as medições.

**Figura 3.105** – Evolução da temperatura no forno e na câmara (corpo de prova).



Fonte: próprio autor

### 3.6.3 RESULTADOS

Os resultados dos ensaios realizados à temperatura ambiente estão apresentados na Tabela 3.34, onde podem ser observadas as diferenças entre as amostras úmidas e após serem secas. Os primeiros corpos de prova (#1 e #2) foram ensaiados duas vezes no estado úmido (com três medições em cada ensaio), de forma a verificar possíveis dispersões exageradas nos resultados, que, como pode ser visto na tabela em questão, não ocorreram. Considerando-se o mesmo tipo de concreto e teor de umidade, os resultados encontrados apresentaram baixa variabilidade, tendo um coeficiente de variação (CV) máximo de 5,0% para a condutividade

térmica e de 6,0% para o calor específico, indicando boa confiabilidade dos valores obtidos nos ensaios. Por esse motivo, decidiu-se não repetir os ensaios com as amostras secas.

**Tabela 3.34** – Propriedades térmicas dos concretos à temperatura ambiente.

<b>Blocos de 6,0MPa e 14cm</b>						
Corpos de prova	$\lambda$ (W/m·°C)		$c_p$ (J/kg·°C)		$\alpha$ (mm <sup>2</sup> /s)	
	Úmido*	Seco	Úmido*	Seco	Úmido*	Seco
#1 e #2	1,566	1,401	759,1	740,0	0,936	0,846
	1,548	1,424	742,0	725,1	0,947	0,877
	1,550	1,443	774,0	719,5	0,910	0,896
#1 e #2	1,530	-	774,0	-	0,898	-
	1,509	-	806,2	-	0,850	-
	1,520	-	779,3	-	0,886	-
#3 e #4	1,396	-	812,9	-	0,780	-
	1,392	-	792,5	-	0,798	-
	1,389	-	786,1	-	0,802	-
<b>Média:</b>	<b>1,49</b>	<b>1,42</b>	<b>780,7</b>	<b>728,2</b>	<b>0,867</b>	<b>0,873</b>
Desvio Padrão:	0,07	0,02	22,1	10,6	0,062	0,025
CV (%):	5,0	1,4	2,8	1,5	7,2	2,9
<b>Blocos de 20,0MPa e 14cm</b>						
#1 e #2	2,282	1,988	898,5	875,5	1,095	0,977
	2,312	2,021	903,7	863,4	1,103	1,007
	2,276	2,013	891,0	847,1	1,101	1,022
#1 e #2	2,286	-	904,2	-	1,090	-
	2,276	-	928,0	-	1,057	-
	2,173	-	914,7	-	1,024	-
#3 e #4	2,242	-	796,0	-	1,215	-
	2,236	-	806,6	-	1,195	-
	2,213	-	808,7	-	1,180	-
<b>Média:</b>	<b>2,25</b>	<b>2,01</b>	<b>872,4</b>	<b>862,0</b>	<b>1,118</b>	<b>1,002</b>
Desvio Padrão:	0,04	0,02	52,5	14,3	0,065	0,023
CV (%):	1,9	0,9	6,0	1,7	5,8	2,3
<b>Blocos de 6,0MPa e 19cm</b>						
#1 e #2	1,297	1,176	758,6	733,0	0,778	0,730
	1,301	1,170	762,1	728,0	0,776	0,732
	1,285	1,180	769,0	720,7	0,760	0,745
<b>Média:</b>	<b>1,29</b>	<b>1,18</b>	<b>763,2</b>	<b>727,2</b>	<b>0,771</b>	<b>0,736</b>
Desvio Padrão:	0,01	0,00	5,3	6,2	0,010	0,008
CV (%):	0,6	0,4	0,7	0,8	1,3	1,1

$\lambda$  – condutividade térmica;  $c_p$  – calor específico;  $\alpha$  – difusividade térmica.

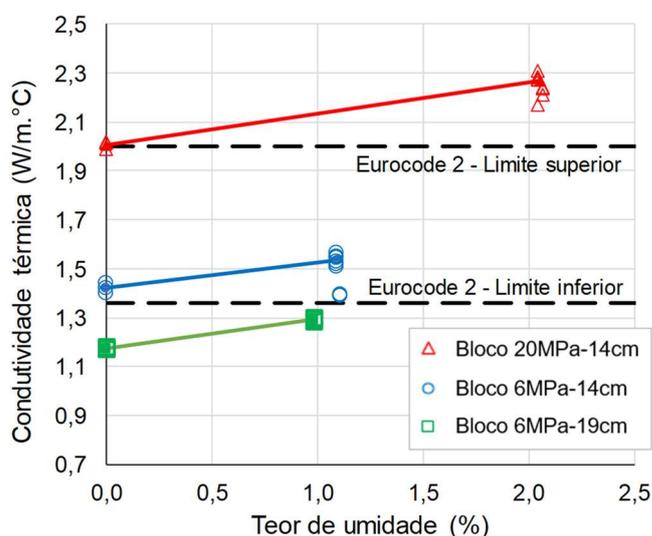
\* Teor de umidade conforme apresentado na Tabela 3.33.

Fonte: próprio autor

Conforme também relatado em Kodur (2014), os resultados mostram que concretos com maior resistência possuem condutividade térmica maior do que os menos resistentes. Em contrapartida, o calor específico tende a aumentar com a resistência do concreto, reduzindo as diferenças nos valores da difusividade térmica dos concretos (visto que a difusividade térmica é diretamente proporcional à condutividade e inversamente proporcional ao calor específico).

Além disso, percebe-se que o teor de umidade tem importante influência nas propriedades térmicas do concreto, resultando em um aumento em ambas as propriedades (condutividade térmica e calor específico) à medida em que se aumenta o teor de umidade. A Figura 3.106 e a Figura 3.107 mostram graficamente essas variações, com base nos resultados apresentados na Tabela 3.34. Nesses gráficos, as retas traçadas ligam os valores médios apenas das amostras #1 e #2 de cada concreto, as quais foram ensaiadas em ambas as condições (seca e úmida). No caso da condutividade térmica, houve um aumento médio de até 9,3 % para os concretos de 6 MPa e de 11,9 % para o concreto de 20 MPa (comparando-se os resultados das amostras secas com os das mesmas amostras com os teores de umidade apresentados na Tabela 3.33). Já o calor específico apresentou diferenças médias entre 5,0 % e 7,2 % para os concretos de 20 MPa e de 6 MPa, respectivamente.

**Figura 3.106** – Condutividade térmica dos concretos dos blocos à temperatura ambiente.

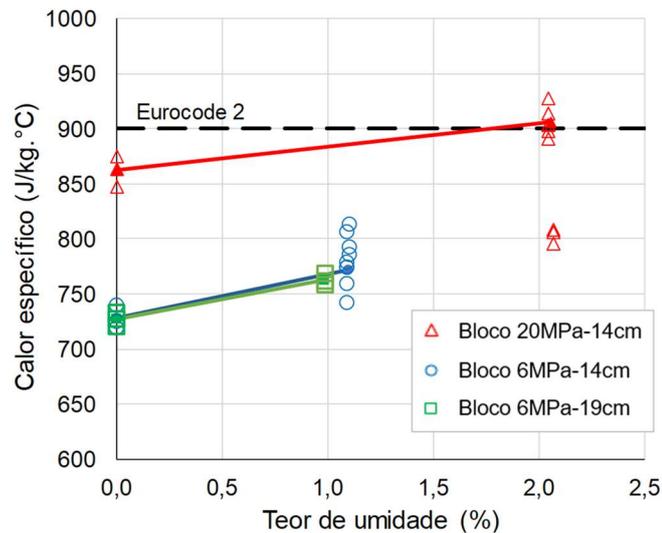


Fonte: próprio autor

Em relação aos blocos de larguras iguais a 14 cm ou 19 cm, ambos com resistência de 6,0 MPa, os resultados mostram que não há diferenças significativas entre seus valores de calor específico à temperatura ambiente, mesmo com a variação do teor de umidade, tendo apresentado variação média semelhante em ambos os casos (ver Figura 3.107). No entanto, os

valores de condutividade térmica medidos apresentam diferença média em torno de 20 % (ver Figura 3.106). Como os blocos foram produzidos com os mesmos tipos de agregados (silicosos), entende-se que os motivos para tais diferenças podem estar relacionados às características físicas dos blocos, tais como o teor de umidade e a porosidade do concreto (cujas diferenças podem ser correlacionadas aos resultados de absorção apresentados na Tabela 3.8).

**Figura 3.107** – Calor específico dos concretos dos blocos à temperatura ambiente.



Fonte: próprio autor

Esses resultados contribuem para o entendimento de alguns dos resultados dos ensaios realizados no forno da EESC/USP (Tabela 3.17 e Tabela 3.18), onde os elementos de alvenaria feitos com blocos de 6,0 MPa e 19 cm de largura apresentaram níveis de temperatura menores do que os demais ao longo dos ensaios, com diferenças de até 139°C a menos do que os elementos com blocos de 6,0 MPa e 14 cm de largura (ver Tabela 3.20).

Os resultados dos ensaios com o *Hot Disk TPS 1500* em temperaturas elevadas estão apresentados na Tabela 3.35 e na Figura 3.108 à Figura 3.110. Devido à grande demanda pela utilização do equipamento na Universidade de Queensland, o número de ensaios em temperaturas elevadas foi limitado; assim, decidiu-se pela realização desses ensaios apenas com as amostras #1 e #2 dos blocos de 6,0 MPa e 14 cm e dos blocos de 20 MPa e 14 cm.

Assim como observado em Khaliq (2012) e Kodur (2014), a condutividade térmica de ambos os concretos analisados tende a reduzir gradativamente com a elevação da temperatura, o que está diretamente relacionado com a perda da água (presente no material sob diferentes formas). Os resultados mostram, ainda, diferenças significativas na condutividade térmica dos dois concretos. No entanto, os valores tendem a se aproximar em temperaturas mais elevadas,

tal como ocorre nas curvas propostas no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004. Nesse contexto, observa-se boa correlação dos resultados experimentais com as prescrições da referida norma: os blocos de 20,0 MPa apresentam variação da condutividade térmica semelhante à curva superior, enquanto que os de 6,0 MPa apresentam valores intermediários às duas curvas (Figura 3.108).

**Tabela 3.35** – Propriedades térmicas dos concretos em temperaturas elevadas.

Temp. (°C)	Blocos de 6,0MPa e 14cm			Blocos de 20,0MPa e 14cm		
	$\lambda$ (W/m·°C)	$c_p$ (J/kg·°C)	$\alpha$ (mm <sup>2</sup> /s)	$\lambda$ (W/m·°C)	$c_p$ (J/kg·°C)	$\alpha$ (mm <sup>2</sup> /s)
23	1,271	690,5	0,822	2,075	773,5	1,154
	1,300	703,8	0,825	2,072	786,9	1,133
	1,322	714,6	0,827	2,055	791,5	1,117
150	1,315	950,6	0,618	1,807	1146,7	0,678
	1,333	927,7	0,642	1,833	1085,2	0,727
	1,332	916,8	0,649	1,844	1064,3	0,745
200	1,279	1007,6	0,567	1,687	1102,6	0,658
	1,288	977,8	0,588	1,696	1068,0	0,683
	1,291	973,3	0,593	1,722	1056,4	0,701
250	1,273	1031,4	0,552	1,614	1137,7	0,610
	1,264	1000,7	0,564	1,619	1106,6	0,629
	1,265	998,4	0,566	1,627	1094,6	0,639
300	1,203	1025,8	0,524	1,460	1116,2	0,563
	1,189	1012,9	0,524	1,463	1101,4	0,572
	1,206	1025,5	0,526	1,483	1101,3	0,579
450	1,318	1418,7	0,415	1,579	1434,6	0,474
	1,345	1432,4	0,420	1,568	1443,0	0,467
	1,346	1402,0	0,429	1,559	1424,7	0,471

$\lambda$  – condutividade térmica.

$c_p$  – calor específico.

$\alpha$  – difusividade térmica.

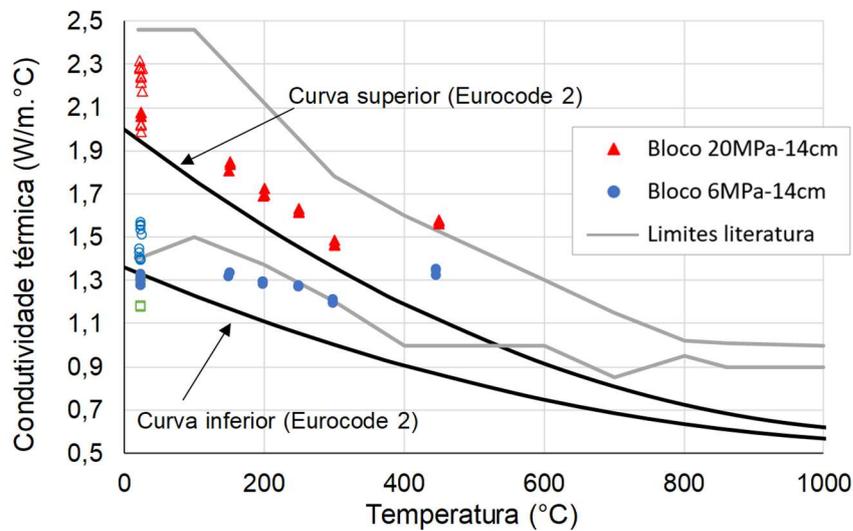
Obs.: corpos de prova secos em estufa antes da execução dos ensaios.

Fonte: próprio autor

Quanto aos resultados obtidos a 450°C, nota-se que tanto os valores de condutividade térmica quanto os de calor específico se apresentam significativamente destoantes em comparação aos demais pontos (ver Figura 3.108 e Figura 3.109), embora os resultados de difusividade térmica se mostrem coerentes com as curvas baseadas no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 (Figura 3.110). Tal variação pode ser resultado das alterações sofridas pelo material

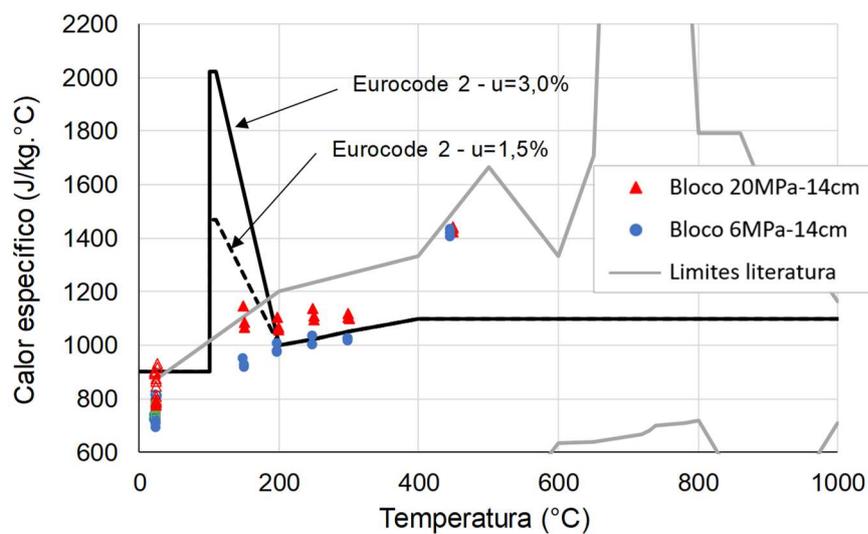
do sensor (níquel), que, conforme informado no manual do equipamento *Hot Disk TPS 1500*, sofre alterações transitórias aos 358°C. Outra possível explicação seria devido à dissociação do hidróxido de cálcio (Ca(OH)<sub>2</sub>) em óxido de cálcio (CaO) e água, que ocorre entre 400 e 500°C e tende a causar uma variação brusca nas propriedades térmicas, conforme comentado em Khaliq (2012) e Kodur (2014). Entretanto, não foi possível identificar as reais causas dessas variações nas medições durante os ensaios.

**Figura 3.108** – Condutividade térmica dos concretos dos blocos em temperaturas elevadas.



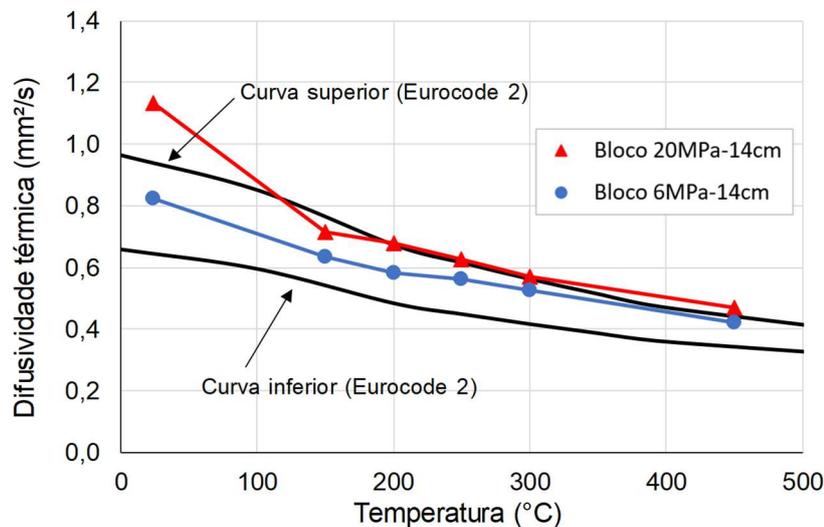
Fonte: próprio autor

**Figura 3.109** – Calor específico dos concretos dos blocos em temperaturas elevadas.



Fonte: próprio autor

**Figura 3.110** – Difusividade térmica dos concretos dos blocos em temperaturas elevadas (teor de umidade inicial igual a 0,0 %).



Fonte: próprio autor

Os valores obtidos para o calor específico também se mostraram próximos àqueles propostos no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004, partindo de valores médios entre 700 e 800 J/kg·°C à temperatura ambiente (amostras secas) e apresentando tendência de estabilização em torno de 1100 J/kg·°C a partir de 200°C (Figura 3.109). O concreto dos blocos de 20,0 MPa apresentou resultados do calor específico maiores do que o dos blocos de 6 MPa, pelo menos até 300°C. Assim, conforme comentado na apresentação dos resultados à temperatura ambiente, as diferenças na difusividade térmica dos dois concretos acabam sendo minimizadas (Figura 3.110), uma vez que essa propriedade é diretamente proporcional à condutividade térmica e inversamente proporcional ao calor específico. Isso explica, portanto, a semelhança entre as curvas de evolução da temperatura dos blocos de 6,0 MPa e de 20,0 MPa nos ensaios realizados na EESC/USP, conforme apresentado no item 3.4.3 (comparar Figura 3.37 à Figura 3.40, por exemplo).

Além da boa correlação com as prescrições do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004, destaca-se que os resultados obtidos são também coerentes com os dados experimentais reunidos por Khaliq (2012) e Kodur (2014), embora a faixa de valores seja bastante ampla (principalmente no caso do calor específico). Portanto, os resultados aqui apresentados contribuem para minimizar as incertezas quanto a possíveis diferenças nas propriedades térmicas de concretos feitos com materiais brasileiros em relação aos valores presentes na literatura, as quais foram obtidas no exterior. Dessa forma, estes ensaios com o *Hot Disk TPS 1500* tiveram grande importância na definição dos parâmetros de entrada dos modelos

numéricos do presente trabalho, conforme detalhado no Capítulo 4. Além disso, contribuíram para um melhor entendimento dos resultados obtidos nos ensaios realizados na EESC/USP, especialmente em relação às medidas de temperatura dos termopares ao longo da seção transversal da alvenaria.



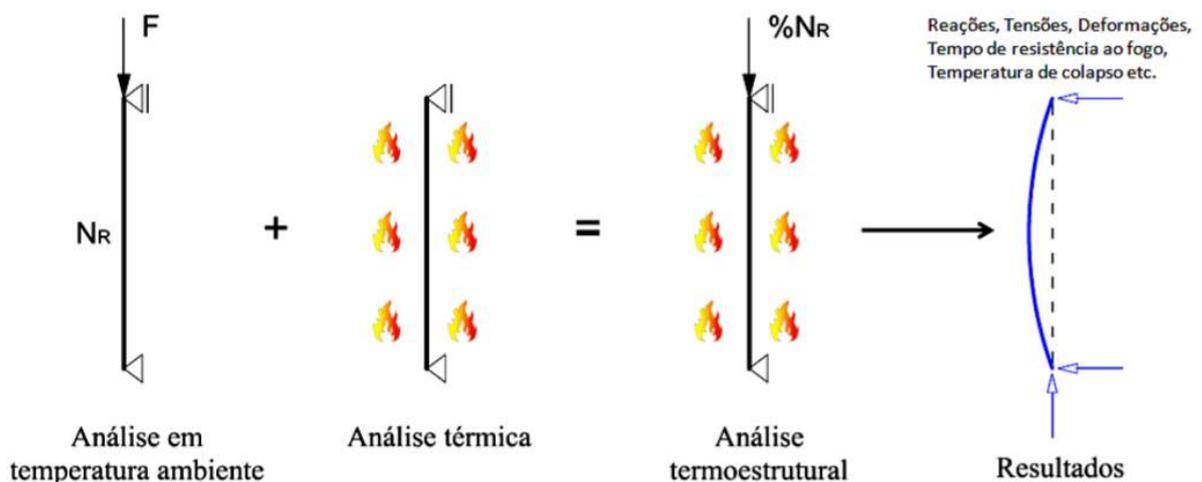
# MODELAGEM NUMÉRICA

Neste capítulo, são apresentados os modelos numéricos desenvolvidos e os resultados encontrados, considerando-se análises em temperatura ambiente e em temperaturas elevadas.

## 4.1 ESTRATÉGIA DE MODELAGEM

Os modelos numéricos utilizados no presente trabalho foram desenvolvidos por meio da utilização do código computacional ABAQUS, cujas análises são feitas com base no Método dos Elementos Finitos (MEF). A estratégia numérica adotada consiste basicamente na realização de três tipos de análise: **(i) análise estrutural à temperatura ambiente**, para a obtenção da resistência do elemento estrutural e demais informações de interesse em condições normais de temperatura; **(ii) análise térmica**, para simular uma situação de incêndio através da aplicação de um campo térmico em uma ou mais faces da alvenaria e, assim, avaliar a evolução da temperatura em seu interior; e, por fim, **(iii) análise termoestrutural**, para a avaliação do comportamento estrutural da alvenaria em temperaturas elevadas e para obtenção do tempo de resistência ao fogo, conforme ilustrado na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Ilustração das etapas envolvidas na modelagem numérica.



Basicamente, as solicitações existentes nos elementos estruturais de uma edificação em situação de incêndio são relativas à associação de ações mecânicas com uma ação térmica, ou seja, além dos esforços resultantes das ações permanentes e variáveis, num ambiente em chamas os elementos estruturais sofrem ainda os efeitos provocados pela elevação da temperatura, que geram deformações adicionais e a degradação das propriedades mecânicas dos materiais.

Em contexto de modelagem numérica, o valor da ação mecânica atuante no elemento é geralmente definido em termos percentuais de sua resistência ( $N_R$ ) à temperatura ambiente, que é obtida por meio das análises não lineares (i). Já a elevação da temperatura no interior dos blocos e juntas é determinada através da análise (ii), considerando-se as propriedades térmicas dos materiais e a geometria do elemento. Finalmente, os efeitos gerados pela ação conjunta dessas duas solicitações são investigados por meio da análise termoestrutural (iii), de onde se extraem os principais resultados de interesse.

Portanto, apesar de consideradas separadamente enquanto processamento no ABAQUS, essas análises se complementam e, juntas, permitem a avaliação dos elementos de alvenaria quanto aos critérios normativos de resistência mecânica, estanqueidade e isolamento térmico em temperaturas elevadas.

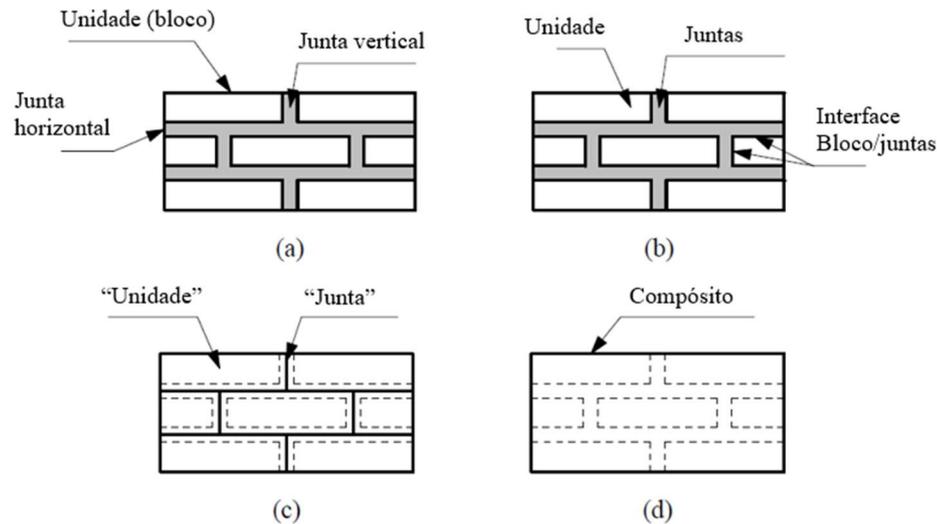
#### 4.1.1 ABORDAGENS APLICADAS À ALVENARIA

Em geral, a simulação numérica do comportamento estrutural da alvenaria é feita com base em duas abordagens: a **micromodelagem** ou a **macromodelagem**. Na **micromodelagem**, os componentes da alvenaria estrutural são modelados individualmente, enquanto que na **macromodelagem** os mesmos são considerados como um material único compósito (LOURENÇO, 1996). A escolha do tipo de abordagem depende do nível de precisão e da simplicidade que se deseja para o modelo, considerando-se as seguintes possibilidades (ver Figura 4.2):

- **Micromodelagem detalhada:** as unidades e as juntas de argamassa são representadas por elementos contínuos e as interfaces unidade-juntas são representadas por elementos descontínuos, com as respectivas propriedades mecânicas atribuídas a cada um dos componentes (blocos, juntas e interface);
- **Micromodelagem simplificada:** as unidades são representadas por elementos contínuos, sendo que as juntas de argamassa e a interface se tornam um único elemento descontínuo, de espessura nula. Nesse caso, para que se mantenha a geometria real da alvenaria, as dimensões externas das unidades são expandidas;

- *Macromodelagem*: as unidades, as juntas e as interfaces são consideradas como um único material contínuo e homogêneo, sendo representado pelas propriedades da alvenaria como um todo.

**Figura 4.2** – Estratégias de modelagem da alvenaria: (a) componentes da alvenaria; (b) micromodelagem detalhada; (c) micromodelagem simplificada; (d) macromodelagem.



Fonte: adaptado de Lourenço (1996)

Segundo Lourenço (1996), a *micromodelagem* é, provavelmente, a melhor ferramenta disponível para compreender o comportamento da alvenaria, uma vez que permite avaliar explicitamente os diferentes mecanismos de falha possíveis. No entanto, essa abordagem tende a gerar modelos numéricos mais complexos, com grande quantidade de parâmetros de entrada e análises que demandam grande esforço computacional quando comparada à *macromodelagem*.

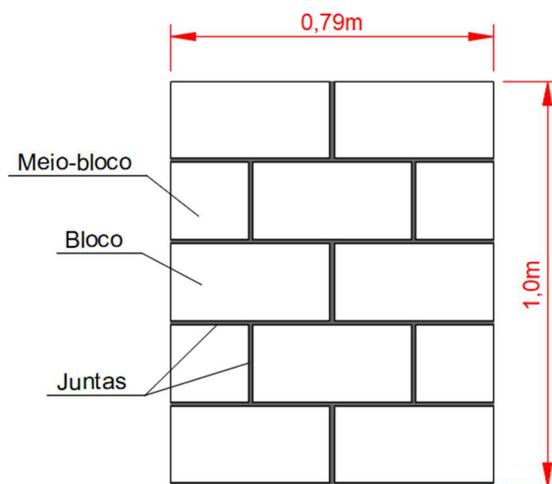
Neste trabalho, optou-se pela utilização da *micromodelagem detalhada*, tendo sido aplicadas simplificações nos modelos para reduzir o esforço computacional e facilitar a entrada de dados e a construção dos modelos, conforme detalhado nos itens à frente.

#### 4.1.2 ELEMENTOS DE ALVENARIA ANALISADOS

As análises numéricas realizadas no presente trabalho se concentraram na avaliação de pequenas paredes com cinco fiadas, semelhantes àquelas investigadas experimentalmente no Capítulo 3. A Figura 4.3 apresenta a geometria das pequenas paredes utilizadas nas análises numéricas, tendo dimensões externas de 79 x 100 cm e juntas de assentamento com 1 cm de

espessura. A espessura das paredes analisadas variou de acordo com as larguras dos blocos consideradas, a saber: 14 cm e 19 cm.

**Figura 4.3** – Pequenas paredes utilizadas nas análises numéricas.



Fonte: próprio autor

Os modelos desenvolvidos foram calibrados com base nos resultados experimentais apresentados no capítulo anterior, de forma a garantir que as análises resultassem, de fato, representativas da alvenaria estrutural em questão. Após serem validados, os modelos foram utilizados em uma análise paramétrica para a avaliação do comportamento térmico e estrutural da alvenaria sob diferentes condições de contorno. A seguir, são apresentados os detalhes dos três modelos numéricos e os recursos do programa ABAQUS empregados nas análises à temperatura ambiente e em temperaturas elevadas.

## **4.2 MODELO VOLTADO ÀS ANÁLISES À TEMPERATURA AMBIENTE**

Embora o foco principal do presente trabalho seja o estudo da alvenaria estrutural em situação de incêndio, faz-se necessária a avaliação dos elementos também à temperatura ambiente para verificar as diferenças em seu comportamento estrutural nessas duas condições e, principalmente, para obter a capacidade resistente à compressão da alvenaria com suas propriedades mecânicas ainda íntegras (sem a degradação causada pelo fogo).

A modelagem numérica aqui apresentada foi desenvolvida com base nos trabalhos apresentados em Santos (2016), em Rodovalho (2018) e em Carvalho (2019), cujos parâmetros foram ajustados de acordo com as características da alvenaria aqui estudada. Destaca-se que as duas últimas referências são trabalhos resultantes deste mesmo projeto de pesquisa financiado

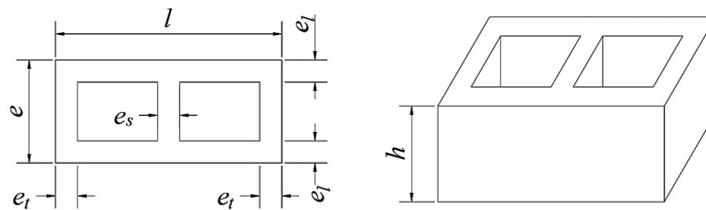
pela FAPESP (Processo 2017/20255-4), os quais objetivam o desenvolvimento de estratégias numéricas para a análise de prismas e pequenas paredes de blocos de concreto em situação de incêndio.

#### 4.2.1 GEOMETRIA DOS COMPONENTES

Os modelos foram desenvolvidos tomando-se como referência as dimensões dos blocos utilizados nos ensaios, conforme detalhado na Tabela 3.4 à Tabela 3.6, do capítulo anterior. No entanto, para facilitar a construção dos modelos e evitar problemas com a malha de elementos finitos, os furos internos dos blocos foram considerados prismáticos e com cantos retos em vez de representar o formato “tronco-cônico” resultante do processo de fabricação. Além disso, as dimensões dos blocos foram simplificadas para valores inteiros (com precisão em milímetros), tendo sido ajustadas de forma a resultarem coerentes com a área líquida medida. A Tabela 4.1 apresenta um resumo das dimensões dos blocos adotadas nos modelos.

**Tabela 4.1** – Dimensões dos blocos utilizadas nos modelos numéricos.

Bloco	Dimensões externas			Espessuras		
	$e$ (mm)	$h$ (mm)	$l$ (mm)	$e_l$ (mm)	$e_t$ (mm)	$e_s$ (mm)
6,0MPa e 14cm	140	190	390	27	27	27
6,0MPa e 19cm	190	190	390	32	27	27
20,0MPa e 14cm	140	190	390	27	27	27
20,0MPa e 19cm	190	190	390	32	27	27

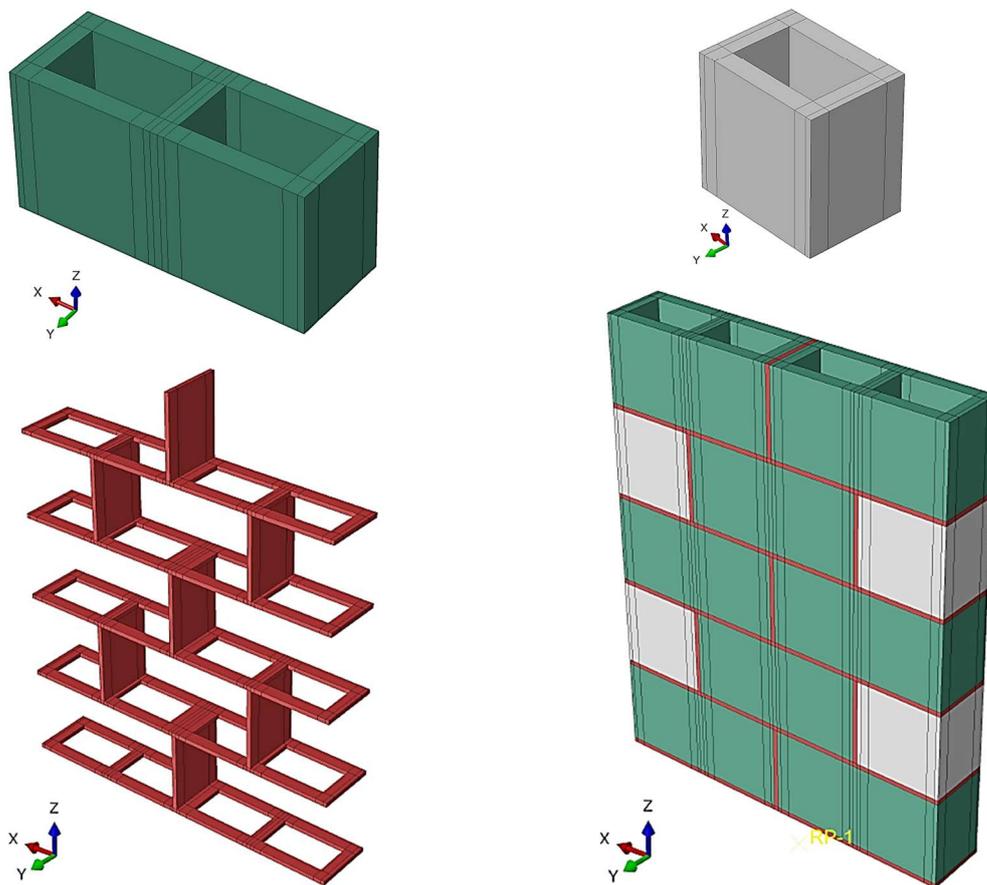


Fonte: próprio autor

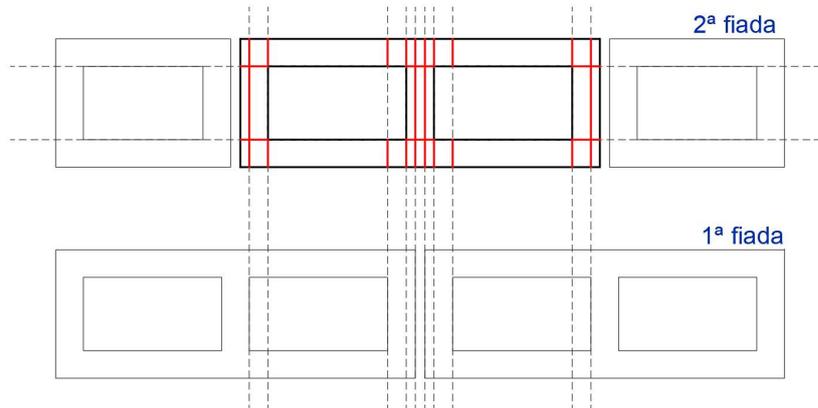
As juntas de assentamento foram modeladas com 1,0 cm de espessura, considerando-se argamassamento total na seção transversal dos blocos e preenchimento completo das juntas verticais das pequenas paredes. A Figura 4.4 mostra a geometria completa dos elementos de alvenaria modelados no ABAQUS antes de ser realizada a discretização.

Para evitar problemas de não uniformidade da malha e distorções exageradas dos elementos finitos, as geometrias dos blocos e das juntas foram divididas em diversas partes, conforme se observa na Figura 4.4. Além disso, como a discretização foi feita em cada um dos componentes de forma independente, as malhas atribuídas acabaram dando origem a nós não coincidentes na interface bloco-juntas, resultando em problemas de precisão ou de convergência das análises. Esse problema foi também resolvido com a partição da geometria, uma vez que esse procedimento condiciona a formação de nós alinhados de uma fiada em relação a outra. A Figura 4.5 mostra duas fiadas de uma pequena parede em planta, as quais foram separadas para melhor entendimento das subdivisões realizadas nos blocos e juntas.

**Figura 4.4** – Geometria dos modelos: bloco, meio-bloco, juntas e pequena parede.

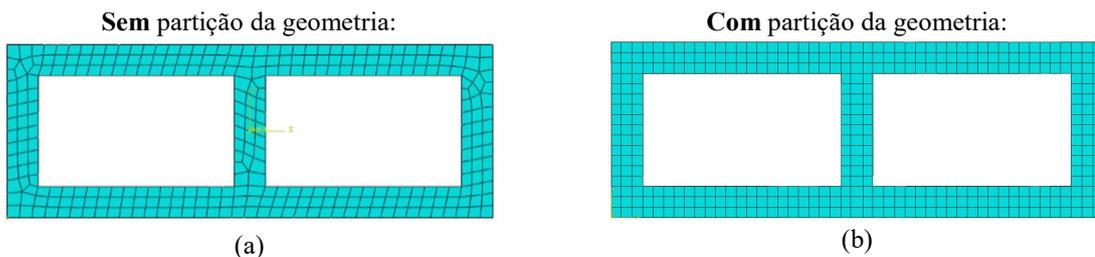


Fonte: próprio autor

**Figura 4.5** – Esquema de divisão da geometria dos modelos para a conformidade da malha.

Fonte: próprio autor

A partir da Figura 4.6, percebe-se a importância das partições de geometria. Sem essas subdivisões, a discretização feita pelo ABAQUS acaba gerando malhas irregulares e regiões com diversos elementos finitos distorcidos (Figura 4.6a), o que tende a reduzir a precisão dos resultados numéricos. Ao fazer a divisão da geometria a partir de pontos estratégicos (tais como os pontos de encontro das arestas internas dos blocos), é possível obter malhas mais uniformes e com elementos com razão de aspecto próximo de 1 (Figura 4.6b), que seria o caso de elementos com lados de mesma dimensão.

**Figura 4.6** – Uniformização da malha por meio da subdivisão da geometria.

Fonte: próprio autor

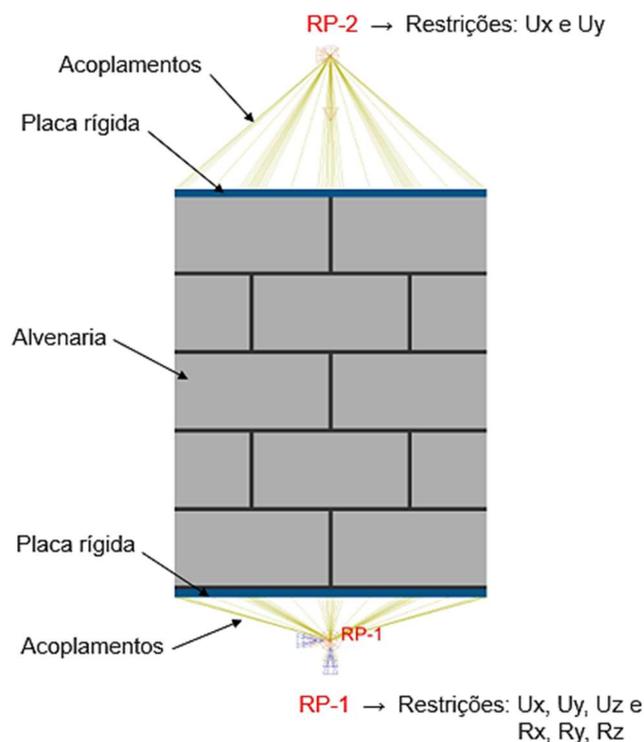
#### 4.2.2 CONDIÇÕES DE VINCULAÇÃO E DE CARREGAMENTO

Para simular as condições de apoio e o carregamento empregados nos ensaios experimentais, foi idealizada uma estratégia em que a máquina de ensaios e os elementos de uniformização das tensões na base e no topo são substituídos por alternativas numéricas mais simples, de forma a reduzir o esforço computacional nas análises.

Primeiramente, foram criados dois pontos de referência no modelo (nomeados RP-1 e RP-2), os quais foram posicionados, respectivamente, na base e no topo da pequena parede (Figura 4.7). Para representar a base de concreto utilizada nos ensaios, RP-1 foi posicionado 14 cm abaixo da face inferior da parede, enquanto que RP-2 foi inserido em posição semelhante à da rótula da máquina, ou seja, 35 cm acima do topo da pequena parede. Esses dois pontos foram então acoplados a placas com elevada rigidez, de forma a distribuir uniformemente o carregamento de compressão aplicado na face superior da alvenaria e evitar a concentração de tensões na base e no topo.

Em RP-1, foram impostas restrições a todos os seus graus de liberdade, impedindo a translação e a rotação da placa da base em relação a qualquer eixo. No RP-2, os graus de liberdade referentes ao giro foram todos liberados, de forma a simular a rótula da máquina de ensaios. Além disso, o grau de liberdade U3 (translação na direção do eixo global Z) também não foi restringido, uma vez que o carregamento de compressão é aplicado nessa mesma direção. Finalmente, o carregamento foi aplicado em RP-1 na forma de um deslocamento prescrito, ou seja, com controle de deslocamentos, semelhantemente às condições de ensaio.

**Figura 4.7** – Vínculos aplicados aos modelos numéricos para simular as condições de ensaio.



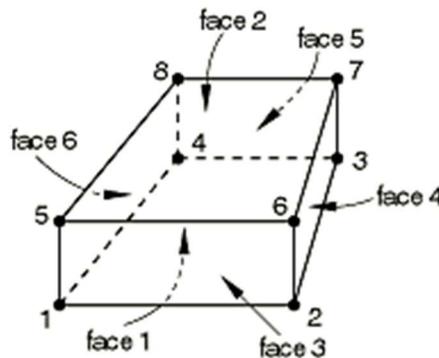
Fonte: próprio autor

### 4.2.3 MALHA E ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

Todos os componentes da alvenaria (blocos, meio-blocos e juntas) e também as placas de reação foram discretizados considerando-se a utilização do elemento finito C3D8 (Figura 4.8), que é um elemento sólido de oito nós com interpolação linear e integração completa, apresentando três graus de liberdade por nó (translação segundo as direções x, y e z). Esse elemento foi inicialmente escolhido por ser adequado à discretização de geometrias tridimensionais regulares, tais como os componentes prismáticos utilizados neste modelo, além de ter sido empregado com sucesso em Santos (2016).

Testes de sensibilidade realizados mostraram que o elemento escolhido apresentou resultados mais próximos dos ensaios experimentais e um tempo de processamento menor quando comparados ao mesmo elemento sólido com integração reduzida. Além disso, a utilização de elementos de ordem superior (com interpolação quadrática) não gerou diferenças significativas nos resultados, provavelmente devido ao nível de refinamento da malha utilizada: elementos finitos dos blocos com dimensões de, aproximadamente, 10 mm.

Figura 4.8 – Elemento finito sólido C3D8.



Fonte: ABAQUS *Analysis User's Guide*.

Com base no modelo proposto em Carvalho (2019) e na compatibilização com os modelos térmico e termomecânico (apresentados adiante), a malha foi definida considerando-se a discretização dos septos internos dos blocos com três elementos finitos ao longo de sua espessura. No caso das juntas de argamassa, testes realizados mostraram que a utilização de duas linhas de elementos finitos na sua espessura conduz a resultados mais próximos daqueles obtidos experimentalmente, sendo essa opção adotada no modelo final.

A malha foi gerada de forma automática por meio de ferramentas disponíveis no ABAQUS, tendo sido escolhida a aplicação de *malha estruturada* pelo fato de essa técnica gerar malhas bem uniformes em modelos com geometrias regulares, como é o caso aqui

estudado. A Figura 4.9 apresenta a malha utilizada, sendo destacadas regiões de encontro entre os componentes (unidades e juntas) e a discretização dos blocos.

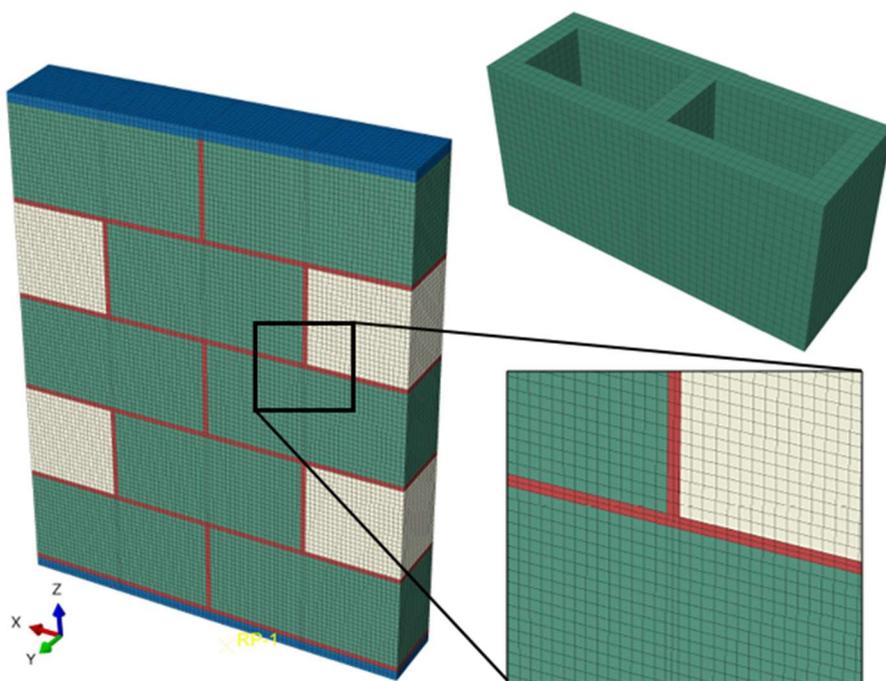
#### 4.2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS ADOTADOS

As análises numéricas foram realizadas considerando-se o comportamento não linear dos materiais componentes da alvenaria, sendo as características do modelo constitutivo adotado apresentadas nos itens que seguem.

##### 4.2.4.1 Componentes em estado multiaxial de tensões

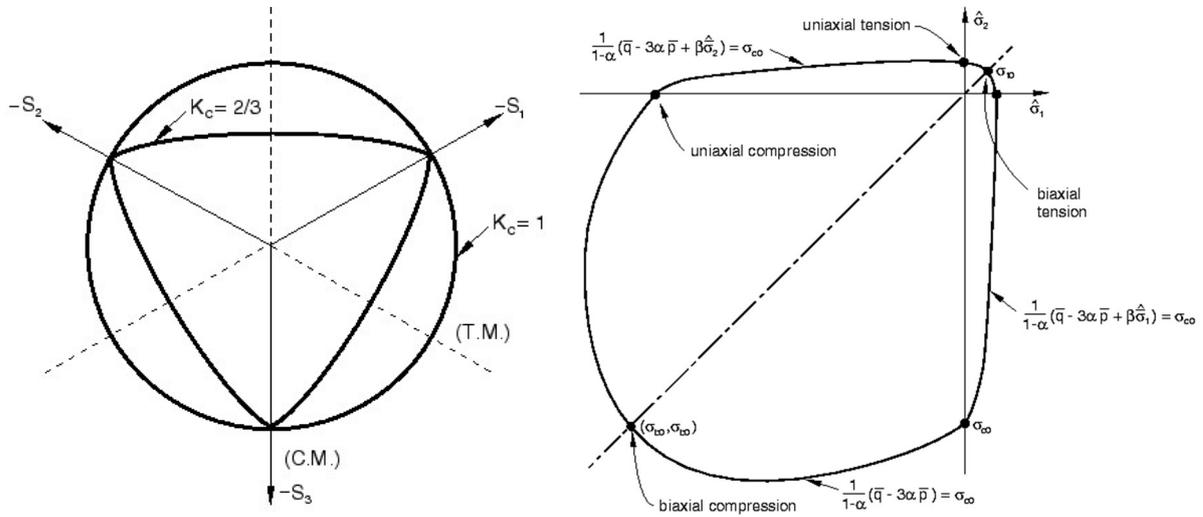
Os modelos foram construídos de forma a garantir que as análises numéricas levem em consideração a não linearidade física dos materiais componentes da alvenaria (no caso, o concreto dos blocos e a argamassa das juntas). Para o concreto enquanto material, o modelo constitutivo utilizado foi o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), que pode ser considerado uma adaptação do modelo de Druker-Prager e que tem sido bastante utilizado para representar o comportamento mecânico do concreto em pesquisas baseadas em análises numéricas feitas no ABAQUS. Os parâmetros de entrada necessários para a utilização do CDP são os seguintes (ver Figura 4.10):

Figura 4.9 – Malha utilizada nas análises numéricas.



Fonte: próprio autor

**Figura 4.10** – Superfícies de plastificação do modelo CDP.



Fonte: ABAQUS *Analysis User's Guide*

- a) **Coefficiente  $K_c$ :** parâmetro que modifica os limites do modelo de Druker-Prager e redefine as superfícies de plastificação para um formato intermediário entre a geometria cônica e a piramidal, conforme Figura 4.10. O coeficiente  $K_c$  varia entre 0,5 e 1,0, sendo adotado neste trabalho o valor de 2/3, que é o recomendado no manual do ABAQUS para materiais frágeis.
- b) **Relação  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ :** parâmetro que correlaciona as tensões de plastificação à compressão nos estados biaxial e uniaxial. Segundo Mehta e Monteiro (2008), ensaios experimentais mostram que a resistência do concreto sujeito à compressão biaxial é cerca de 16% maior do que sua resistência uniaxial. Tal constatação se mostra coerente com o valor “default” do ABAQUS ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ ), sendo adotado esse valor no presente trabalho.
- c) **Ângulo de dilatância ( $\psi$ ):** parâmetro relacionado à inclinação das superfícies de plastificação e que define o nível de fragilidade do material, isto é, quanto menor for  $\psi$ , maior será a fragilidade do material. Segundo Genikomsou e Polak (2015), o ângulo de dilatância varia entre  $31^\circ$  e  $42^\circ$ ; com base em estudos realizados com lajes de concreto armado, os mesmos autores concluíram que o valor de  $40^\circ$  gerou resultados mais próximos dos ensaios experimentais, não havendo diferença significativa nos resultados para valores de  $\psi$  entre  $38^\circ$  e  $42^\circ$ . Tais conclusões se assemelham às de Malm (2009), cujas análises numéricas com vigas de concreto geraram melhores resultados considerando  $\psi$  entre  $35^\circ$  e

40°. No presente trabalho, foi adotado  $\psi = 40^\circ$  nas análises dos quatro tipos de pequenas paredes estudados.

- d) Excentricidade ( $e$ ):** esse parâmetro permite ajustar a forma da superfície de escoamento na região próxima ao eixo hidrostático. Para valores de  $e$  próximos a zero, as arestas que definem a superfície de escoamento assumem o formato de uma reta, enquanto que valores maiores conferem um formato encurvado à extremidade da superfície, conforme normalmente se observa em ensaios experimentais. Semelhantemente às análises de Santos (2016), Carvalho (2019) e Genikomsou e Polak (2015), dentre outros trabalhos, o valor de “ $e$ ” adotado neste trabalho foi o “*default*” do ABAQUS, que é de 0,1.
- e) Parâmetro de viscosidade ( $\mu$ ):** a função principal desse parâmetro é minimizar a ocorrência de problemas de convergência das análises numéricas, muitas vezes associados ao comportamento frágil do concreto. Com o parâmetro  $\mu$  é possível atingir valores de tensões até mesmo externos à superfície de escoamento definida no CDP. No entanto, deve ser devidamente ajustado para que não altere significativamente os valores na matriz de rigidez e, com isso, conduza a resultados incoerentes. Segundo Genikomsou e Polak (2015), a viscosidade deve ser limitada a valores em torno de 15% do incremento máximo ajustado para cada passo de carregamento, a fim de se evitar interferências significativas nos resultados. Respeitando essa recomendação e tomando como base os modelos numéricos de Rodvalho (2018) e Carvalho (2019), o valor de  $\mu$  adotado neste trabalho foi de  $10^{-4}$ .

#### 4.2.4.2 Concreto e argamassa sob compressão ou tração uniaxial

Além dos parâmetros anteriormente destacados, também se faz necessário fornecer ao ABAQUS informações quanto às relações tensão-deformação ( $\sigma \times \varepsilon$ ) de cada material utilizado, tanto para a tração quanto para a compressão. Nesse caso, existem duas alternativas: realizar ensaios experimentais com corpos de prova representativos do material, devidamente instrumentados, para a obtenção das curvas ( $\sigma \times \varepsilon$ ); ou utilizar modelos teóricos que possibilitam a definição dessas curvas ( $\sigma \times \varepsilon$ ) a partir de parâmetros de fácil determinação, tais como as resistências à compressão e à tração ( $f_c$  e  $f_t$ ), o módulo de elasticidade ( $E$ ) e a deformação de pico ( $\varepsilon_p$ ) dos materiais.

Conforme exposto no capítulo anterior, em relação à argamassa de assentamento, apenas no ensaio de compressão foi feita a instrumentação dos corpos de prova, dada a dificuldade de se instrumentar no ensaio de tração por compressão diametral. Além disso, os blocos ensaiados

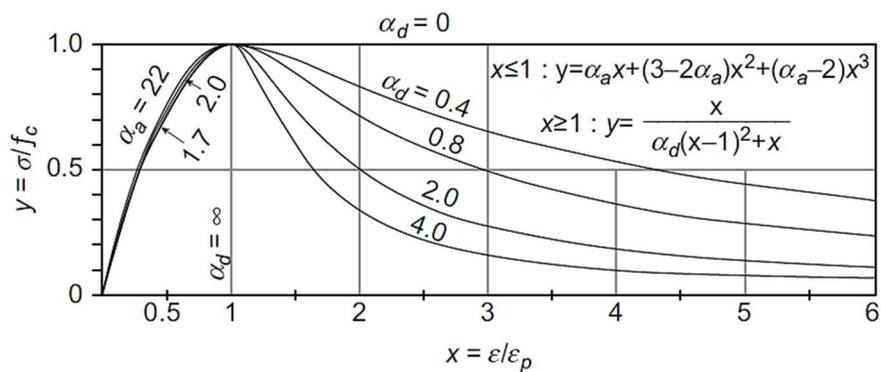
também não foram instrumentados, uma vez que os resultados nem sempre são representativos devido a efeitos secundários que ocorrem em ensaios com blocos de alvenaria. Assim, tomando como referência a estratégia apresentada em Santos (2016), optou-se por utilizar o modelo proposto em Guo (2014) para a definição das curvas ( $\sigma \times \varepsilon$ ) dos blocos, visto que não foram obtidos todos os parâmetros necessários em seus ensaios experimentais.

• **Blocos e meio-blocos – Comportamento à compressão:**

A Figura 4.11 apresenta a curva geral de compressão proposta em Guo (2014), a qual pode ser dividida em três partes: trecho inicial com comportamento elástico-linear seguido por um trecho inelástico ascendente até a tensão de pico e, por fim, um trecho descendente pós pico.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), a curva tensão-deformação do concreto apresenta comportamento elástico-linear até cerca de 30% da resistência final à compressão, sendo esse percentual adotado no presente trabalho como o limite da fase elástica dos blocos. Nessa fase, a relação entre tensão e deformação é definida pela Lei de Hooke, conforme a Equação (4.1), sendo o módulo de elasticidade dos blocos obtido de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, conforme Equação (2.6). Para a fase inelástica, os ramos ascendente e descendente da curva são dados pelas formulações propostas em Guo (2014), conforme as Equações (4.2) e (4.3), as quais permitem ajustar o formato das curvas tensão-deformação por meio dos coeficientes adimensionais  $\alpha_a$  e  $\alpha_d$ .

**Figura 4.11** – Concreto sob compressão: curva tensão-deformação proposta em Guo (2014).



Fonte: Guo (2014)

$$\sigma_c = E_{cs} \cdot \varepsilon \tag{4.1}$$

$$\sigma_c = f_b \cdot \left[ \alpha_a \cdot x + (3 - 2 \cdot \alpha_a) \cdot x^2 + (\alpha_a - 2) \cdot x^3 \right] \rightarrow x \leq 1 \tag{4.2}$$

$$\sigma_c = f_b \cdot \left( \frac{x}{\alpha_d \cdot (x-1)^2 + x} \right) \rightarrow x \geq 1 \quad (4.3)$$

Com relação às três últimas equações, valem:

$$\alpha_a = E_{cs} / E_p$$

$$1,5 \leq \alpha_d \leq 3,0$$

$E_{cs}$  - é o módulo de elasticidade secante (conforme Equação (2.6), página 15);

$E_p$  - é o módulo de elasticidade referente à tensão de pico.

Para a tensão de pico, foram utilizados os resultados experimentais médios da resistência dos blocos ( $f_b$ ) na área líquida, conforme apresentado na Tabela 3.10 (página 115). Trata-se de uma estratégia que visa facilitar a entrada de dados no modelo, visto que a resistência de blocos vazados não corresponde exatamente à resistência do concreto que os compõe (conforme explicado no item 2.1.1.1). A ideia é apresentar um modelo capaz de simular satisfatoriamente o comportamento estrutural da alvenaria a partir de dados de entrada mais simples de serem obtidos na prática, uma vez que resistência dos blocos é um parâmetro sempre investigado experimentalmente.

A deformação de pico ( $\varepsilon_p$ ) foi definida de acordo com o Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 e com a ABNT NBR 15200:2012 para que o modelo seja coerente com as posteriores análises termoestruturais. Nesse caso, as referidas normas fixam o valor de  $\varepsilon_p$  igual a  $2,5 \cdot 10^{-3}$  para o concreto à temperatura ambiente. Para o coeficiente de Poisson, foi adotado o valor recomendado pela ABNT NBR 6118:2014, nesse caso, igual a 0,2.

A Tabela 4.2 resume os parâmetros referentes aos quatro tipos de blocos e meio-blocos (MBL) analisados. Com base nesses valores e nas Equações (4.1) a (4.3), foram definidas as curvas tensão-deformação à compressão dos blocos, conforme apresentado na Figura 4.12 e na Figura 4.13.

- **Blocos e meio-blocos – Comportamento à tração:**

A Figura 4.14 apresenta a curva geral do concreto à tração proposta em Guo (2014). No modelo numérico, o trecho ascendente foi considerado linear até a tensão máxima (resistência à tração do bloco,  $f_{tb}$ ), sendo adotado o mesmo módulo de elasticidade secante à compressão, conforme recomenda a ABNT NBR 6118:2014. Assim, a deformação de pico ( $\varepsilon_{t,p}$ ) foi definida com base na Lei de Hooke, dividindo-se a resistência  $f_{tb}$  pelo módulo de elasticidade.

**Tabela 4.2** – Propriedades dos blocos à compressão para as análises à temperatura ambiente.

Bloco	$f_b$ (MPa)	$E_b$ (MPa)	$\varepsilon_p$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha_a$	$\alpha_d$
6,0MPa e 14cm	14,32	17.698	2,50	3,00	2,00
6,0MPa e 19cm	11,56	15.782	2,50	3,00	2,00
20,0MPa e 14cm	42,24	32.941	2,50	1,95	2,00
20,0MPa e 19cm	38,12	30.955	2,50	2,03	2,00
6,0MPa e 14cm – MBL	19,21	20.808	2,50	2,71	2,00
6,0MPa e 19cm – MBL	16,59*	19.193*	2,50	2,89*	2,00
20,0MPa e 14cm – MBL	32,55	28.159	2,50	2,16	2,00
20,0MPa e 19cm – MBL	53,96*	38.458*	2,50	1,78*	2,00

$f_b$  – resistência à compressão do bloco na área líquida;

$E_b$  – módulo de elasticidade do bloco;

$\varepsilon_p$  – deformação referente à máxima tensão de compressão (deformação de pico);

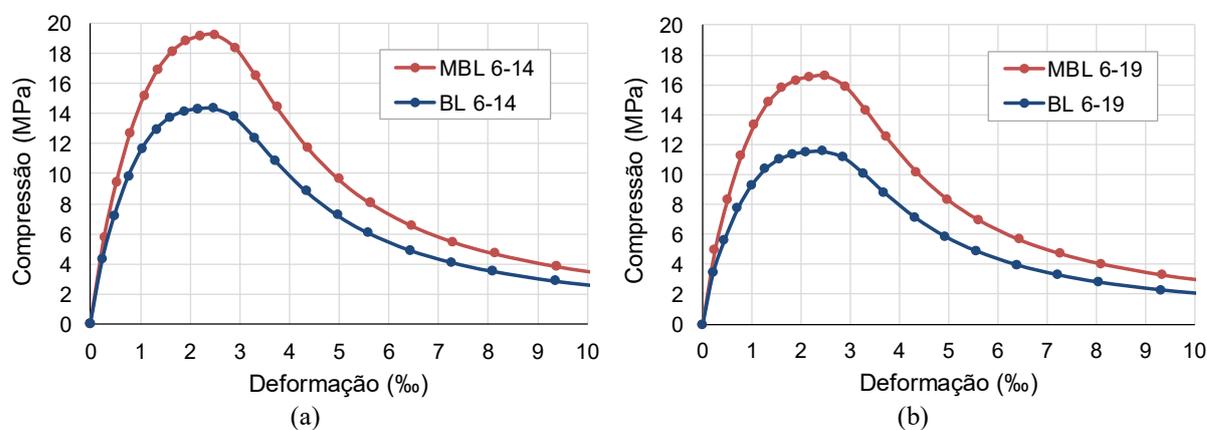
$\alpha_a$  e  $\alpha_d$  – coeficientes adimensionais das formulações de Guo (2014);

MBL – “meio-bloco”;

\* valores ajustados de acordo com as diferenças entre a área líquida real e a adotada no modelo numérico.

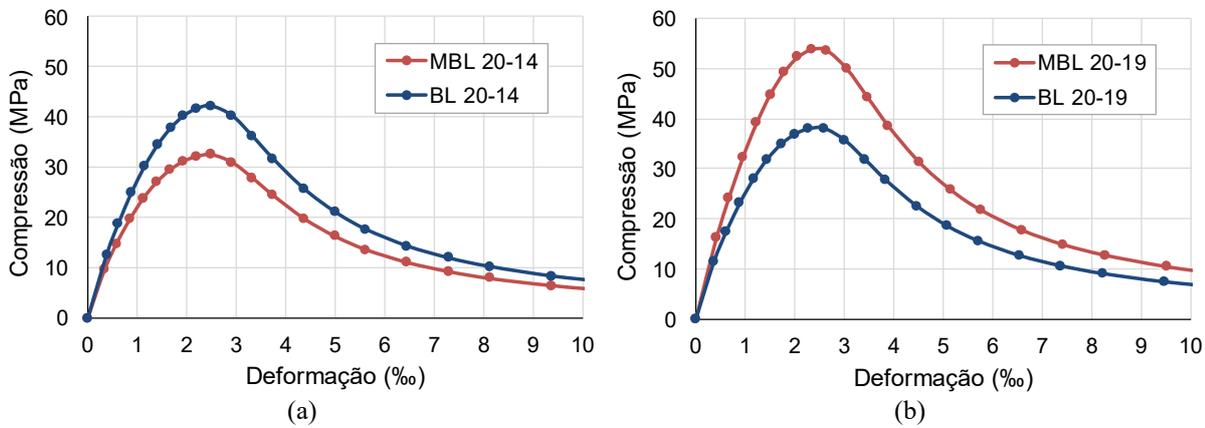
Fonte: próprio autor

Para o ramo descendente da curva (trecho pós pico), foi utilizada a formulação proposta em Guo (2014), conforme a Equação (4.4), onde o fator adimensional  $\alpha$  tem como finalidade ajustar a curva de acordo com o nível de fragilidade do concreto. A resistência à tração foi obtida conforme a Equação (2.3) (do item 2.1.1.1) proposta em Cheema e Klingner (1986), sendo calculada com base na resistência à compressão do bloco.

**Figura 4.12** – Compressão: (a) blocos 6 MPa e 14 cm e (b) blocos de 6 MPa e 19 cm.

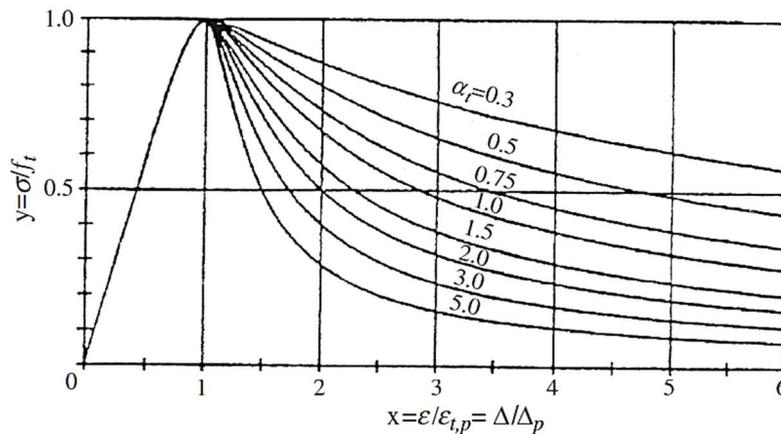
Fonte: próprio autor

**Figura 4.13** – Compressão: (a) blocos 20 MPa e 14 cm e (b) blocos de 20 MPa e 19 cm.



Fonte: próprio autor

**Figura 4.14** – Concreto sob tração: curva tensão-deformação proposta em Guo (2014).



Fonte: Guo (2014)

$$\sigma_t = f_{tb} \cdot \left( \frac{x}{\alpha_t \cdot (x-1)^{1,7} + x} \right) \rightarrow x \geq 1 \quad (4.4)$$

Onde:  $\alpha_t = 0,312 \cdot f_{tb}$

A Tabela 4.3 apresenta valores utilizados para a definição das curvas tensão-deformação à tração para os blocos e para os meio-blocos (MBL), as quais são apresentadas na Figura 4.15 e na Figura 4.16.

- **Argamassa – Comportamento à compressão e à tração:**

No caso da argamassa de assentamento, foram utilizados os resultados experimentais médios apresentados na Tabela 3.13 para a definição das curvas tensão-deformação inseridas

no modelo numérico. Assim, foram consideradas as resistências à compressão e à tração iguais a 4,90 MPa e 0,57 MPa, respectivamente, além do módulo de elasticidade igual 10,99 GPa.

**Tabela 4.3** – Propriedades dos blocos à tração para as análises à temperatura ambiente.

Bloco	$f_{tb}$ (MPa)	$E_b$ (MPa)	$\varepsilon_{t,p}$ ( $10^{-5}$ )	$\alpha$
6,0MPa e 14cm	1,55	17.698	8,76	0,75
6,0MPa e 19cm	1,39	15.782	8,83	0,61
20,0MPa e 14cm	2,66	32.941	8,09	2,21
20,0MPa e 19cm	2,53	30.955	8,18	2,00
6,0MPa e 14cm – MBL	1,80	20.808	8,63	1,01
6,0MPa e 19cm – MBL	1,67*	19.193*	8,70	0,87
20,0MPa e 14cm – MBL	2,34	28.159	8,31	1,71
20,0MPa e 19cm – MBL	3,01*	38.458*	7,83	2,83

$f_{tb}$  – resistência à tração do bloco na área líquida;

$E_b$  – módulo de elasticidade do bloco (igual à compressão);

$\varepsilon_{t,p}$  – deformação referente à máxima tensão de tração (deformação de pico);

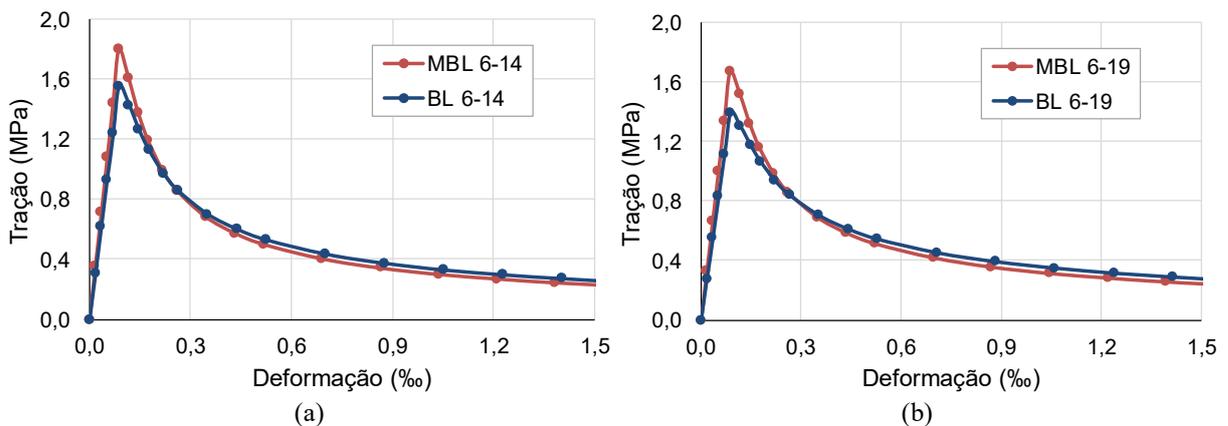
$\alpha$  – coeficiente adimensional da formulação proposta em Guo (2014);

MBL – “meio-bloco”;

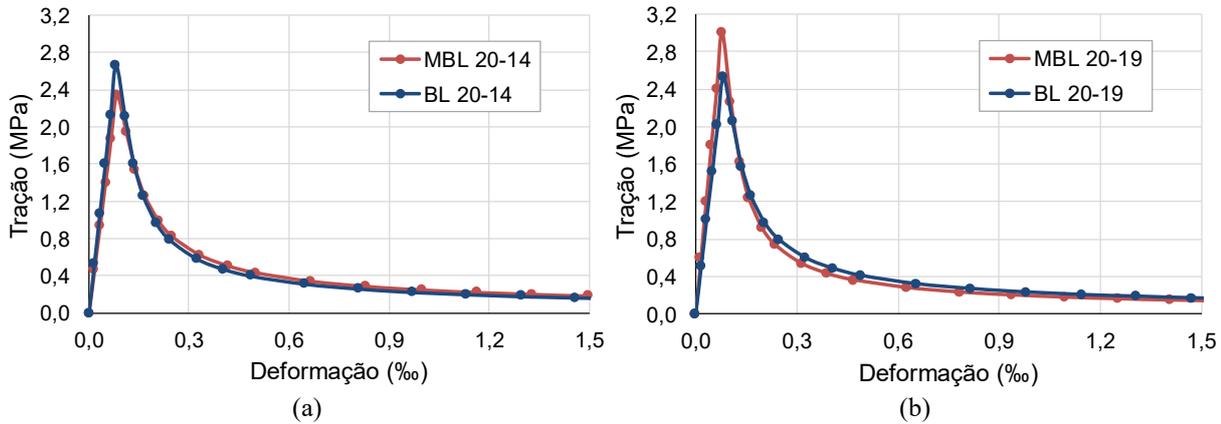
\* valores ajustas de acordo com as diferenças entre a área líquida real e a adotada no modelo numérico.

Fonte: próprio autor

**Figura 4.15** – Tração: (a) blocos 6 MPa e 14 cm e (b) blocos de 6 MPa e 19 cm.

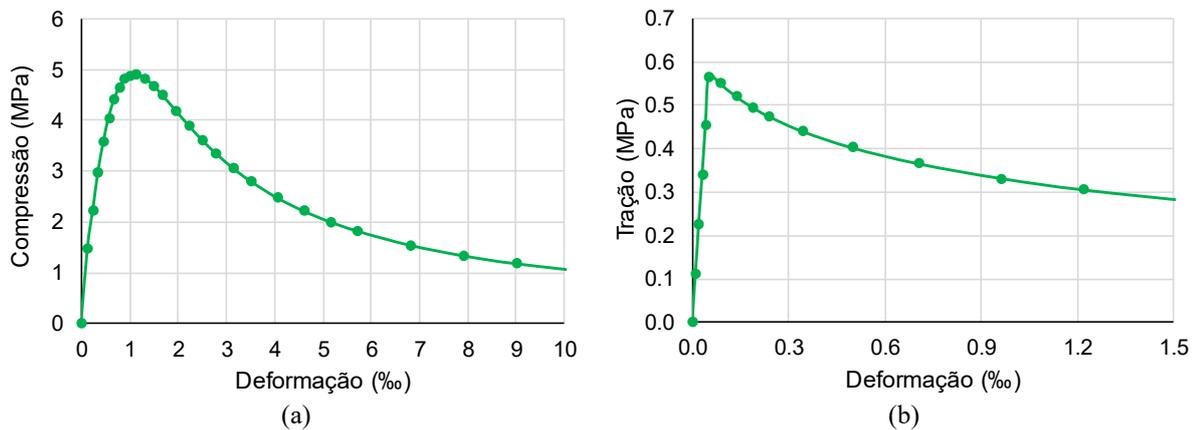


Fonte: próprio autor

**Figura 4.16** – Tração: (a) blocos 20 MPa e 14 cm e (b) blocos de 20 MPa e 19 cm.

Fonte: próprio autor

Para deformação de pico à compressão, foi utilizado o valor médio obtido experimentalmente ( $\varepsilon_p = 1,10 \cdot 10^{-3}$ ). Devido à ausência de resultados experimentais, a deformação de pico à tração foi definida da mesma forma feita para os blocos, resultando em  $\varepsilon_{t,p} = 5,16 \cdot 10^{-5}$ . Para a definição da forma das curvas, foram utilizados os seguintes valores resultantes das formulações de Guo (2014):  $\alpha_a = 2,47$ ,  $\alpha_d = 0,50$  e  $\alpha_t = 0,10$ . A Figura 4.17 apresenta as curvas utilizadas nas análises numéricas.

**Figura 4.17** – Curvas da argamassa de assentamento: (a) à compressão e (b) à tração.

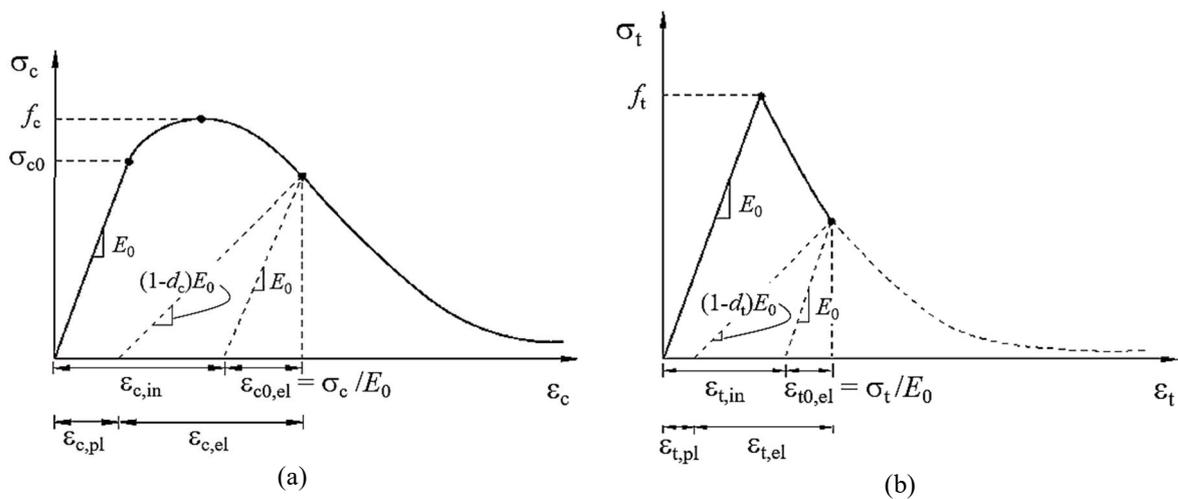
Fonte: próprio autor

#### 4.2.4.3 Modelo de dano

No modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), é possível considerar também o dano irreversível causado pelas microfissuras que surgem em materiais frágeis (tais como o concreto e a argamassa) com a evolução do carregamento.

Quando as tensões atuantes ultrapassam o limite elástico do material, ocorre degradação da rigidez em função das deformações plásticas que surgem. Essa degradação pode ser determinada experimentalmente mediante ciclos de carregamento e descarregamento, sendo definida a partir da diferença entre o módulo de elasticidade inicial e o módulo de deformação obtido com base na curva de descarregamento. A Figura 4.18 ilustra, a partir de diagramas tensão-deformação genéricos, os efeitos do dano na rigidez e na relação entre as parcelas das deformações elásticas ( $\epsilon_{c,el}$  e  $\epsilon_{t,el}$ ) e plásticas ( $\epsilon_{c,pl}$  e  $\epsilon_{t,pl}$ ) do concreto.

**Figura 4.18** – Dano: degradação da rigidez do concreto sob (a) compressão e (b) tração.



Fonte: ABAQUS *Analysis User's Guide*

Conforme se observa nesses gráficos, a redução da rigidez é governada por dois parâmetros referentes ao dano à compressão e à tração uniaxial ( $d_c$  e  $d_t$ ), os quais são independentes e podem assumir valores entre zero ( $d_c, d_t = 0$ , para material que ainda não sofreu qualquer dano) e um ( $d_c, d_t = 1$ , situação em que o material está 100% danificado). Por meio desses parâmetros, o ABAQUS faz a conversão da parcela das deformações inelásticas ( $\epsilon_{c,in}$  e  $\epsilon_{t,in}$ ) correspondente às deformações plásticas ( $\epsilon_{c,pl}$  e  $\epsilon_{t,pl}$ ), de acordo com o estado de tensões e deformações atuantes.

Neste trabalho, as análises numéricas foram realizadas com base no modelo de dano proposto em Birtel e Mark (2006). Nesse modelo, a componente do dano à compressão ( $d_c$ ) é correlacionada às deformações plásticas ( $\epsilon_{c,pl}$ ) por meio da Equação (4.5), sendo inversamente proporcional a um fator constante e adimensional  $b_c$ .

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c \cdot E_c^{-1}}{\epsilon_c^{pl} \cdot (1/b_c - 1) + \sigma_c \cdot E_c^{-1}} \quad (4.5)$$

Com relação à equação (4.5), valem:

$$\begin{aligned}\varepsilon_c^{pl} &= b_c \cdot \varepsilon_c^{in} \\ 0 < b_c &\leq 1\end{aligned}$$

De forma semelhante, a componente do dano à tração é obtida por meio da Equação (4.6), a qual também depende de um fator constante adimensional, neste caso, denominado  $b_t$ . Ambos os coeficientes ( $b_c$  e  $b_t$ ) dependem das características do concreto e podem ser determinados a partir de ensaios experimentais. Porém, devem ser utilizados com cuidado em contexto de modelagem numérica, uma vez que valores muito baixos tendem a gerar problemas de convergência nas análises.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t \cdot E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} \cdot (1/b_t - 1) + \sigma_t \cdot E_c^{-1}} \quad (4.6)$$

Com relação à equação (4.6), valem:

$$\begin{aligned}\varepsilon_t^{pl} &= b_t \cdot \varepsilon_t^{in} \\ 0 < b_t &\leq 1\end{aligned}$$

Na ausência de resultados experimentais, os valores de  $b_c$  e  $b_t$  foram definidos por meio de análises de sensibilidade feitas no ABAQUS, tendo como referência os resultados obtidos nos ensaios realizados com as pequenas paredes. Assim, os valores que geraram melhores resultados numéricos foram os seguintes:  $b_c = 0,85$  e  $b_t = 0,70$  para os blocos com resistência de 6 MPa;  $b_c = 0,70$  e  $b_t = 0,70$  para os blocos com resistência de 20 MPa; e  $b_c = 0,70$  e  $b_t = 0,96$  para a argamassa de assentamento.

#### 4.2.5 INTERFACES BLOCOS-JUNTAS

Definidas as características geométricas e mecânicas dos componentes da alvenaria e as condições de contorno, torna-se necessário atribuir as propriedades da interface entre os mesmos no modelo numérico. No presente trabalho, utilizou-se a estratégia adotada em Santos (2016) e Carvalho (2019), sendo empregada a ferramenta do ABAQUS “*surface-to-surface contact*” para a caracterização das interfaces entre os blocos e as juntas.

Por meio dessa ferramenta, é possível simular o comportamento estrutural da alvenaria levando-se em consideração a possibilidade de deslizamento na interface unidade-junta durante

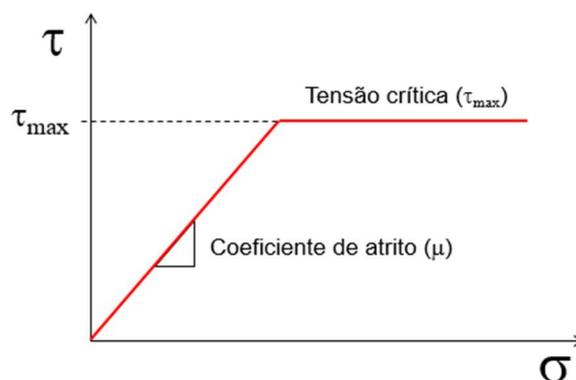
a análise numérica, o que tende a ser mais representativo da realidade do que a estratégia de se unir os nós dos blocos e das juntas na interface, tornando-a contínua.

As propriedades de contato foram definidas por meio das opções “*Normal Behavior*” e “*Tangencial Behavior*”, onde as características quanto à pressão de contato e às tensões cisalhantes na interface são ajustadas. Para o “*Normal Behavior*”, optou-se pelo contato do tipo “*Hard*”, que se caracteriza pelo impedimento da penetração de uma superfície em relação à outra, além de permitir a separação entre as mesmas após entrarem em contato.

Já o “*Tangencial Behavior*” foi utilizado para caracterizar o atrito que surge na ligação entre os componentes da alvenaria, sendo definido de forma semelhante à lei de atrito de Coulomb, conforme apresentado no item 2.1.2. Assim, as tensões de cisalhamento na interface ( $\tau$ ) são calculadas em função do coeficiente de atrito ( $\mu$ ) e da pressão de contato ( $\sigma$ ) entre os dois materiais, aumentando proporcionalmente ao carregamento de compressão durante a análise numérica. Para o coeficiente de atrito das interfaces blocos-juntas, foi utilizado o valor recomendado na ABNT NBR 16868-1:2020, ou seja,  $\mu = 0,5$ .

Conforme destacado em Santos (2016), duas características da opção “*Tangencial Behavior*” devem ser levadas em consideração: a primeira é que a parcela relativa à coesão (resistência ao cisalhamento por aderência inicial) é desprezada e, a segunda, é a possibilidade de se estabelecer uma tensão cisalhante crítica ( $\tau_{\text{máx}}$ ) a partir da qual, independentemente da magnitude da tensão normal, ocorre deslizamento entre as superfícies sem aumento da resistência ao cisalhamento, conforme ilustrado na Figura 4.19.

**Figura 4.19** – Cisalhamento na interface: ferramenta “*Tangencial behavior*” (ABAQUS).



Fonte: próprio autor

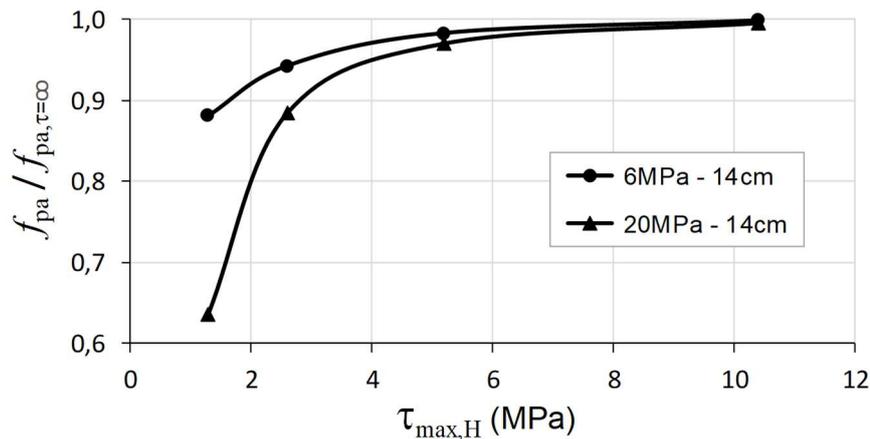
Para as **juntas horizontais**, o valor da tensão cisalhante crítica foi definido conforme as prescrições da ABNT NBR 16868-1:2020, sendo utilizada a Equação (4.7) devido às características da argamassa de assentamento utilizada (ver Tabela 2.5). Nesse caso,

considerando que a tensão normal máxima possível é limitada pelas resistências dos blocos e da argamassa de assentamento, conclui-se que, para a alvenaria aqui estudada, a tensão crítica de cisalhamento é dada pelo limite estabelecido na Equação (4.7), ou seja,  $\tau_{\text{máx,H}} = 1,4 \text{ MPa}$  (na área bruta). Assim, levando-se em consideração a relação entre as áreas bruta e líquida dos blocos utilizados, definiu-se a resistência máxima ao cisalhamento da interface bloco-juntas horizontais como sendo  $\tau_{\text{máx,H}} = 2,6 \text{ MPa}$  (na área líquida).

$$\tau = 0,15 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,4 \text{ MPa} \quad (4.7)$$

Para as interfaces dos blocos com as **juntas verticais**, foi utilizado o valor também estabelecido na ABNT NBR 16868-1:2020, a saber:  $\tau_{\text{máx,V}} = 0,60 \text{ MPa}$ . Nesse contexto, análises de sensibilidade realizadas no ABAQUS apontaram pouca influência desse limite de resistência ao cisalhamento das juntas verticais ( $\tau_{\text{máx,V}}$ ) na resistência à compressão da alvenaria; em contrapartida, a tensão limite das juntas horizontais ( $\tau_{\text{máx,H}}$ ) pode influenciar significativamente a capacidade resistente à compressão das pequenas paredes, conforme mostrado na Figura 4.20.

**Figura 4.20** – Influência da resistência ao cisalhamento na interface horizontal ( $\tau_{\text{máx,H}}$ ) na resistência à compressão das pequenas paredes ( $f_{\text{pa}}$ ).



Fonte: próprio autor

Tomando-se como referência a situação em que não há um limite para a resistência ao cisalhamento da interface (opção “*No limit*”  $\rightarrow f_{\text{pa}, \tau=\infty}$ ), observa-se uma importante variação na resistência à compressão das paredes ( $f_{\text{pa}}$ ) em função da resistência ao cisalhamento na interface horizontal, resultando em diferenças de até 43% em relação ao caso hipotético em que se considera  $\tau_{\text{máx,H}} = 1,3 \text{ MPa}$ . As diferenças diminuem significativamente para valores de  $\tau_{\text{máx,H}}$

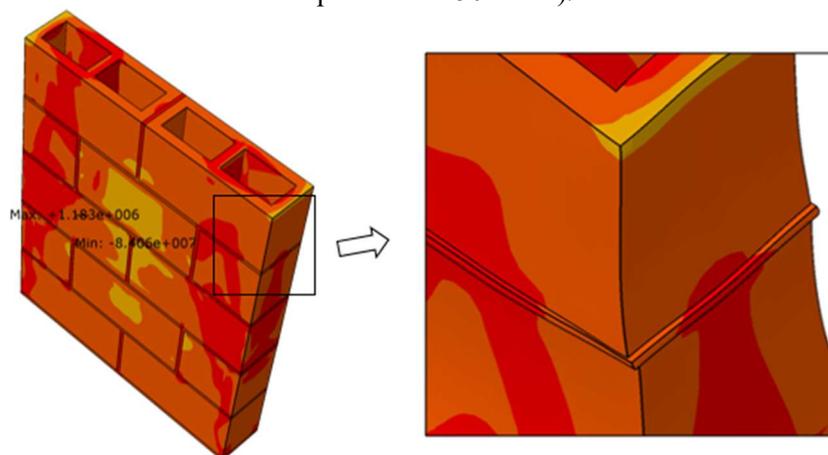
superiores a 2 MPa, gerando curvas com tendência assintótica. Os resultados indicam, ainda, que a influência da resistência ao cisalhamento na interface horizontal cresce quando se considera paredes com blocos de maior resistência.

Conforme pontuado no item 2.1.3, essas variações resultam das diferenças entre as propriedades mecânicas da argamassa de assentamento e dos blocos, as quais são potencializadas mediante a redução do nível de interação entre esses materiais nas interfaces. Por outro lado, o aumento da resistência ao cisalhamento nas interfaces gera maior confinamento das juntas de argamassa por parte dos blocos, o que contribui para o aumento da capacidade resistente da alvenaria como um todo.

Para as interfaces entre as **placas rígidas** e a alvenaria no topo e na base, foram utilizadas as mesmas ferramentas descritas para as interfaces unidades-juntas, sendo utilizado “*Hard contact*” para as tensões normais, coeficiente de atrito  $\mu = 0,4$  e sem valor limite para a resistência ao cisalhamento.

A Figura 4.21 apresenta um detalhe das deformações resultantes de uma das análises numéricas realizadas, destacando-se a região de encontro dos blocos com uma das juntas horizontais (em escala ampliada). Apesar da resistência ao cisalhamento na interface, nota-se a ocorrência de um deslocamento relativo da junta de argamassa em relação aos blocos, sendo este comportamento resultado da diferença de rigidez entre os dois materiais, como anteriormente mencionado. Portanto, os resultados indicam que o modelo numérico desenvolvido representa, de forma coerente com a literatura, o comportamento da alvenaria em relação às suas interfaces.

**Figura 4.21** – Detalhe mostrando o deslizamento na interface bloco-junta (deformações em escala ampliada em 150 vezes).



Fonte: próprio autor

#### 4.2.6 RESULTADOS E VALIDAÇÃO DO MODELO

O modelo foi validado com base em análises numéricas considerando os quatro tipos de blocos utilizados no presente trabalho: blocos com resistência à compressão de 6 MPa ou 20 MPa e larguras de 14 cm ou 19 cm, conforme apresentado no Capítulo 2. A calibração dos parâmetros de entrada foi feita por meio de uma ampla análise de sensibilidade, sendo ajustados conforme descrito nos itens anteriores para as análises numéricas finais.

Na Tabela 4.4, são apresentados os resultados numéricos de resistência à compressão das pequenas paredes analisadas, tomando-se os resultados experimentais médios como referência para a validação do modelo. Além disso, a Figura 4.22 à Figura 4.25 mostram as curvas tensão-deformação (na área bruta) resultantes das análises numéricas em comparação com os resultados individuais de cada pequena parede ensaiada. Ressalta-se que as deformações indicadas nesses gráficos foram obtidas com base no deslocamento vertical relativo entre as fiadas intermediárias da pequena parede (em vez do deslocamento do pistão ou da placa superior), estando coerente com a instrumentação utilizada nos ensaios (ver Figura 3.16a).

**Tabela 4.4** – Análises à temperatura ambiente: resistência à compressão - pequenas paredes.

Bloco	$f_{pa,FEM}$ (MPa)	$f_{pa,Exp}$ (MPa)	$\frac{f_{pa,FEM}}{f_{pa,Exp}}$
6,0MPa e 14cm	5,09	5,20	0,98
6,0MPa e 19cm	4,01	3,72	1,08
20,0MPa e 14cm	8,02	7,61	1,05
20,0MPa e 19cm	7,47	7,48	1,00

$f_{pa,FEM}$  – Resultado numérico: resistência à compressão da pequena parede (na área bruta);  
 $f_{pa,Exp}$  – Resultado experimental médio: resistência à compressão da pequena parede (na área bruta).

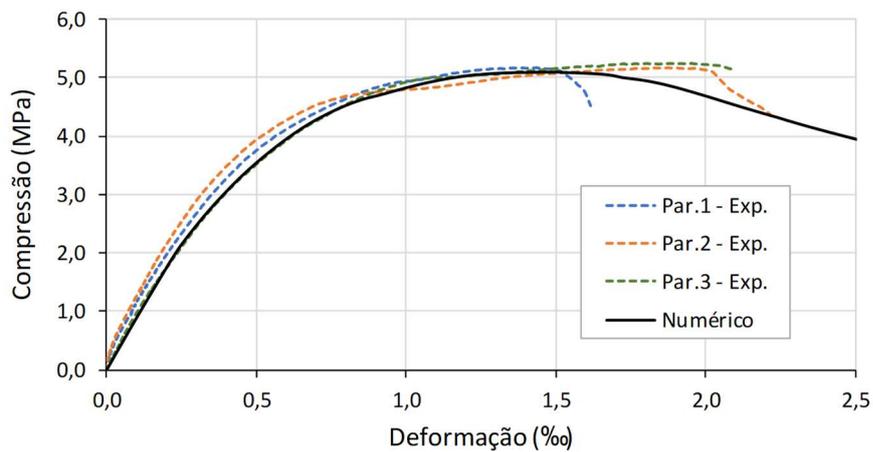
Fonte: próprio autor

Por meio de análise com relação às figuras em destaque, é possível observar que o modelo numérico é capaz de prever relativamente bem a capacidade resistente da alvenaria em questão, tendo apresentado diferença máxima de 8% em comparação com os resultados experimentais médios (o que pode ser considerado aceitável, levando-se em consideração o comportamento frágil da alvenaria e a própria variabilidade dos resultados experimentais). Além disso, nota-se boa proximidade das curvas tensão-deformação resultantes das análises numéricas em relação às curvas experimentais, tanto nas fases iniciais de carregamento quanto nos trechos que envolvem deformações elastoplásticas. Portanto, o modelo também se mostra

útil para a avaliação dos parâmetros referentes à rigidez da alvenaria à compressão, tais como o módulo de elasticidade e a deformação de pico.

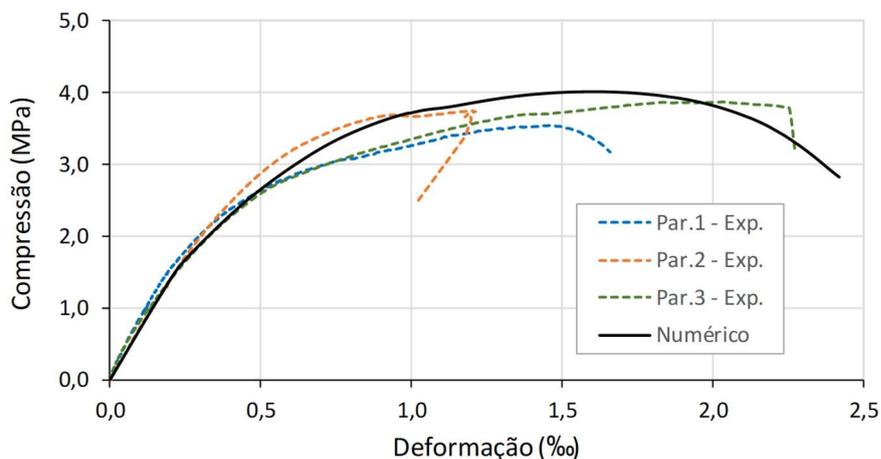
Em relação às paredes com blocos de 20 MPa e 19 cm de largura, ressalta-se que sua elevada rigidez tende a gerar rupturas mais bruscas (como de fato identificado nos ensaios), o que pode levar a perturbações nas leituras dos transdutores durante os ensaios, conforme se observa nas curvas experimentais da Figura 4.25. Apesar disso, além da semelhança quanto aos valores de resistência à compressão, observa-se boa concordância dos resultados numéricos com duas das paredes ensaiadas até níveis de carregamento acima da metade da tensão de pico, sugerindo boa representação do modelo numérico em relação à rigidez inicial também para esse caso.

**Figura 4.22** – Análises à temperatura ambiente: curvas *Tensão x Deformação* das pequenas paredes com blocos de 6 MPa e 14 cm.



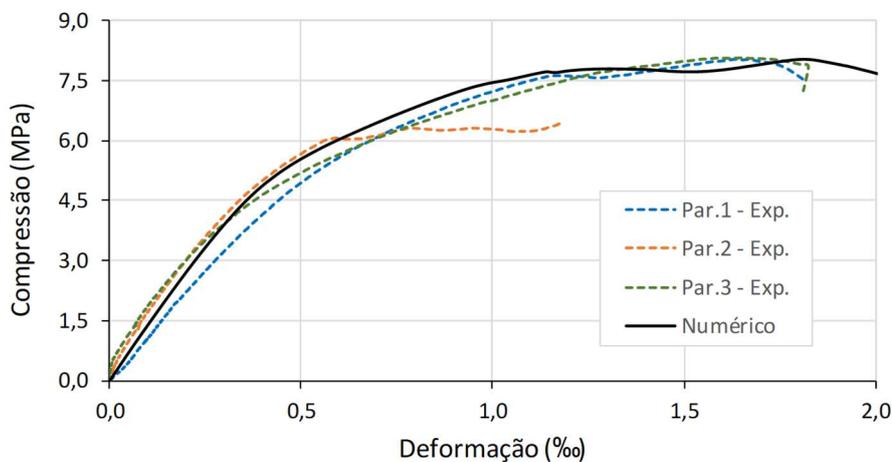
Fonte: próprio autor

**Figura 4.23** – Análises à temperatura ambiente: curvas *Tensão x Deformação* das pequenas paredes com blocos de 6 MPa e 19 cm.



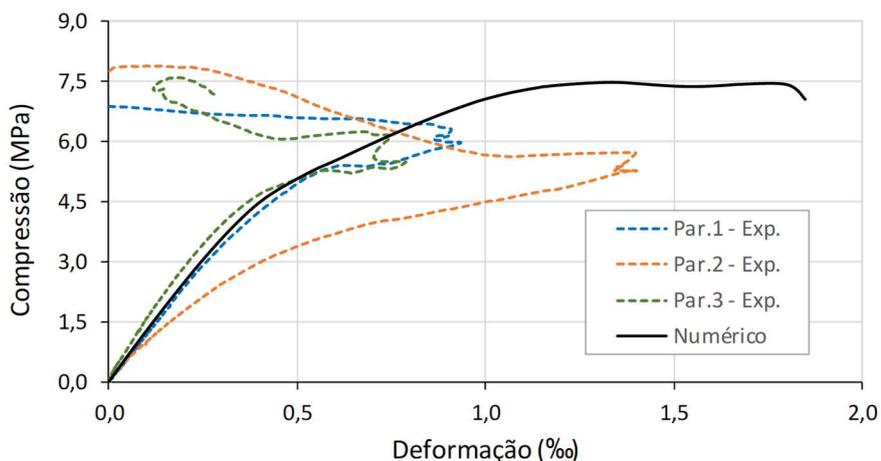
Fonte: próprio autor

**Figura 4.24** – Análises à temperatura ambiente: curvas *Tensão x Deformação* das pequenas paredes com blocos de 20 MPa e 14 cm.



Fonte: próprio autor

**Figura 4.25** – Análises à temperatura ambiente: curvas *Tensão x Deformação* das pequenas paredes com blocos de 20 MPa e 19 cm.



Fonte: próprio autor

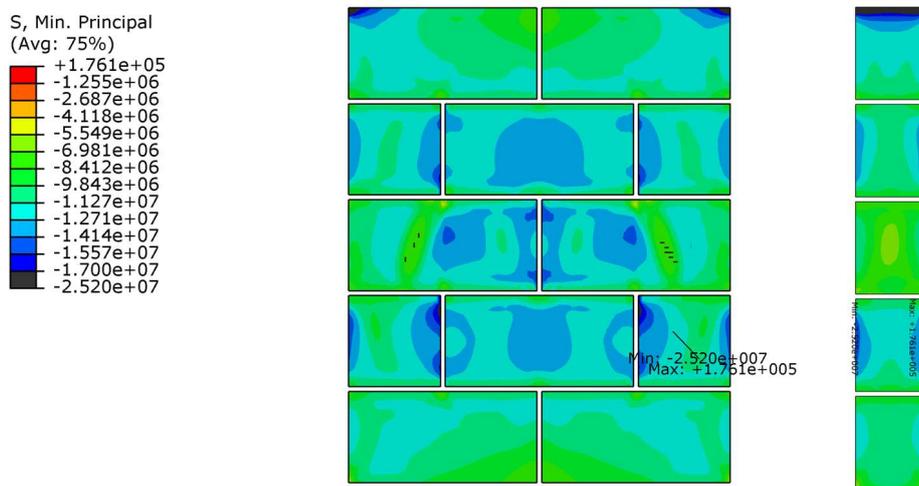
As análises numéricas são bastante úteis, também, para a avaliação de aspectos qualitativos do comportamento estrutural, tais como a evolução das tensões e deformações ao longo das diferentes partes da alvenaria, possibilitando fazer um paralelo com o comportamento das paredes durante os ensaios e a fissuração observada experimentalmente.

Embora tenham apresentado particularidades em sua resposta ao carregamento imposto durante as análises, as paredes analisadas mostraram algumas semelhanças entre si quanto ao comportamento estrutural, à distribuição de tensões e à forma de colapso. De forma geral, observou-se que partes dos blocos e da argamassa atingem seus limites de resistência em diversos momentos da análise (principalmente próximo à tensão de pico) sem que ocorra o colapso da parede. Por se tratar de uma estrutura altamente hiperestática internamente, a

ocorrência de rupturas localizadas faz com que ocorra a redistribuição de tensões para as regiões da alvenaria com o material ainda íntegro, permitindo a parede absorver acréscimos de carregamento.

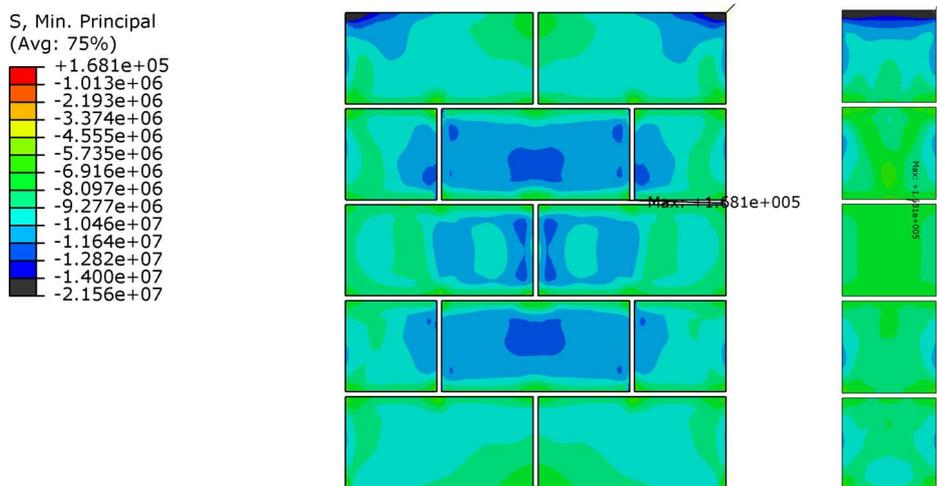
A Figura 4.26 à Figura 4.29 apresentam as *tensões mínimas principais* atuantes nos blocos das quatro pequenas paredes analisadas no limite de sua resistência (tensão de pico), onde se observa um mesmo padrão na distribuição de tensões independentemente da resistência do bloco.

**Figura 4.26** – Tensões mínimas principais [N/m<sup>2</sup>] – Blocos de 6 MPa e 14 cm.



Fonte: próprio autor

**Figura 4.27** – Tensões mínimas principais [N/m<sup>2</sup>] – Blocos de 6 MPa e 19 cm.

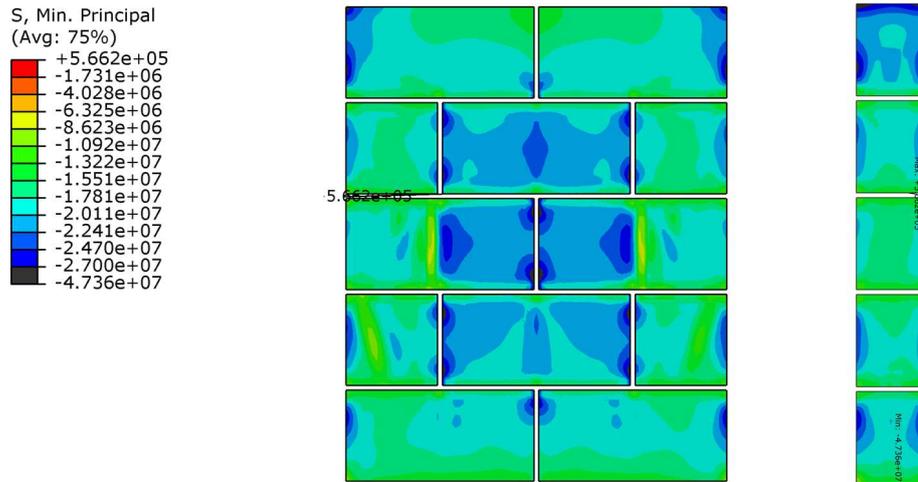


Fonte: próprio autor

Comparando esses resultados com as propriedades apresentadas na Tabela 4.2, percebe-se que, até a tensão de pico, os blocos trabalham majoritariamente sob tensões de compressão

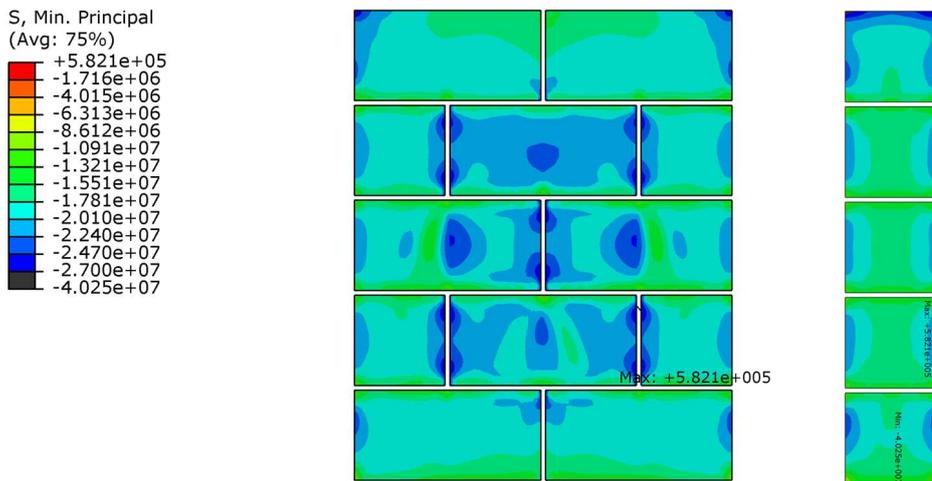
menores do que sua resistência. Em algumas pequenas regiões, as tensões atuantes ultrapassam o limite de resistência à compressão uniaxial dos blocos, o que só é possível devido ao efeito benéfico do confinamento gerado pelo atrito junto às placas de reação, pela amarração entre as unidades e também internamente pelas partes mais rígidas do próprio bloco, tais como as regiões de encontro entre suas paredes longitudinais e transversais.

**Figura 4.28** – Tensões mínimas principais [N/m<sup>2</sup>] – Blocos de 20 MPa e 14 cm.



Fonte: próprio autor

**Figura 4.29** – Tensões mínimas principais [N/m<sup>2</sup>] – Blocos de 20 MPa e 19 cm.



Fonte: próprio autor

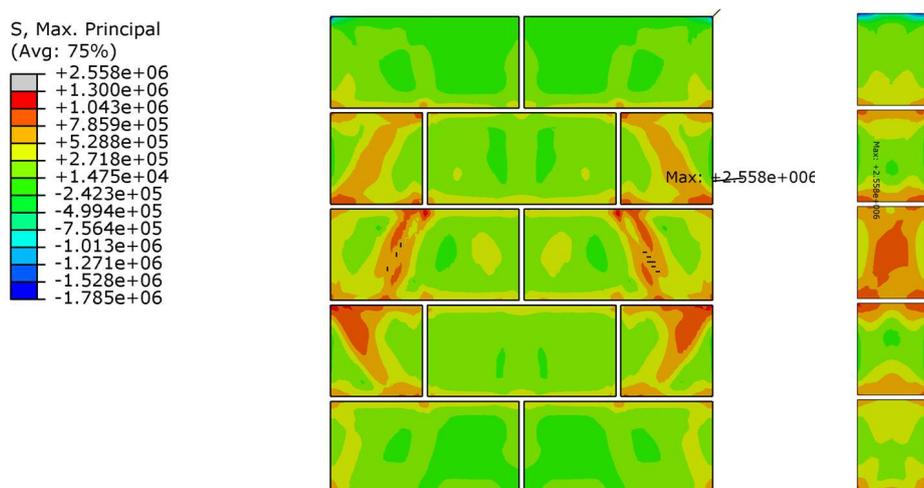
Ainda sobre a distribuição das tensões de compressão, nota-se uma maior concentração de tensões na parte central da alvenaria, onde a rigidez é mais alta devido à maior concentração de septos transversais dos blocos. Em direção à base, as tensões tendem a se espriar mais para as extremidades da alvenaria, configurando, mesmo que discretamente, a ocorrência do “efeito

de arco”. No entanto, com base no nível de tensões atingidos, é possível afirmar que o colapso das paredes não foi governado pelo esmagamento do concreto dos blocos.

Para a análise das tensões de tração atuantes, a Figura 4.30 à Figura 4.33 apresentam as *tensões máximas principais* nos blocos no limite de resistência das paredes (tensão de pico). Nos quatro casos, observa-se um aumento das tensões de tração nas regiões de encontro dos blocos com as juntas horizontais de argamassa, o que está diretamente relacionado com as diferenças entre as propriedades mecânicas dos dois materiais. Por possuir menor rigidez do que os blocos, as juntas de assentamento tendem a absorver a maior parte das deformações da alvenaria quando submetida a tensões de compressão, conforme comentado no item 2.1.3.1. Com isso, devido ao efeito de Poisson, a argamassa das juntas horizontais tende a ser “expulsa” entre as fiadas (ver Figura 4.21), o que resulta em acréscimos de tensões de tração nos blocos devido às tensões de tangenciais geradas nas interfaces.

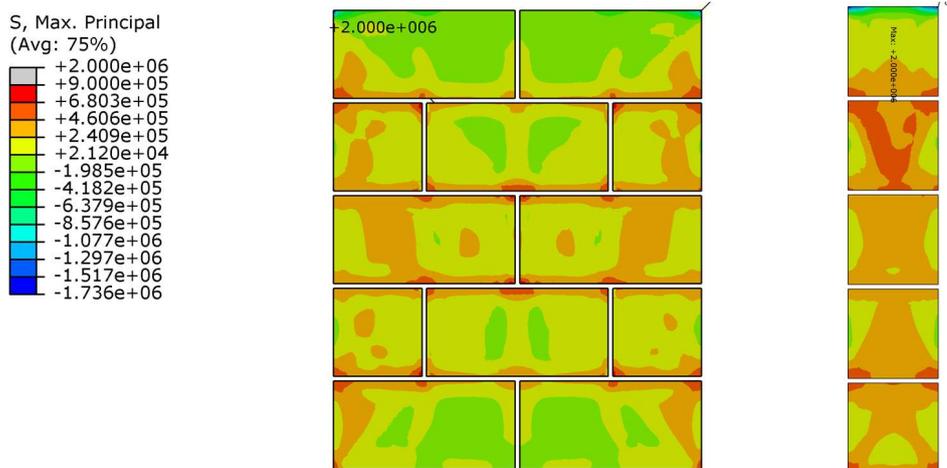
Nas etapas iniciais da análise, as maiores tensões de tração ocorrem nos septos transversais dos blocos; com o aumento do carregamento, essas tensões crescem até atingir o limite de resistência à tração do concreto, gerando um plano de fissuras que tendem a dividir a alvenaria em duas metades ao longo de sua espessura, tal como observado nos ensaios experimentais. Para ilustrar essa evolução na distribuição de tensões, a Figura 4.34 mostra uma sequência com as tensões máximas principais no interior da alvenaria, antes e após a ocorrência da tensão de pico.

**Figura 4.30** – Tensões máximas principais [N/m<sup>2</sup>] – Blocos de 6 MPa e 14 cm.



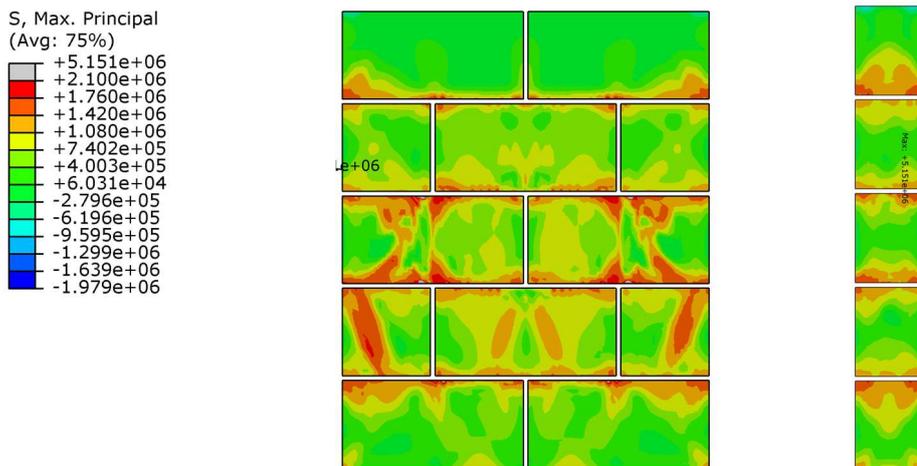
Fonte: próprio autor

**Figura 4.31** – Tensões máximas principais [N/m<sup>2</sup>] – Blocos de 6 MPa e 19 cm.



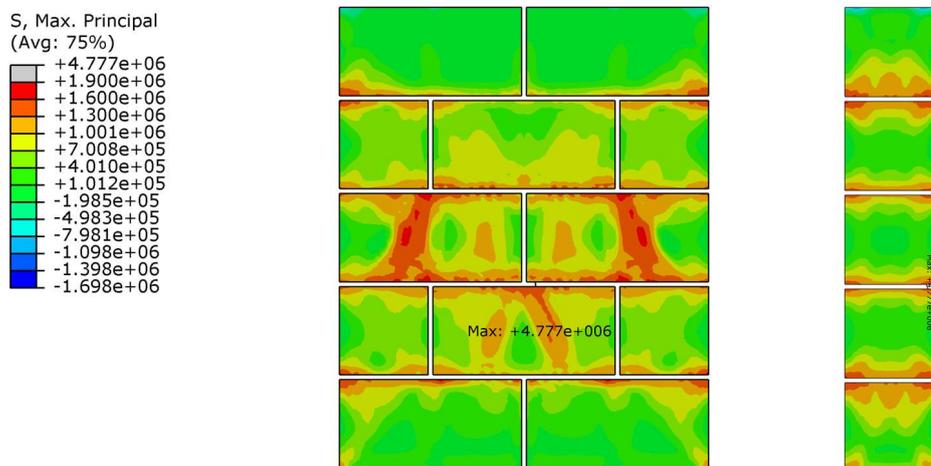
Fonte: próprio autor

**Figura 4.32** – Tensões máximas principais [N/m<sup>2</sup>] – Blocos de 20 MPa e 14 cm.



Fonte: próprio autor

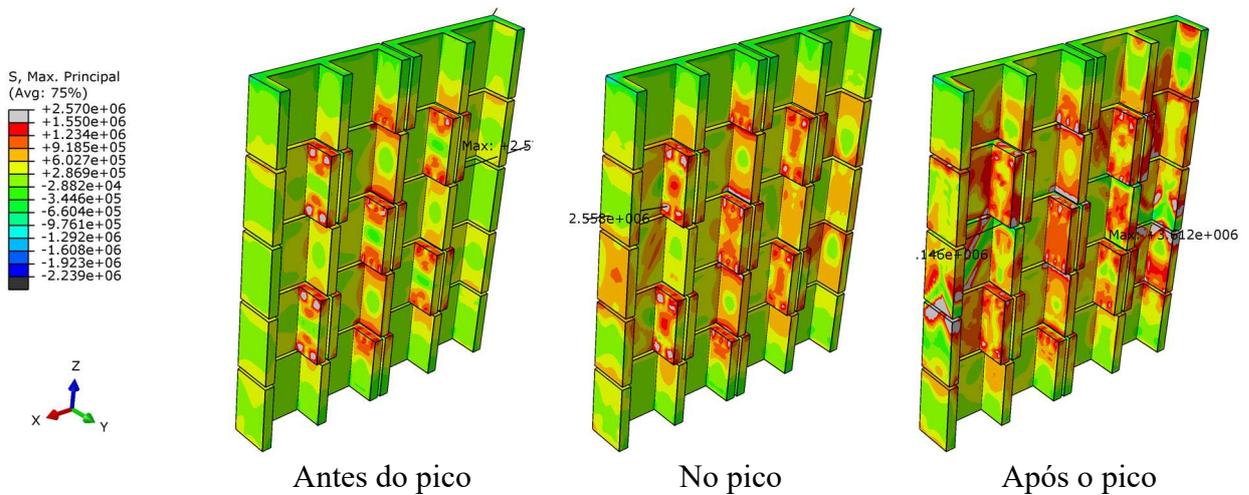
**Figura 4.33** – Tensões máximas principais [N/m<sup>2</sup>] – Blocos de 20 MPa e 19 cm.



Fonte: próprio autor

Próximo ao limite de resistência da parede, os resultados numéricos indicam uma concentração de tensões de tração nas partes laterais da alvenaria, as quais avançam diagonalmente na maior face da parede em direção à fiada intermediária, conforme mostrado na Figura 4.30 à Figura 4.33.

**Figura 4.34** – Evolução das tensões máximas principais no interior da alvenaria [N/m<sup>2</sup>] – Blocos de 6 MPa e 14 cm.

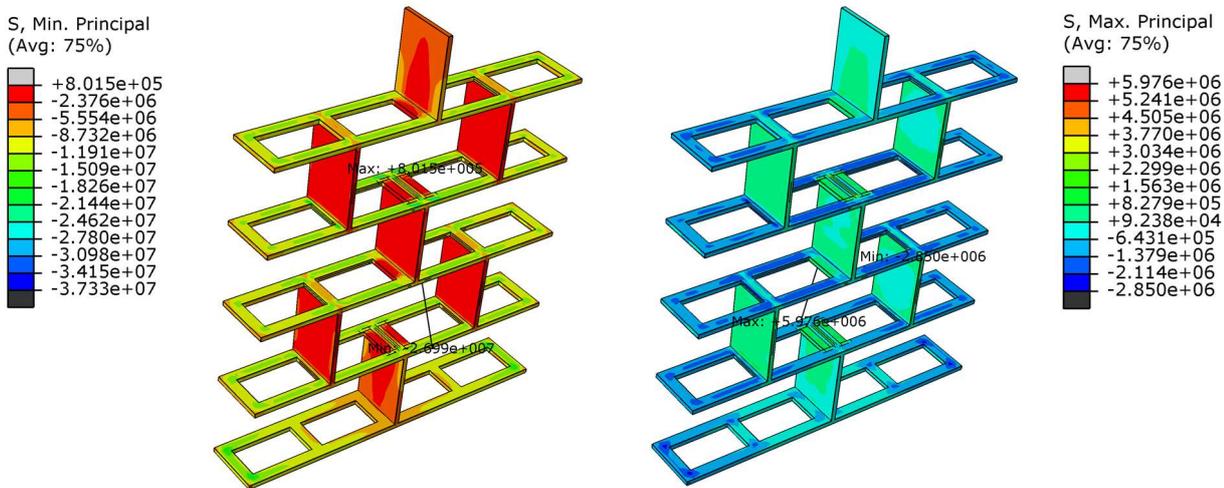


Fonte: próprio autor

Em relação à argamassa, os resultados das análises numéricas indicam que as tensões atuantes nas juntas horizontais podem atingir valores bem superiores à resistência da argamassa à compressão uniaxial. A Figura 4.35 e a Figura 4.36 mostram as tensões mínimas e máximas principais nas juntas no limite de resistência de duas das paredes analisadas. Comparando-se as tensões atuantes com as propriedades mecânicas da argamassa apresentadas na Figura 4.17 (resistência à compressão igual a 4,9 MPa e à tração igual a 0,57 MPa), é possível observar que o confinamento gerado pelos blocos nas juntas aumenta significativamente a resistência da argamassa à compressão, o que minimiza a influência da argamassa na capacidade resistente da alvenaria como um todo, conforme comentado no item 2.1.3.3.

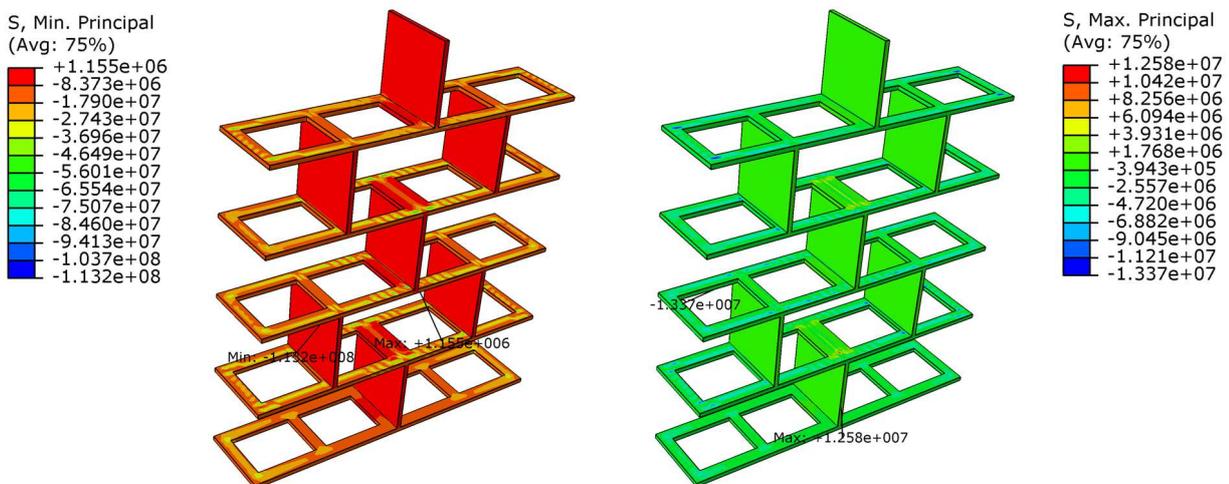
Portanto, com base nos resultados apresentados, conclui-se que o modelo numérico proposto se mostra capaz de reproduzir satisfatoriamente o comportamento estrutural da alvenaria aqui estudada, tendo gerados resultados coerentes em relação aos ensaios experimentais e ao que é previsto teoricamente na literatura, principalmente no que diz respeito à resistência à compressão das pequenas paredes, à distribuição de tensões em seu interior e à interação entre os componentes da alvenaria (blocos e juntas).

**Figura 4.35** – Tensões mínimas e máximas principais nas juntas [N/m<sup>2</sup>] – Alvenaria com blocos de 6 MPa e 14 cm.



Fonte: próprio autor

**Figura 4.36** – Tensões mínimas e máximas principais nas juntas [N/m<sup>2</sup>] – Alvenaria com blocos de 20 MPa e 19 cm.



Fonte: próprio autor

### 4.3 MODELO VOLTADO ÀS ANÁLISES TÉRMICAS

O objetivo principal do modelo térmico é obter a variação da temperatura ao longo da seção transversal das paredes de alvenaria mediante exposição ao *Incêndio-Padrão*. Nessas análises, não há introdução de carregamento mecânico no elemento estrutural, ou seja, ocorre apenas a ação do fogo em uma ou mais faces da alvenaria. Para o desenvolvimento do modelo

térmico, foram utilizadas como principais referências os trabalhos apresentados em Rodovalho (2018) e em Carvalho (2019), além dos resultados experimentais obtidos no presente trabalho.

#### **4.3.1 INFORMAÇÕES SOBRE A GEOMETRIA**

Conforme comentado no Capítulo 2, a geometria dos blocos exerce grande influência no comportamento térmico da alvenaria. O fato de serem construídas com blocos vazados pode alterar significativamente o comportamento térmico das paredes dependendo das dimensões internas dos blocos, uma vez que os septos longitudinais tendem a colaborar mais com o critério de isolamento térmico do que os transversais, conforme citado em Harmathy e Allen (1972) e confirmado nos ensaios aqui realizados.

Portanto, a simplificação da geometria dos blocos apresentada no item 2 foi feita distribuindo-se proporcionalmente a área das mísulas para os septos, de forma a estar coerente com as áreas líquidas obtidas nos ensaios experimentais e também para minimizar as diferenças referentes à transferência de calor no interior das paredes do modelo numérico em comparação com o modelo físico real.

Para que haja coerência com os demais modelos, todas as características geométricas dos blocos e juntas utilizadas nas análises térmicas foram iguais àquelas apresentadas para o modelo estrutural (item 2), de forma a tornar possível o posterior acoplamento de seus resultados durante as análises termomecânicas. Visando melhor entender a evolução da temperatura na seção da alvenaria e explorar mais detalhadamente a influência das condições de contorno em seu comportamento termomecânico, as análises numéricas aqui apresentadas tiveram como foco paredes compostas pelos blocos de 14 cm de largura.

#### **4.3.2 AÇÃO TÉRMICA**

A ação do fogo nas peças foi definida com base na *Curva de Incêndio-Padrão* proposta na ISO 834-1:1999, cuja evolução temperatura-tempo é imposta a uma ou a ambas as faces da alvenaria no modelo numérico, dependendo se o interesse é de analisar as paredes como sendo elementos de compartimentação ou não.

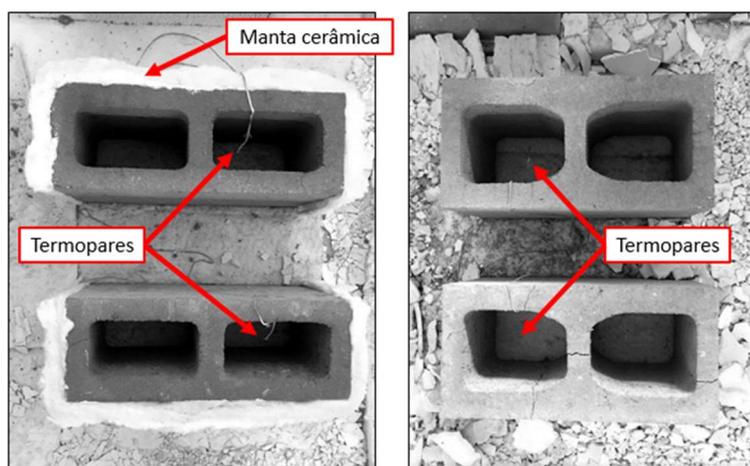
As análises numéricas com alvenaria estrutural de blocos vazados em situação de incêndio possuem particularidades que tornam a modelagem mais complexa do que no caso de peças maciças. A presença de furos verticais nos blocos faz com que os mecanismos de transferência de calor variem ao longo da espessura da parede (condução nos septos e radiação

mais convecção nos furos internos). Para resolver esse problema, Rodvalho (2018) propõe a utilização de recursos disponíveis no ABAQUS que utilizam conceitos relacionados à interação fluido-estrutura no interior dos blocos. Tal procedimento se mostrou bastante interessante e conduziu a resultados coerentes, porém, é mais adequado a modelos menores, uma vez que demanda que toda a região dos furos também seja discretizada.

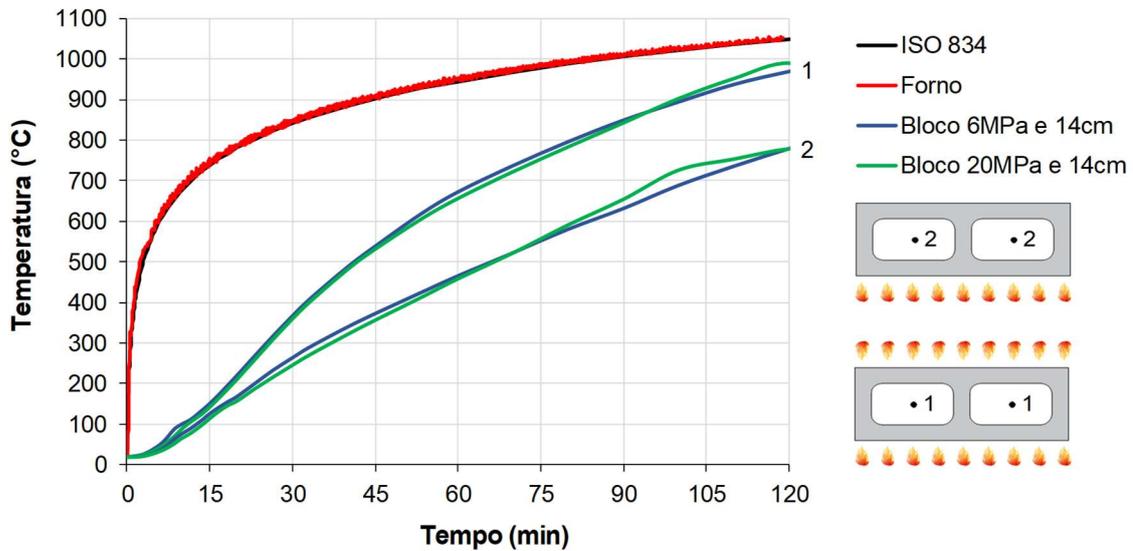
Visando adotar uma solução mais simples e que possibilite a redução do tempo de processamento, o presente trabalho propõe uma estratégia de modelagem na qual a elevação da temperatura do ar presente nos furos dos blocos é simulada por meio da inserção de uma curva temperatura-tempo obtida experimentalmente. Portanto, além da curva de *Incêndio-Padrão* aplicada à face externa da parede, os modelos aqui apresentados possuem uma segunda curva de evolução de temperatura aplicada nas superfícies internas dos blocos.

Para isso, foram realizados ensaios experimentais no forno com blocos do mesmo lote daqueles apresentados no Capítulo 3, os quais foram instrumentados com termopares em seus furos internos, conforme mostrado na Figura 4.37. Esses blocos foram avaliados sob duas condições: com todas as suas faces externas expostas ao fogo ou com apenas uma de suas faces exposta ao fogo (as demais faces foram protegidas do calor com manta cerâmica). Para evitar a entrada de gases quentes do forno para o interior dos blocos, os mesmos foram tampados com manta cerâmica na sua base e em seu topo. As curvas de evolução da temperatura nos furos dos blocos ensaiados estão apresentadas na Figura 4.38, onde se observa pouca diferença entre os resultados dos blocos de 6 MPa e de 20 MPa.

**Figura 4.37** – Ensaios para a obtenção das curvas temperatura-tempo no interior dos blocos.



Fonte: próprio autor

**Figura 4.38** – Evolução da temperatura nos furos dos blocos submetidos ao *Incêndio-Padrão*.

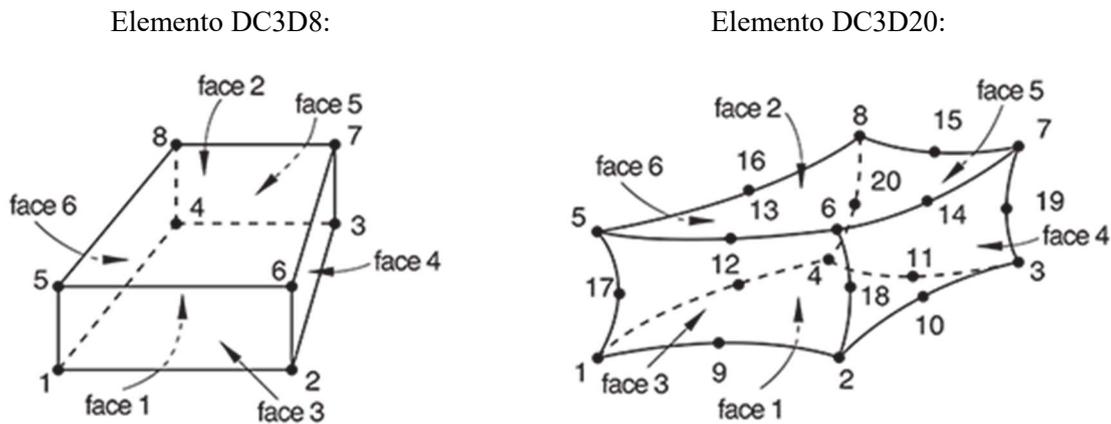
Fonte: próprio autor

### 4.3.3 MALHA E ELEMENTOS FINITOS

A discretização dos blocos e das juntas seguiu o mesmo padrão descrito anteriormente para o modelo estrutural, sendo utilizados, no entanto, elementos finitos térmicos, cujos graus de liberdade são referentes à variação de temperatura. Inicialmente, foram realizadas análises de sensibilidade para a definição da malha e do tipo de elemento finito a ser utilizado no modelo térmico final. Visando reduzir o tempo de processamento, essas análises iniciais foram realizadas apenas com blocos, já que o objetivo era apenas avaliar as diferenças de resultados mediante refinamento da malha e mudança do tipo de elemento finito. A seguir, é apresentado um resumo das análises de sensibilidade realizadas e os resultados obtidos.

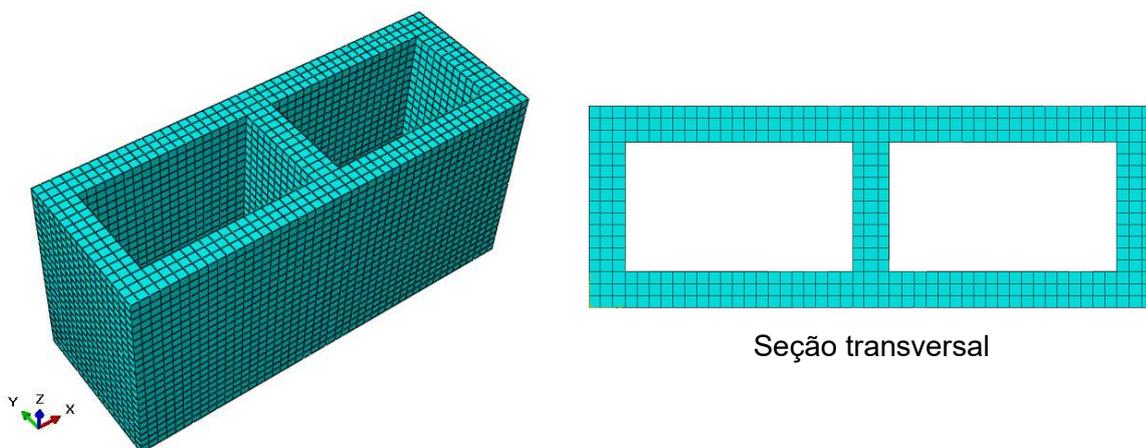
- **Testes com elementos finitos:**

Foram testados dois tipos de elementos finitos térmicos disponíveis na biblioteca interna do ABAQUS: o DC3D8, que é um elemento sólido de oito nós com interpolação linear; e o DC3D20, também sólido, porém com vinte nós e interpolação quadrática. A Figura 4.39 mostra as características gerais de ambos os elementos, os quais foram associados a malhas semelhantes nas análises para que se pudesse avaliar a influência apenas do tipo de elemento finito nos resultados, conforme Figura 4.40.

**Figura 4.39** – Elementos finitos testados para o modelo térmico.

Fonte: ABAQUS *Analysis User's Guide*

As propriedades térmicas do material do bloco foram também padronizadas nas duas análises, sendo adotadas as curvas propostas no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 para a variação da densidade, do calor específico e da condutividade térmica em função da temperatura. Nesse caso, foi considerado um concreto com densidade inicial de  $2200 \text{ kg/m}^3$ , teor de umidade de 1,5% e redução da condutividade térmica conforme a curva inferior proposta na referida norma. Além disso, a emissividade e o coeficiente de transferência de calor por convecção foram fixados em 0,7 e em  $25 \text{ W/m}^2\cdot^\circ\text{C}$  ( $4 \text{ W/m}^2\cdot^\circ\text{C}$  para a face não exposta ao fogo), respectivamente, que são os valores recomendados tanto no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 quanto na ABNT NBR 15200:2012.

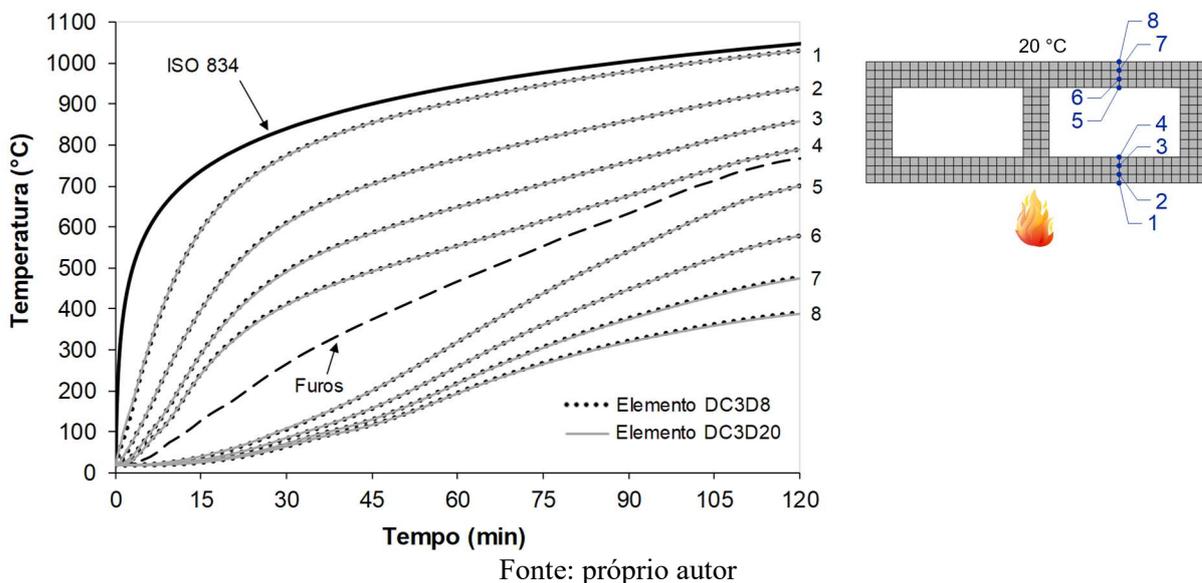
**Figura 4.40** – Malha utilizada nos testes com elementos finitos.

Fonte: próprio autor

Em cada análise, o bloco foi submetido ao *Incêndio-Padrão* da ISO 834-1:1999 em uma de suas faces, mantendo-se a temperatura na face oposta fixa em 20°C. Às faces internas dos furos foi associada a curva temperatura-tempo medida experimentalmente com o bloco escolhido para a análise (6 MPa e 14 cm de largura), conforme Figura 4.38. Já as faces laterais dos blocos foram consideradas adiabáticas, de forma a simular a continuidade da parede em ambos os lados.

A Figura 4.41 apresenta os resultados das análises feitas com os dois elementos finitos testados, onde as linhas pontilhadas referem-se ao modelo discretizado com o elemento DC3D8 e as linhas contínuas ao modelo com o elemento DC3D20. Como se pode observar no gráfico, as curvas de evolução de temperatura ao longo da seção transversal do bloco resultaram praticamente iguais nas duas análises. A diferença máxima de temperatura entre as análises foi menor que 15°C, a qual ocorreu com menos de três minutos de exposição ao fogo, sendo essa diferença reduzida a valores abaixo de 5°C a partir de dez minutos de exposição. Além disso, as maiores diferenças foram observadas nos pontos mais próximos da superfície exposta ao fogo, com pouca diferença nos pontos mais afastados durante toda a análise.

**Figura 4.41** – Resultados da análise de sensibilidade com elementos finitos térmicos.



Portanto, conclui-se que a utilização de elementos térmicos de ordem superior (DC3D20) não melhora significativamente os resultados de evolução de temperatura nos blocos vazados de concreto quando submetidos ao *Incêndio-Padrão*. Tal conclusão é válida para malhas que considerem, no mínimo, três elementos finitos ao longo da espessura dos septos

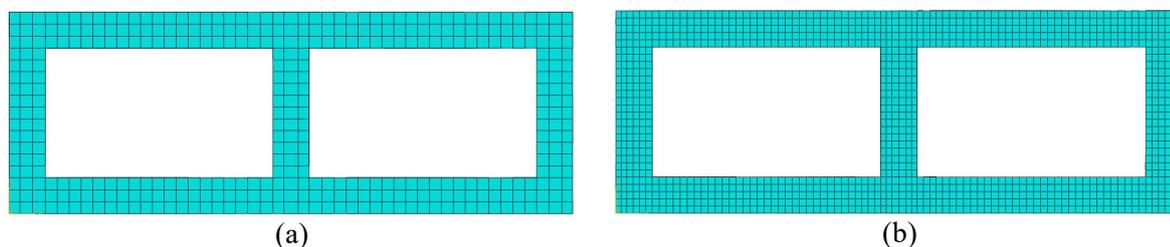
longitudinais e transversais dos blocos. Assim, optou-se pela utilização do elemento de primeira ordem DC3D8 nas análises térmicas finais, pois apresentou resultados coerentes demandando menor esforço computacional.

- **Testes com a malha:**

A partir da opção pelo elemento DC3D8, foram realizadas novas análises numéricas visando avaliar a necessidade de refinamento da malha, uma vez que a utilização de elementos finitos de primeira ordem pode gerar problemas de precisão nos resultados. Assim, foram testadas as duas malhas mostradas na Figura 4.42, onde os blocos foram discretizados considerando três ou cinco linhas de elementos finitos ao longo da espessura dos septos longitudinais. Em outras palavras, as duas malhas analisadas correspondem a elementos finitos cúbicos com dimensões de, aproximadamente, 9 mm para a malha mais grossa e 5,4 mm para a malha refinada. As propriedades térmicas do material e as condições de contorno foram as mesmas descritas anteriormente para o teste com os elementos finitos.

Os resultados das análises estão apresentados na Figura 4.43, onde as linhas pontilhadas referem-se à malha da Figura 4.42a (malha grossa) e as linhas contínuas são os resultados utilizando a malha da Figura 4.42b (malha fina). Observa-se que o refinamento de malha proposto não altera significativamente os resultados de evolução da temperatura ao longo da espessura da parede. Assim como no teste com os elementos finitos, as maiores diferenças entre os resultados dos dois modelos ocorreram nos pontos mais próximos à superfície exposta ao fogo e antes dos primeiros cinco minutos de exposição, onde a diferença máxima foi de 13°C. A partir desse tempo, as diferenças de temperatura nas duas análises foram de, no máximo, 3°C.

**Figura 4.42** – Malhas testadas para o modelo térmico.

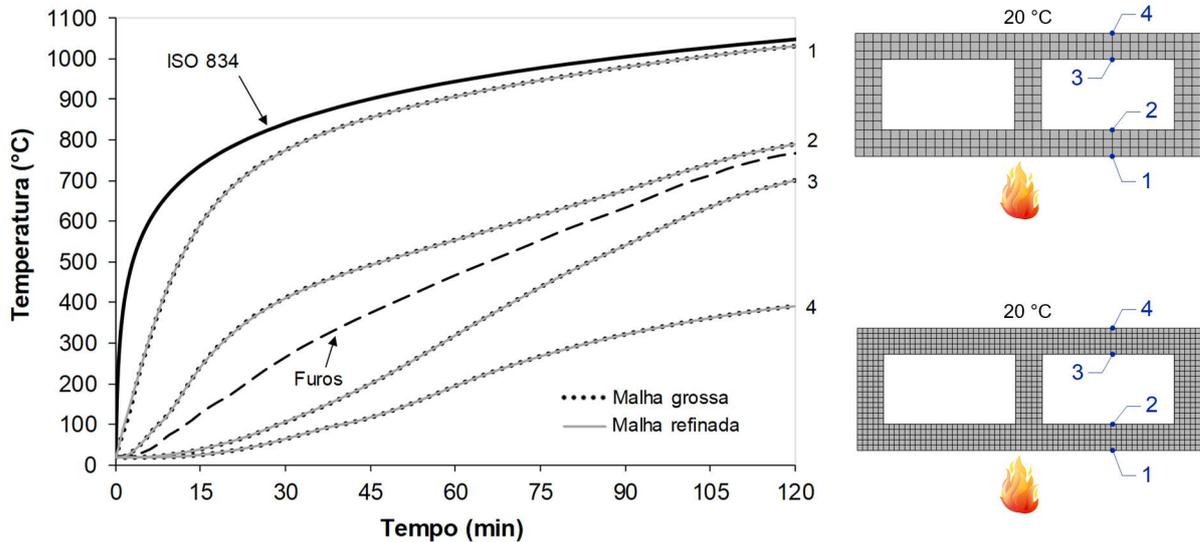


Fonte: próprio autor

Verifica-se, portanto, que não há necessidade do refinamento de malha mostrado na Figura 4.42b, visto que a utilização de malhas com três elementos finitos ao longo da espessura dos septos (Figura 4.42a) já produz resultados satisfatórios. Assim, as análises numéricas finais

(apresentadas a seguir) foram realizadas considerando-se elementos finitos com dimensão máxima de 9 mm na direção da espessura da parede.

**Figura 4.43** – Resultados da análise de sensibilidade com a malha do modelo térmico.



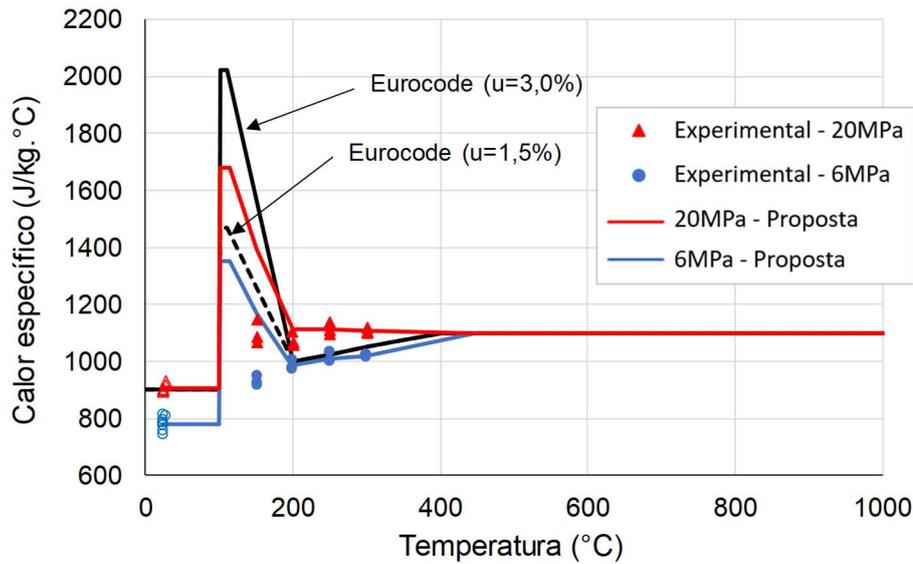
Fonte: próprio autor

#### 4.3.4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Nas análises numéricas finais, foram utilizadas as propriedades térmicas obtidas nos ensaios experimentais realizados na Universidade de Queensland, conforme detalhado anteriormente no item 3.6, cujas curvas de variação em função da temperatura foram ajustadas com base naquelas propostas no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004.

A Figura 4.44 apresenta as curvas do *calor específico* para os dois concretos analisados (blocos de 6 MPa e 20 MPa), as quais foram definidas partindo-se dos resultados experimentais médios. Para simular o efeito da vaporização da água, foi considerado o pico entre 100 e 200°C proposto no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004, onde o valor máximo foi calculado de acordo com o teor de umidade obtido experimentalmente (1,2% para os blocos de 6 MPa e 2,1% para os blocos de 20 MPa). Para os níveis de temperatura sem resultados experimentais (acima de 400°C), os valores de calor específico foram ajustados aos do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004, visto que os resultados experimentais apresentam tendência de convergir ao mesmo valor de 1100 J/kg·°C proposto na referida norma.

**Figura 4.44** – Curvas de calor específico utilizadas nas análises numéricas.



No caso da *condutividade térmica*, as curvas foram definidas a partir da observação de que os resultados experimentais seguiram tendência de redução com a temperatura semelhante às curvas do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004. Assim, foi traçada uma estratégia para a obtenção de equações que descrevessem a variação da condutividade de cada um dos blocos analisados em função da temperatura.

Primeiramente, foi calculado o desvio simples entre os resultados médios experimentais e a curva superior do Eurocode, que foi tomada como referência por estar situada entre os resultados experimentais dos dois concretos ensaiados. Os desvios foram então plotados em gráficos para cada nível de temperatura, onde foram traçadas linhas de tendência com base nesses pontos, conforme apresentado na Figura 4.45. Dessa forma, foram definidas as funções desvio exponenciais mostradas nos gráficos, as quais apresentam boa correlação em ambos os casos ( $R^2 = 0,92$  para o bloco de 6 MPa e  $R^2 = 0,89$  para o bloco de 20 MPa). Finalmente, as curvas de condutividade térmica dos dois materiais (Figura 4.46) foram determinadas somando-se a função desvio à curva superior do Eurocode, conforme as equações a seguir:

$$\Delta\lambda_{6MPa} = 0,4856.e^{-0,003.T} \quad (4.8)$$

$$\Delta\lambda_{20MPa} = 0,3303.e^{-0,004.T} \quad (4.9)$$

$$\lambda_{6MPa} = (\textit{Eurocode Superior}) - \Delta\lambda_{6MPa} \quad (4.10)$$

$$\lambda_{20MPa} = (\textit{Eurocode Superior}) + \Delta\lambda_{20MPa} \quad (4.11)$$

Com relação às quatro últimas equações, valem:

$\Delta\lambda_{6\text{MPa}}$  é a função desvio da condutividade térmica para os blocos de 6 MPa;

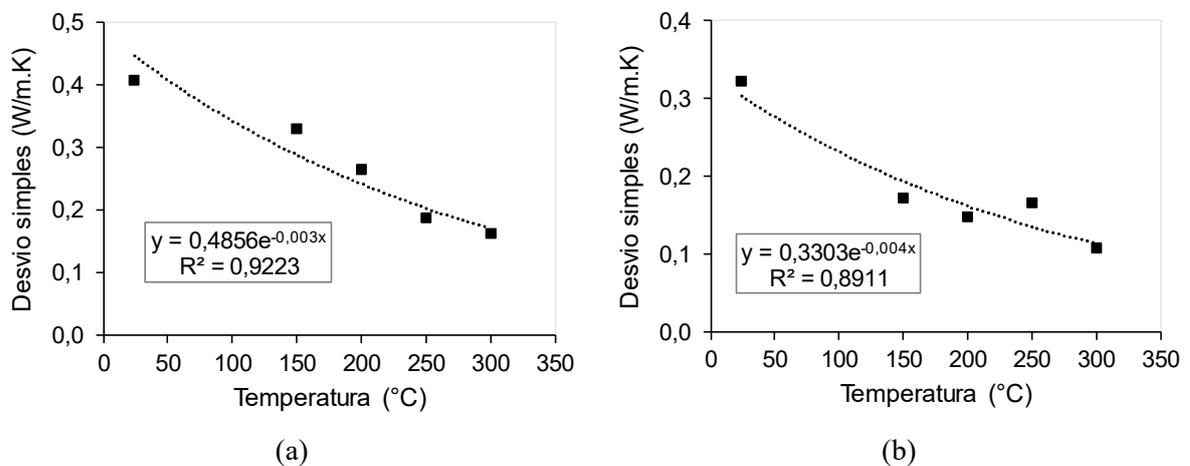
$\Delta\lambda_{20\text{MPa}}$  é a função desvio da condutividade térmica para os blocos de 20 MPa;

$\lambda_{6\text{MPa}}$  é a equação da condutividade térmica para os blocos de 6 MPa;

$\lambda_{20\text{MPa}}$  é a equação da condutividade térmica para os blocos de 20 MPa;

T é a temperatura.

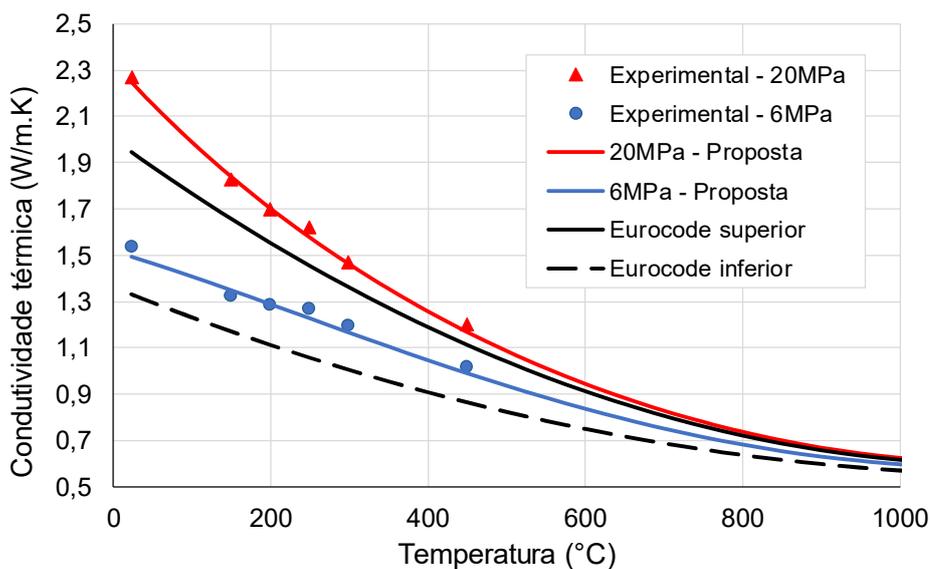
**Figura 4.45** – Condutividade térmica: definição das funções desvio, em relação ao Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004, para os blocos (a) de 6 MPa e (b) de 20 MPa.



Fonte: próprio autor

Ressalta-se que, a rigor, linhas de tendência polinomiais seriam matematicamente mais adequadas neste caso, visto que as próprias curvas do Eurocode são definidas por polinômios de segundo grau. No entanto, a utilização de funções desvio polinomiais conduziram a resultados de condutividade térmica incoerentes, incluindo valores negativos para o bloco de 6 MPa e trecho ascendente na curva do bloco de 20 MPa a partir de 600°C. Isso ocorre devido à ausência de resultados experimentais a partir de 350°C, o que faz com que as curvas de condutividade térmica finais sejam apropriadas apenas para o intervalo de temperaturas dentro do qual foram realizados os ensaios. Sendo assim, as funções exponenciais apresentadas se mostraram mais adequadas para este caso, pois permitem a extrapolação dos resultados experimentais para níveis de temperatura mais altos.

**Figura 4.46** – Curvas de condutividade térmica utilizadas nas análises numéricas.

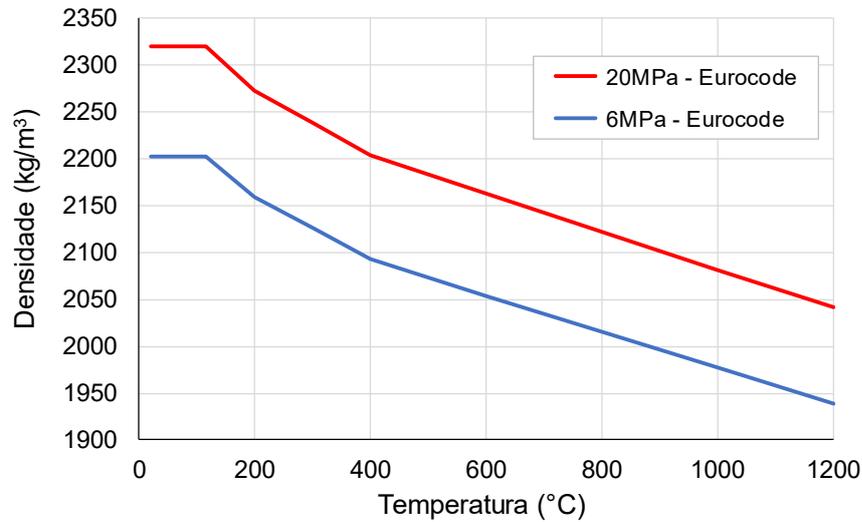


Fonte: próprio autor

Conforme comentado no item 3.6.3, embora as medidas experimentais de *calor específico* e *condutividade térmica* tenham apresentado problemas aos 450°C, a *difusividade térmica* apresentou resultados coerentes com os do Eurocode 2 - EN 1992-1-2:2004 em todos os níveis de temperatura ensaiados. Assim, considerando que o calor específico de ambos os concretos converge para o valor de 1100 J/kg·°C sugerido na referida norma, e que as propriedades térmicas se correlacionam conforme a Equação (2.17), é possível estimar o valor da condutividade térmica no nível de temperatura em questão. Os valores calculados para ambos os concretos estão plotados na Figura 4.46 (pontos a 450°C), onde se pode observar que as curvas propostas descrevem adequadamente a tendência de redução da condutividade térmica dos materiais com a temperatura.

A massa específica também foi considerada nos modelos variando em função da temperatura. Os valores à temperatura ambiente foram aqueles obtidos experimentalmente (2203 kg/m<sup>3</sup> e 2319 kg/m<sup>3</sup> para os blocos de 6 MPa e 20 MPa, respectivamente, conforme apresentado na Tabela 3.9) e sua redução em temperaturas elevadas foi feita com base nas prescrições do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004. A Figura 4.47 mostra as curvas de densidade resultantes para ambos os concretos.

A partir das informações anteriores, a Tabela 4.5 apresenta valores de calor específico, condutividade térmica e densidade utilizados como parâmetros de entrada nas análises térmicas realizadas no ABAQUS.

**Figura 4.47** – Curvas de densidade dos blocos utilizadas nas análises numéricas.

Fonte: próprio autor

**Tabela 4.5** – Análises térmicas: propriedades térmicas dos blocos.

Temp. (°C)	Calor específico (J/kg·°C)		Condutividade térmica (W/m·°C)		Densidade (kg/m³)	
	6MPa	20MPa	6MPa	20MPa	6MPa	20MPa
20	781	907	1,494	2,256	2203	2319
100	1350	1680	1,406	1,987	2203	2319
115	1350	1680	1,388	1,941	2203	2319
150	1168	1397	1,347	1,838	2184	2300
200	986	1113	1,286	1,701	2159	2273
250	1010	1113	1,225	1,576	2142	2256
300	1021	1106	1,164	1,460	2126	2238
350	1048	1104	1,103	1,355	2109	2221
400	1074	1102	1,045	1,257	2092	2203
450	1100	1100	0,988	1,168	2083	2193
550	1100	1100	0,882	1,012	2064	2173
650	1100	1100	0,790	0,883	2044	2153
750	1100	1100	0,712	0,780	2025	2132
850	1100	1100	0,652	0,701	2006	2112
1000	1100	1100	0,595	0,625	1977	2082
1100	1100	1100	0,581	0,603	1958	2061

Fonte: próprio autor

Os parâmetros referentes à transferência de calor nas superfícies dos blocos e juntas também foram definidos conforme as prescrições do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004, que são as mesmas apresentadas na ABNT NBR 15200:2012. No caso da transferência por radiação, os parâmetros a serem considerados são a constante de Stefan-Boltzman ( $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \cdot \text{°C}^4$ ) e a

emissividade, que foi adotada igual a 0,7 nas superfícies externas dos blocos. A rigor, o valor da emissividade deve ser tomado como a resultante entre as partes emitente e receptora de calor (Equação (4.12)), conforme apresentado em Buchanan e Abu (2017). Como a emissividade das chamas é considerada igual a 1,0 (de acordo com o Eurocode 1 – EN 1991-1-2:2002), a emissividade na superfície externa dos blocos acaba resultando igual à do próprio concreto (0,7). No entanto, no interior dos blocos, as partes emitente e receptora de calor são as superfícies internas dos furos; assim, aplicando-se a Equação (4.12), foi utilizada emissividade igual a 0,5 para as superfícies internas dos blocos nas análises numéricas.

$$\varepsilon = \frac{1}{1/\varepsilon_e + 1/\varepsilon_r - 1} \quad (4.12)$$

Onde:

$\varepsilon_e$  - é a emissividade da parte emissora de calor; e

$\varepsilon_r$  - é a emissividade da parte receptora de calor.

Para o coeficiente de transferência de calor por convecção, foi utilizado o valor de 25 W/m<sup>2</sup>·°C nas superfícies expostas ao fogo e de 4 W/m<sup>2</sup>·°C nas superfícies não expostas (caso de paredes que atuam como elementos de compartimentação), conforme recomendado no Eurocode 1 – EN 1991-1-2:2002. Tal redução se justifica pelo fato de que o fluxo convectivo na face oposta ao fogo tende a ser menor, uma vez que a elevação da temperatura ocorre de forma mais lenta do que no ambiente incendiado. Seguindo essa lógica, a partir de testes realizados com o modelo numérico, foi adotado um valor intermediário para o coeficiente de convecção nos furos dos blocos, a saber: 12 W/m<sup>2</sup>·°C. A Tabela 4.6 apresenta um resumo com os valores adotados para os parâmetros em questão.

As mesmas propriedades e demais parâmetros térmicos descritos acima foram adotados para as juntas de argamassa nas análises numéricas das pequenas paredes. Conforme apresentado no item 3.4.3, não foram observadas diferenças significativas entre as curvas de evolução de temperatura das juntas em comparação com as dos blocos durante os ensaios experimentais, o que significa que a difusividade térmica da argamassa de assentamento é semelhante à do concreto dos blocos. Além disso, a pequena espessura das juntas (1,0 cm) não altera significativamente o fluxo de calor ao longo da espessura da alvenaria, conforme se observa ao comparar os resultados experimentais dos blocos com os dos prismas e pequenas paredes.

**Tabela 4.6** – Análises térmicas: parâmetros para transferência de calor nas superfícies do bloco.

Superfície do bloco	Propriedade	Valor utilizado
Exposta	Coefficiente de convecção (W/m <sup>2</sup> ·K)	25
	Emissividade	0,7
Internas (furos)	Coefficiente de convecção (W/m <sup>2</sup> ·K)	12
	Emissividade	0,5
Não exposta	Coefficiente de convecção (W/m <sup>2</sup> ·K)	4
	Emissividade	0,7

Fonte: próprio autor

#### 4.3.5 VALIDAÇÃO DO MODELO

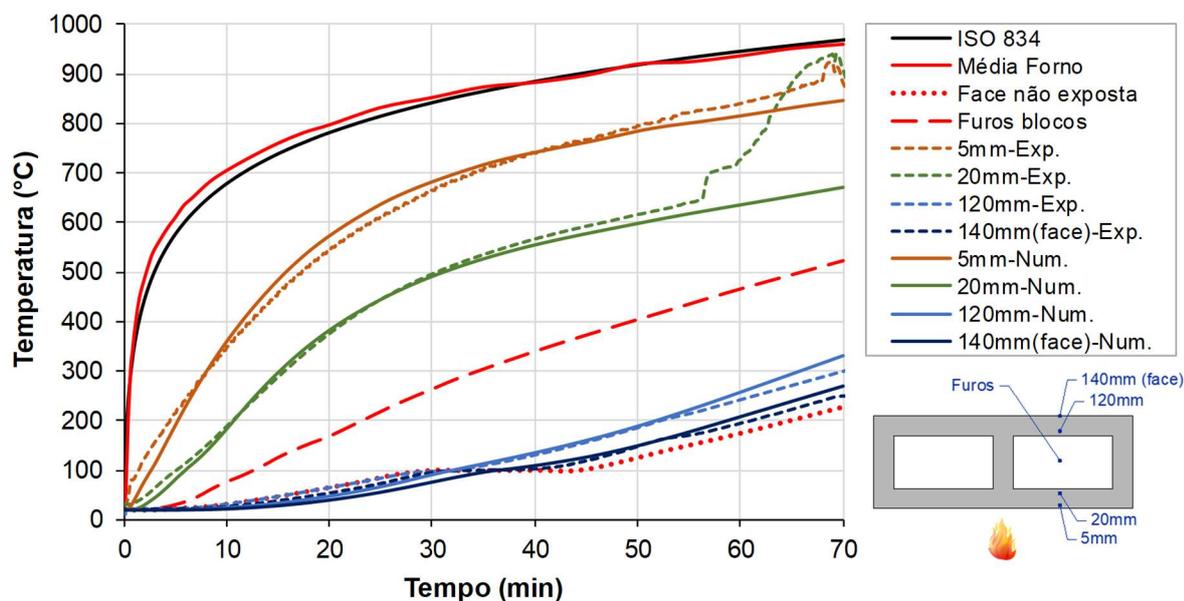
As análises térmicas aqui apresentadas visaram simular, numericamente, as condições impostas aos elementos de alvenaria no ensaio experimental da Fornada 1, conforme detalhado no item 3.4.3. O objetivo é avaliar se o modelo numérico desenvolvido é capaz de reproduzir de forma satisfatória o comportamento térmico das paredes mediante a comparação com os resultados experimentais, especialmente no que se refere à evolução da temperatura ao longo da seção transversal dos blocos. Assim, foram realizadas análises numéricas considerando a alvenaria nas duas condições ensaiadas: com fogo atuando em uma única face (parede atuando como elemento de compartimentação) ou com ambas as faces externas expostas ao fogo.

- **Paredes com uma face exposta ao fogo:**

A Figura 4.48 apresenta os resultados das análises numéricas feitas considerando os blocos de 6 MPa e 14 cm de largura em comparação com os resultados experimentais do trio de pequenas paredes da Fornada 1. Para reproduzir as condições de ensaio, a curva de incêndio na face exposta foi inserida no modelo numérico com base na média dos termopares do forno localizados próximos ao trio de paredes (linha contínua vermelha no gráfico); na face não exposta, foi atribuída a curva referente ao termopar posicionado no interior do trio no ensaio experimental, a qual está representada pela linha pontilhada no gráfico. As linhas contínuas correspondem aos resultados de evolução de temperatura da análise numérica ao longo da seção transversal e as linhas tracejadas são referentes aos resultados experimentais obtidos com

termopares; as medidas indicadas na legenda referem-se à distância do ponto analisado à face exposta ao fogo.

**Figura 4.48** – Paredes com uma face exposta ao fogo: comparação dos resultados numéricos com os experimentais da Fornada 1.



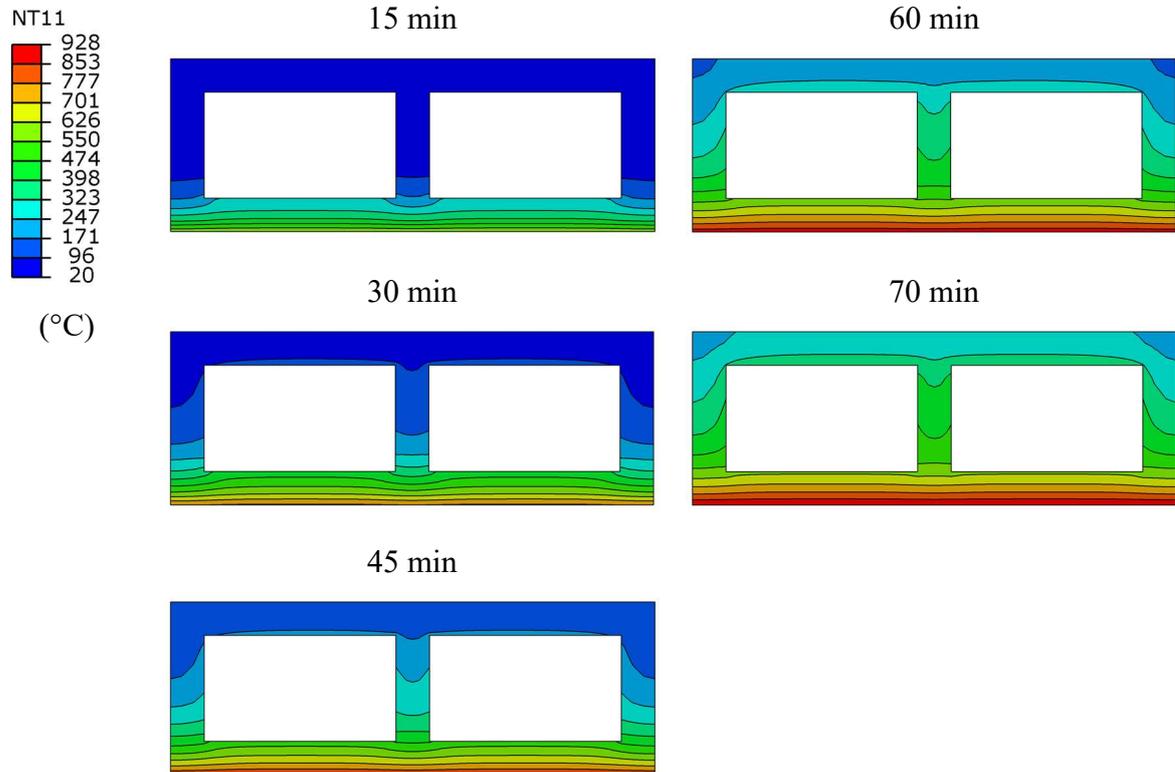
Como se pode observar, o modelo numérico desenvolvido reproduziu, com boa aproximação, os resultados obtidos no ensaio experimental, com as respectivas curvas resultando praticamente coincidentes durante a maior parte do tempo de análise. Desconsiderando os resultados após 57 minutos dos termopares posicionados a 5 mm e a 20 mm da face exposta, os quais apresentaram problemas de medição no ensaio, as diferenças máximas observadas entre as curvas numéricas e experimentais ficaram entre 17 e 31°C.

O limite máximo estabelecido nas normas para a elevação de temperatura na face não exposta ao fogo ( $180^{\circ}\text{C} + T_0$ ) foi atingido após 59 minutos de incêndio na análise numérica, sendo próximo ao tempo de 62 minutos obtido experimentalmente. Aos 70 minutos, as temperaturas no ponto de medida da face não exposta resultaram em 269°C e 250°C nas análises numérica e experimental, respectivamente, conforme se observa a partir das curvas referentes ao ponto localizado a 140 mm da face exposta.

Por meio das análises numéricas, é possível visualizar a variação e a distribuição das temperaturas ao longo de toda a seção transversal da alvenaria, sendo de grande valia para a complementação das análises experimentais, cujos resultados ficam limitados aos pontos de instrumentação com os termopares. A Figura 4.49 apresenta a evolução da temperatura ao longo

da seção transversal da parede, representada por um de seus blocos, a cada quinze minutos e ao fim dos setenta minutos de exposição ao fogo.

**Figura 4.49** – Evolução da temperatura na seção transversal das paredes com uma face exposta ao fogo – Simulação da Fornada 1.



Fonte: próprio autor

Observa-se uma grande diferença de temperaturas entre a face exposta e a face não exposta ao fogo durante toda a análise. Aos 70 minutos, a seção do bloco resultou com temperaturas variando entre 223 e 928°C, o que representa uma diferença de mais de 700°C. Devido a esse gradiente de temperaturas, a alvenaria tende a apresentar diferentes deformações por expansão térmica ao longo de sua espessura, resultando no arqueamento da parede observado no ensaio experimental.

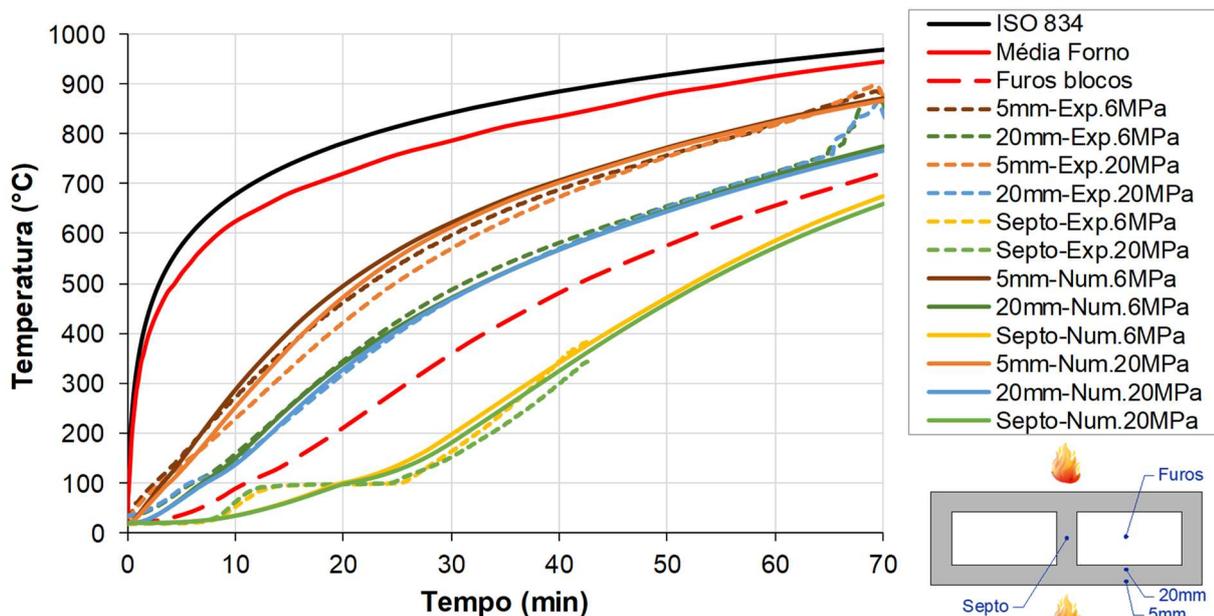
Adicionalmente, analisando as curvas isotermas na seção, fica claro que o fluxo de calor nos septos transversais dos blocos avança de forma mais lenta do que através dos furos, tal como observado nos ensaios. Conforme já comentado no Capítulo 3, esse comportamento ocorre devido ao processo de vaporização da água livre presente no concreto ao atingir 100°C, que tende a absorver grande quantidade de energia e, conseqüentemente, retarda a evolução da temperatura nas partes sólidas ao longo da espessura da parede.

- **Paredes com ambas as faces expostas ao fogo:**

No caso da alvenaria com fogo atuando em ambas as faces externas, foram realizadas análises numéricas considerando-se tanto os blocos de 6 MPa como os de 20 MPa (ambos com 14 cm de largura), uma vez que esses dois tipos de blocos foram ensaiados na Fornada 1 nessa situação em que a alvenaria não atua como elemento de compartimentação durante o incêndio.

Os resultados das análises estão apresentados na Figura 4.50, onde as linhas contínuas referem-se aos resultados numéricos e as linhas tracejadas aos experimentais médios; as medidas indicadas na legenda referem-se à distância do ponto analisado à face exposta ao fogo mais próxima. Novamente, às faces expostas ao fogo, foi atribuída a curva temperatura-tempo média dos termopares próximos às paredes em questão na Fornada 1, de forma a simular mais corretamente as condições do ensaio.

**Figura 4.50** – Paredes com ambas as faces expostas ao fogo: comparação dos resultados numéricos com os experimentais da Fornada 1.



Assim como no caso anterior, os resultados de evolução de temperatura das análises numéricas apresentaram tendência semelhante às curvas obtidas experimentalmente. A diferença média entre os resultados numéricos e experimentais ficou abaixo de 30°C, sendo observadas diferenças mais significativas (da ordem de 45°C) nos septos dos blocos antes dos primeiros quinze minutos de análise. Nesse contexto, destaca-se que, como o fenômeno de vaporização da água livre não foi considerado explicitamente (foi considerado indiretamente

por meio de um pico no calor específico, conforme sugerido no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004), as análises numéricas não reproduzem o pronunciado patamar observado experimentalmente aos 100°C, o que acaba resultando em maiores diferenças principalmente nos septos transversais e nos pontos mais distantes das faces expostas ao fogo. O mesmo comportamento é também observado nos resultados da Figura 4.48.

Comparando-se os resultados das duas análises numéricas, nota-se que o aumento da temperatura das paredes com blocos de 6 MPa ocorre de forma mais rápida do que naquelas com blocos de 20 MPa em todos os pontos analisados. Essa diferença tende a reduzir gradativamente em temperaturas mais elevadas, exatamente como ocorreu no ensaio experimental. A explicação para esse comportamento está no fato de que as propriedades térmicas de ambos os concretos tendem a valores mais próximos à medida em que se aumenta a temperatura, conforme mostrado na Figura 4.44 e Figura 4.46.

No entanto, um fato chama a atenção: embora o concreto de 20 MPa apresente maiores valores de difusividade térmica (ver Figura 3.110), suas curvas de evolução de temperatura resultaram abaixo das curvas dos blocos de 6 MPa, tanto nas análises numéricas quanto nos ensaios experimentais. Essa inversão é resultado da grande diferença nos valores de calor específico dos dois concretos em temperaturas mais baixas, sobretudo em relação ao valor de pico aos 100°C, o que indica considerável influência do teor de umidade do concreto no comportamento térmico das paredes de alvenaria estrutural.

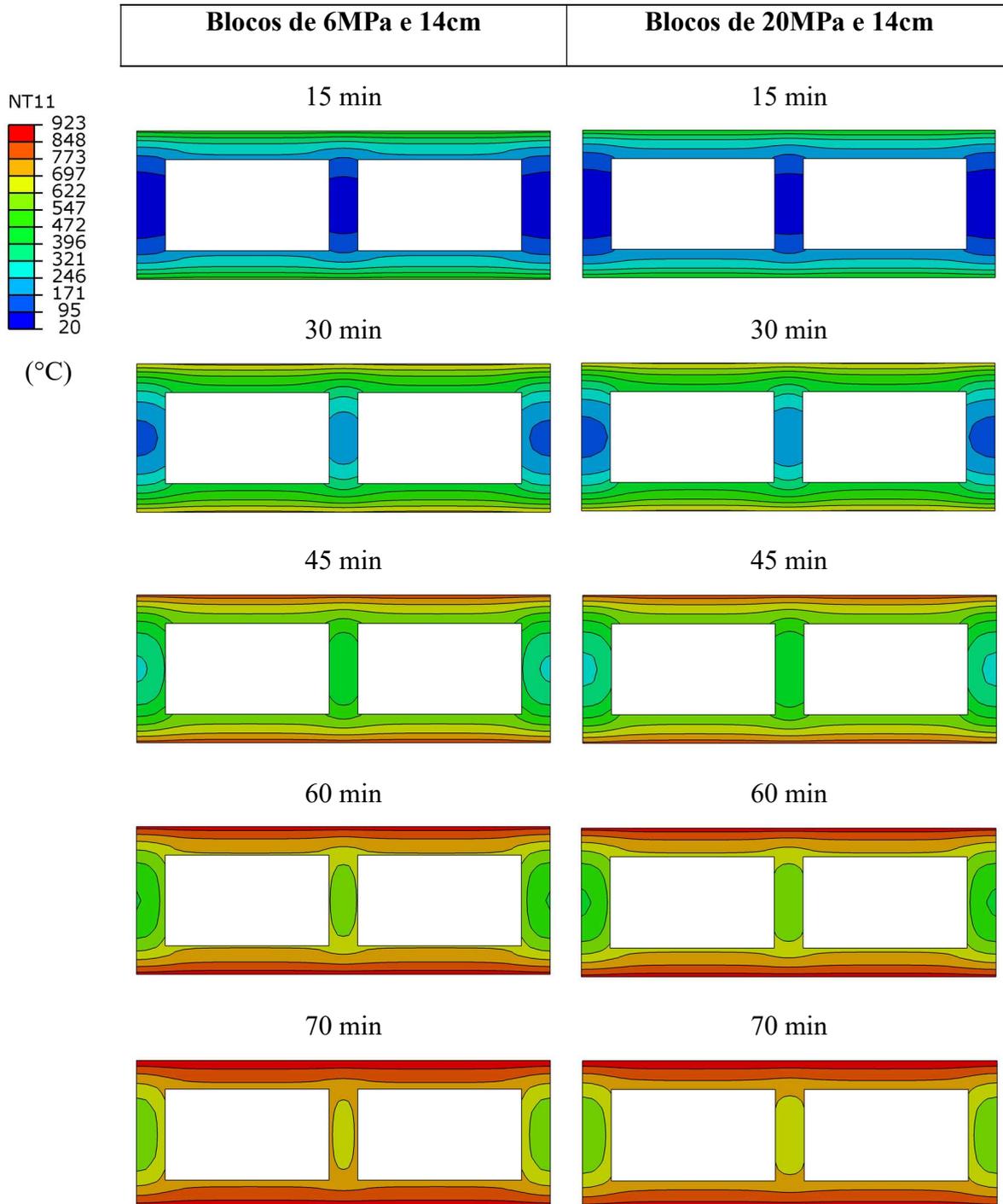
Assim como observado em Achenbach *et al.* (2017), nota-se que os pontos mais internos (localizados a 20 mm da face exposta) dos blocos apresentam melhor correlação entre os resultados numéricos e experimentais do que os pontos mais próximos à superfície. Isso ocorre pelo fato de que os pontos mais próximos às superfícies dos blocos são mais sensíveis às variações nas condições de contorno durante o ensaio e também às imprecisões na definição das propriedades térmicas do material, além da maior dificuldade de instrumentá-los nos ensaios experimentais.

A Figura 4.51 apresenta a evolução da temperatura ao longo de toda a seção transversal dos blocos para vários tempos de exposição ao fogo. Esses resultados numéricos são referentes às análises feitas considerando a alvenaria com ambos os blocos analisados (6 MPa e 20 MPa).

A partir de uma análise comparativa, observa-se uma proximidade dos resultados dos dois blocos, os quais apresentaram apenas ligeiras diferenças nos níveis de temperatura e na distribuição das isotermas na seção transversal. Destaca-se que, ao final dos 70 minutos de exposição ao fogo, toda a seção transversal da alvenaria está sujeita a temperaturas acima de

500°C, o que resulta em uma redução significativa na sua capacidade resistente, conforme observado nos ensaios experimentais.

**Figura 4.51** – Evolução da temperatura na seção transversal das paredes com ambas as faces expostas ao fogo – Simulação da Fornada 1.



Fonte: próprio autor

Portanto, os resultados mostram que o modelo numérico desenvolvido é capaz de simular satisfatoriamente o comportamento térmico das paredes de alvenaria aqui estudadas em situação de incêndio. Os resultados mostram que a estratégia de modelagem proposta (substituindo-se a discretização dos furos dos blocos por curvas temperatura-tempo obtidas experimentalmente) conduz a resultados numéricos confiáveis com menor esforço computacional. Além disso, a comparação entre os resultados numéricos e experimentais indica que as curvas propostas para o calor específico e a condutividade térmica dos blocos (Figura 4.44 e Figura 4.46) representam, de forma bastante satisfatória, as características dos concretos utilizados, mesmo para os níveis de temperatura em que não foi possível obter as propriedades térmicas nos ensaios experimentais.

#### **4.3.6 ANÁLISES COMPLEMENTARES - RESULTADOS**

A partir da validação do modelo numérico apresentada no item anterior, foram realizadas análises térmicas complementares com dois propósitos: obter a evolução da temperatura no interior da alvenaria mediante a consideração da curva de *Incêndio-Padrão* (em vez das curvas temperatura-tempo resultantes dos ensaios experimentais), buscando assim alimentar o modelo termoestrutural apresentado no item 4.4; e avaliar a aplicabilidade das curvas referentes às propriedades térmicas propostas no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 na análise da alvenaria estrutural com blocos vazados de concreto.

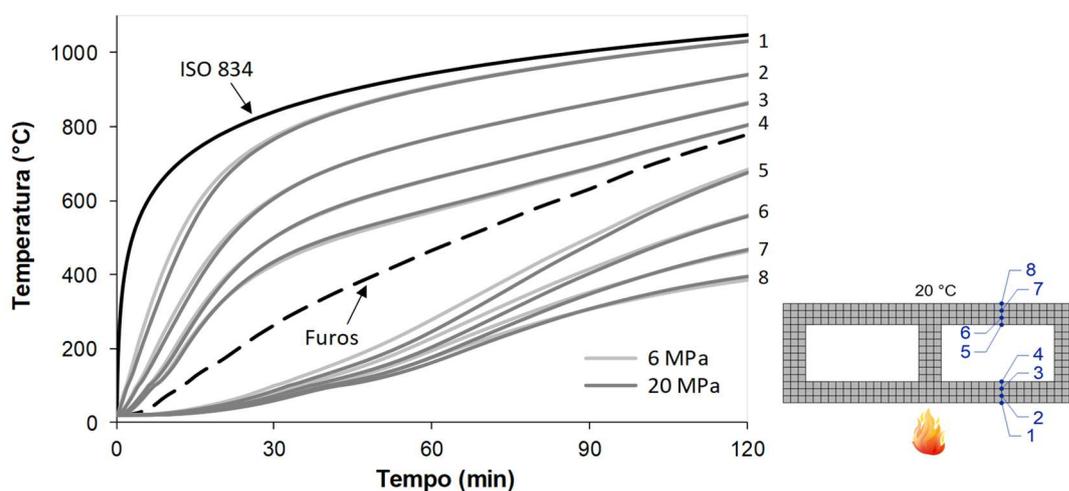
##### **4.3.6.1 Alvenaria submetida ao Incêndio-Padrão**

Conforme apresentado anteriormente, a validação do modelo numérico térmico foi feita com base nos resultados experimentais realizados no forno. Sendo assim, a curva de incêndio imposta nas análises numéricas foi definida com base nas leituras dos termopares utilizados nos ensaios, que, apesar de simularem a atuação do *Incêndio-Padrão*, apresentaram, nas leituras individuais dos termopares, diferenças em relação à curva proposta na ISO 834-1:1999. No presente item, são apresentados os resultados de análises numéricas considerando exatamente a curva temperatura-tempo proposta na referida norma. Além disso, para a análise das paredes submetidas à ação do fogo em apenas uma face, foi considerada temperatura constante igual a 20°C na face não exposta ao fogo em vez da curva resultante do ensaio com o trio de pequenas paredes.

A Figura 4.52 e a Figura 4.53 mostram a evolução da temperatura em diversos pontos ao longo da espessura da alvenaria, considerando a parede exposta ao fogo em uma ou em

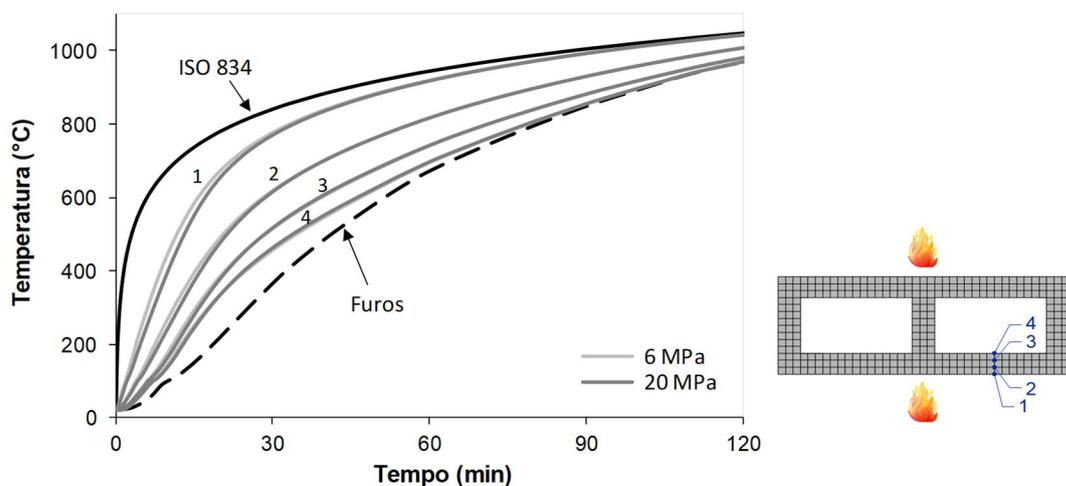
ambas as faces, respectivamente. Adicionalmente, a Figura 4.54 e a Figura 4.55 mostram as isothermas nos blocos a cada 30 minutos de exposição, as quais permitem visualizar a distribuição da temperatura em toda a seção transversal da alvenaria e analisar as diferenças entre os resultados de acordo com as variáveis estudadas (material dos blocos e forma de exposição). Nessas análises, as propriedades térmicas foram consideradas da mesma forma que as análises destinadas à validação do modelo, ou seja, com base nos resultados experimentais tratados no item 4.3.4.

**Figura 4.52** – Evolução da temperatura na seção transversal: paredes com uma face exposta ao *Incêndio-Padrão*.



Fonte: próprio autor

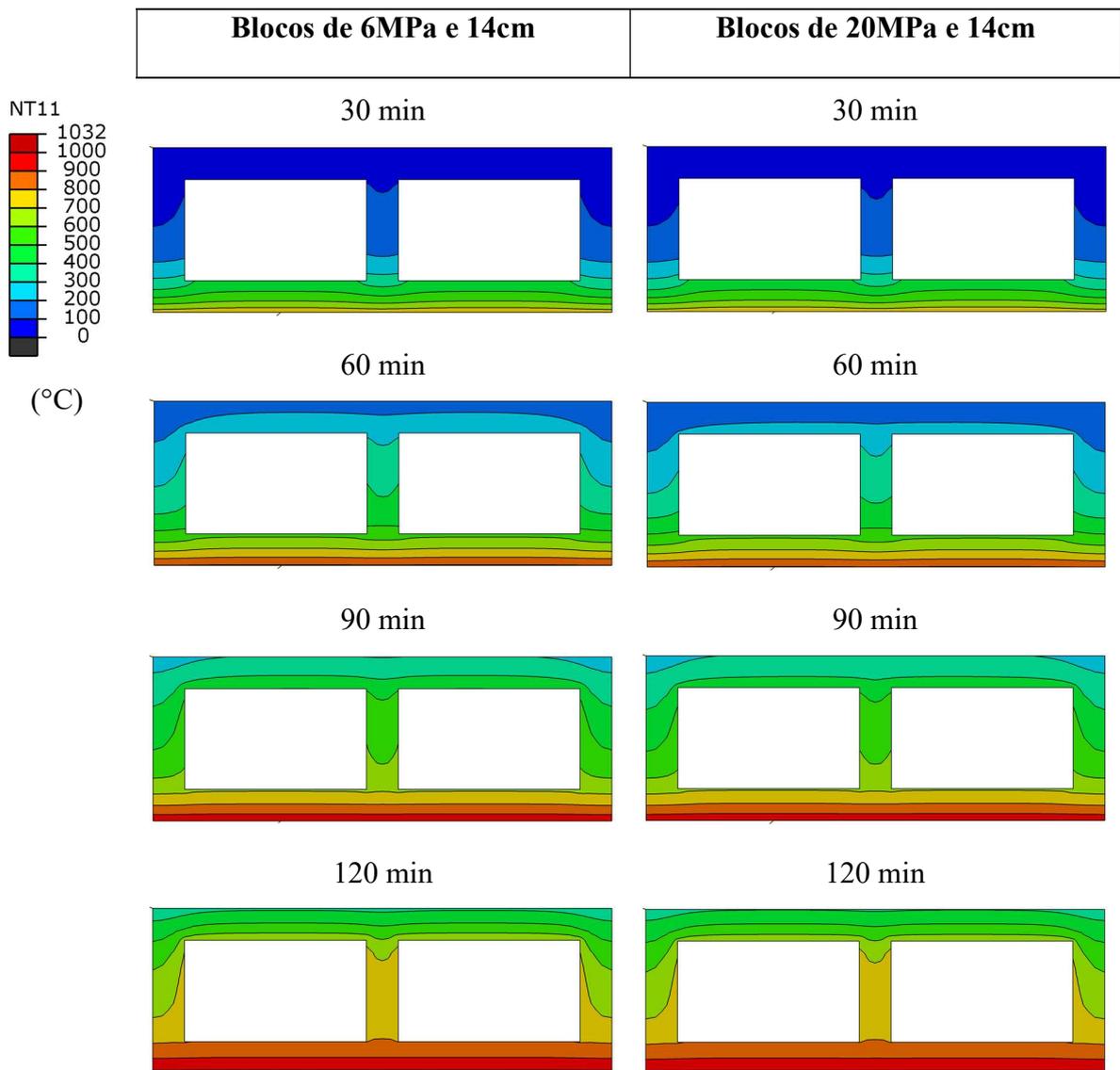
**Figura 4.53** – Evolução da temperatura na seção transversal: paredes com ambas as faces expostas ao *Incêndio-Padrão*.



Fonte: próprio autor

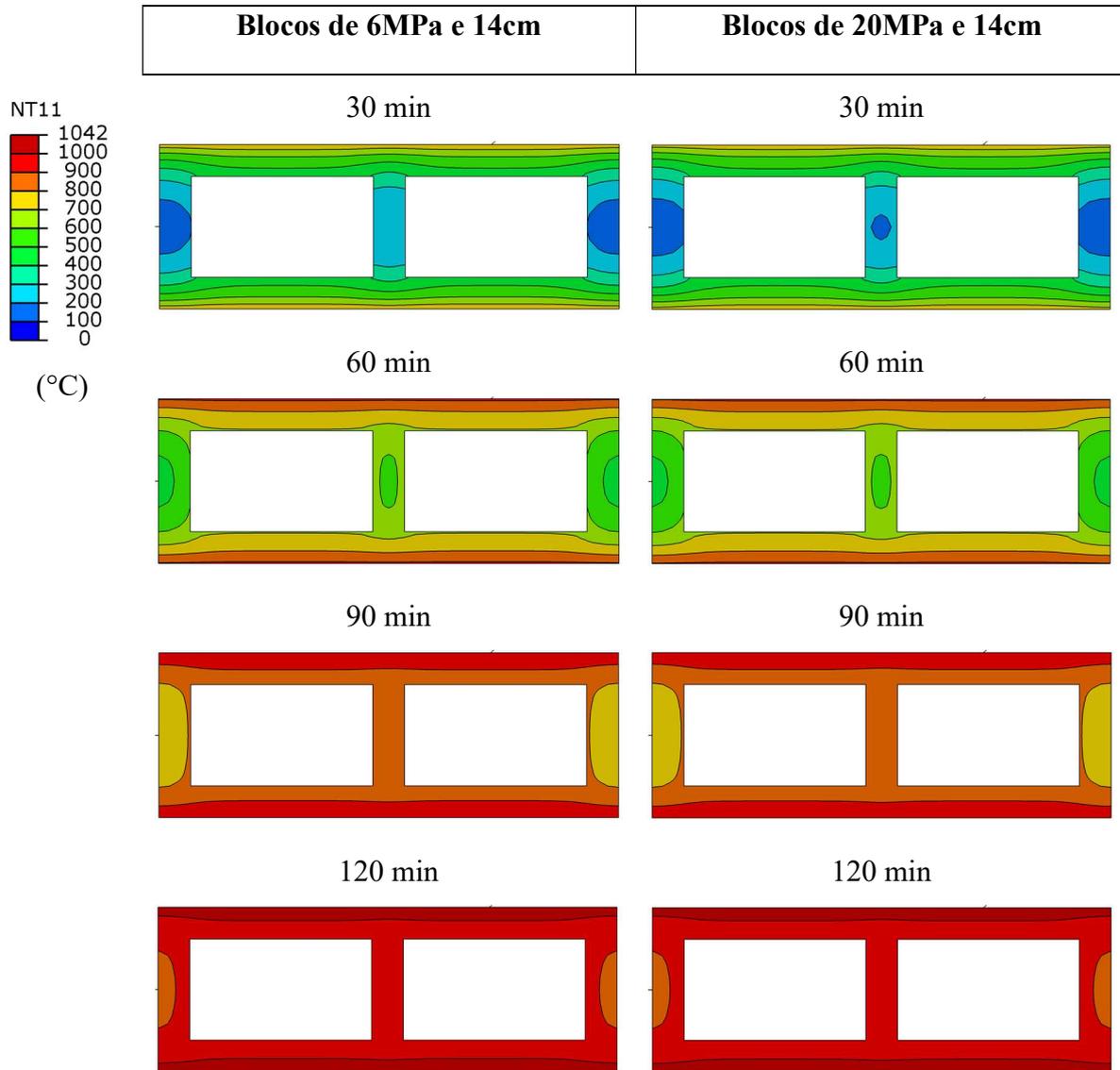
Conforme constatado nas análises anteriores, apesar das diferenças entre as propriedades físicas, mecânicas e térmicas dos dois materiais, nota-se pouca diferença entre os resultados de evolução da temperatura no interior das paredes com blocos de 6 MPa ou com blocos de 20 MPa. Para as paredes com apenas uma face exposta ao fogo, a diferença média entre os resultados em cada ponto de análise não passou de 19°C, caindo para 10°C no caso com ambas as faces expostas. Tal semelhança de comportamento é resultado da proximidade entre os valores de difusividade térmica dos dois concretos, os quais tendem a minimizar as diferenças de condutividade térmica e de calor específico encontradas nos ensaios experimentais.

**Figura 4.54** – Isotermas na seção transversal das paredes com uma face exposta ao *Incêndio-Padrão*.



Fonte: próprio autor

**Figura 4.55** – Isotermas na seção transversal das paredes com ambas as faces expostas ao *Incêndio- Padrão*.



Fonte: próprio autor

No caso das paredes com função de compartimentação (com apenas uma face exposta ao fogo), os resultados relativos ao tempo de resistência ao fogo (TRF) segundo o critério de isolamento térmico são apresentados na Tabela 4.7, levando-se em consideração os limites máximo ( $180^{\circ}\text{C} + T_0$ ) e médio ( $140^{\circ}\text{C} + T_0$ ) para a elevação da temperatura na face não exposta. Considerando que a resistência ao fogo é determinada quando qualquer um desses limites é atingido primeiramente, os resultados numéricos apontam para TRF igual a 60 minutos no caso de alvenaria com blocos de 6 MPa e igual a 62 minutos ao considerar os blocos de 20 MPa.

Essa proximidade nos resultados dos dois tipos de blocos analisados se mostra importante para a normalização de procedimentos destinados ao dimensionamento da alvenaria

estrutural em situação de incêndio, uma vez que a evolução das temperaturas no interior da alvenaria não dependeria do concreto utilizado para a produção dos blocos (considerando concreto produzido com agregados silicosos). Logicamente, a extrapolação desses resultados carece da realização de novos ensaios experimentais para a caracterização (propriedades térmicas) de outros tipos de concreto, considerando-se variações de traço e nos materiais constituintes, principalmente em relação aos tipos de agregados.

**Tabela 4.7** – Tempo de resistência ao fogo (TRF) segundo o critério de isolamento térmico.

Bloco	TRF (min)	
	Isolamento térmico*	
	Máximo (180°C + T <sub>0</sub> )	Médio (140°C + T <sub>0</sub> )
6 MPa e 14cm	65	60
20 MPa e 14cm	68	62

\*conforme o Eurocode 6 – EN 1996-1-2:2005;  
T<sub>0</sub> – temperatura ambiente inicial (considerada igual a 20 °C).

Fonte: próprio autor

#### 4.3.6.2 Avaliação das propriedades térmicas propostas no Eurocode 2

Até o presente momento, as análises numéricas foram realizadas considerando-se, como parâmetros de entrada, as propriedades térmicas obtidas nos ensaios experimentais. Sabe-se, porém, que a obtenção dessas propriedades em temperaturas elevadas não é simples e demanda a utilização de equipamentos específicos, nem sempre disponíveis nos laboratórios. Assim, o objetivo deste item é avaliar a aplicabilidade das curvas de condutividade térmica e de calor específico propostas no Eurocode 2 - EN 1992-1-2:2004 para a análise da alvenaria estrutural com blocos de concreto em situação de incêndio, de forma a tornar as análises numéricas menos dependentes de atividades laboratoriais.

Para isso, foram realizadas análises de sensibilidade (paramétricas) por meio do modelo numérico desenvolvido, variando-se as propriedades térmicas do concreto dos blocos conforme resumido na Tabela 4.8. Nessas análises, considerou-se apenas uma das faces da alvenaria exposta ao *Incêndio-Padrão*, estando a face não exposta sujeita à temperatura ambiente, constante e igual a 20°C. Por ser um parâmetro de fácil obtenção em laboratório, o teor de umidade dos dois blocos analisados (6 MPa e 20 MPa) foi considerado conforme os resultados experimentais; assim, os valores de pico do calor específico aos 100°C foram os mesmos das análises numéricas anteriores.

**Tabela 4.8** – Avaliação das propriedades térmicas propostas no EN 1992-1-2:2004.

Bloco	Calor específico*	Condutividade térmica <sup>†</sup>	Face exposta / não exposta
6 MPa e 14cm	Eurocode – $u = 1,2\%$	Eurocode – <i>Curva Superior</i>	ISO 834 / 20°C
	Eurocode – $u = 1,2\%$	Eurocode – <i>Curva Inferior</i>	ISO 834 / 20°C
20 MPa e 14cm	Eurocode – $u = 2,1\%$	Eurocode – <i>Curva Superior</i>	ISO 834 / 20°C
	Eurocode – $u = 2,1\%$	Eurocode – <i>Curva Inferior</i>	ISO 834 / 20°C

\*conforme mostrado na Figura 4.44;

†conforme mostrado na Figura 4.46;

 $u$  – teor de umidade dos blocos.

Fonte: próprio autor

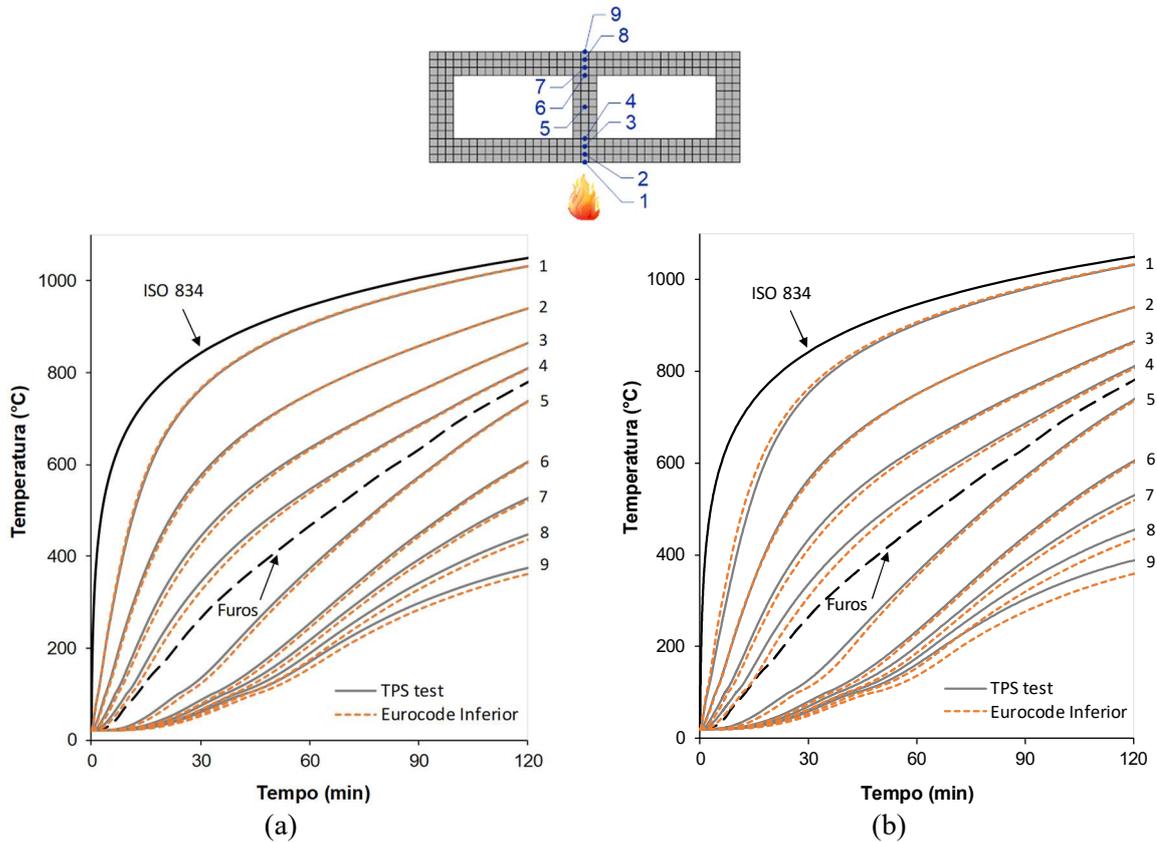
A Figura 4.56 e a Figura 4.57 mostram, por meio das curvas tracejadas, a evolução da temperatura em alguns pontos da seção transversal resultantes dessas quatro análises numéricas. As curvas em linha contínua (cor cinza) se referem aos resultados apresentados no item 4.3.6.1 (com as propriedades térmicas obtidas experimentalmente – *TPS test*), os quais foram tomados como referência para comparação.

Analisando esses gráficos, nota-se que a utilização da curva de condutividade térmica *superior* proposta no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 (Figura 4.57) conduziu a resultados mais próximos daqueles obtidos a partir das propriedades térmicas reais (*TPS test*), tanto para os blocos de 6 MPa como para os de 20 MPa. No caso das análises considerando a curva *inferior*, observam-se maiores desvios das curvas em relação aos resultados de referência (Figura 4.56), embora as diferenças nos níveis de temperatura não tenham sido significativas em valores absolutos. Portanto, na ausência de ensaios experimentais para a caracterização das propriedades térmicas do concreto em temperaturas elevadas, os resultados aqui apresentados indicam que a curva de condutividade térmica *superior* proposta no Eurocode 2 - EN 1992-1-2:2004 se mostra mais adequada para análises numéricas da alvenaria estrutural com blocos vazados de concreto (considerando agregados silicosos).

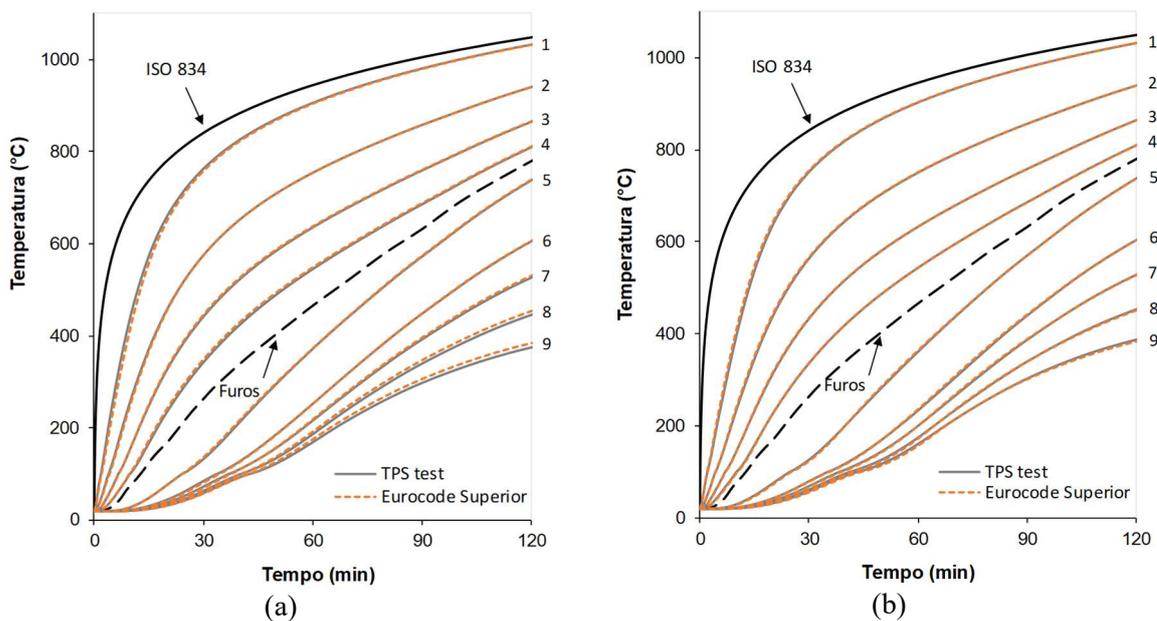
Cabe ressaltar que a estratégia de modelagem aqui proposta também contribuiu para a proximidade entre os resultados dessas análises, uma vez que, ao se estabelecer a evolução da temperatura nos furos dos blocos por meio da curva experimental, a transferência de calor no interior da alvenaria fica condicionada às diferenças de temperaturas externas e internas impostas. Além disso, a Figura 4.56 e a Figura 4.57 mostram que os desvios em relação aos resultados de referência aumentam em função da profundidade (distância em relação à face exposta ao fogo). Sendo assim, é possível afirmar que a utilização das propriedades térmicas propostas no Eurocode 2 - EN 1992-1-2:2004 tende a apresentar resultados numéricos menos

precisos em casos de blocos com septos internos mais espessos ou mesmo em blocos maciços, como nas situações em que há o preenchimento dos furos com graute.

**Figura 4.56** – Análises numéricas considerando a curva de condutividade térmica *inferior* do Eurocode 2: (a) blocos de 6 MPa e (b) 20 MPa.



**Figura 4.57** – Análises numéricas considerando a curva de condutividade térmica *superior* do Eurocode 2: (a) blocos de 6 MPa e (b) 20 MPa.



Fonte: próprio autor

#### **4.4 MODELO VOLTADO ÀS ANÁLISES TERMOESTRUTURAIS**

As análises termoestruturais se destinam à investigação do comportamento estrutural da alvenaria mediante a combinação de solicitações mecânicas e ações térmicas. É com base nesse modelo que as principais informações quanto ao comportamento e o desempenho dos elementos estruturais em temperaturas elevadas são obtidas.

O modelo aqui desenvolvido considera a subdivisão das ações atuantes em duas etapas (por meio da ferramenta “*steps*”, do ABAQUS), que ocorrem de forma sequencial dentro da mesma análise numérica. Inicialmente, o carregamento mecânico é aplicado, sendo o seu valor um percentual da resistência da parede à temperatura ambiente. Em seguida, mantendo-se constante a aplicação do carregamento mecânico, a ação do fogo é inserida por meio do acoplamento com os resultados da análise térmica previamente realizada, onde os campos de temperatura no interior da alvenaria são atualizados em função do tempo de exposição ao incêndio.

Dessa forma, a resposta do elemento estrutural pode ser avaliada mediante a atuação simultânea de ambas as ações, apresentando, como principal resultado, o tempo em que ocorre a perda de sua capacidade resistente, ou seja, o tempo de resistência ao fogo (TRF) segundo o *critério de resistência mecânica*.

O modelo numérico foi desenvolvido em continuidade ao trabalho de Carvalho (2019), cujas estratégias de modelagem foram estabelecidas em conjunto pelo fato de ambos os trabalhos estarem inseridos no mesmo Projeto de Pesquisa (FAPESP 2017/20255-4). Em relação à última referência, alguns dos parâmetros foram modificados com base na resposta estrutural do modelo em comparação aos resultados experimentais realizados em temperatura ambiente, bem como na análise comparativa com os ensaios experimentais realizados no forno.

Ressalta-se que as análises termoestruturais aqui apresentadas foram realizadas em *caráter exploratório*, visto que, em função das limitações laboratoriais, não foi possível realizar ensaios experimentais com elementos de alvenaria sob ações térmicas e mecânicas simultâneas. Com isso, a validação do modelo numérico foi realizada apenas de forma qualitativa, tomando-se como referência registros na literatura quanto ao comportamento termoestrutural da alvenaria em altas temperaturas.

Portanto, os resultados aqui apresentados visam investigar, por meio de análises paramétricas, possíveis tendências (sinalizações) de comportamento da alvenaria sob diferentes

condições de contorno, de forma a se obter uma estimativa do seu TRF em cada caso analisado e, assim, contribuir para o desenvolvimento de novas pesquisas em trabalhos futuros.

#### **4.4.1 INFORMAÇÕES SOBRE A GEOMETRIA E A MALHA**

Nas análises termoestruturais, foram avaliadas apenas pequenas paredes com blocos de 14 cm de largura, tendo geometria semelhante àquela considerada nos modelos voltados às análises em temperatura ambiente e às análises térmicas (conforme detalhado no item 2). As paredes com blocos de 19 cm de largura não foram aqui analisadas, pois a avaliação do efeito da esbeltez da parede no seu desempenho em temperaturas elevadas foi considerada por meio da variação das condições de apoio no topo e na base, conforme apresentado adiante.

A malha de elementos finitos foi definida exatamente da mesma forma que os dois modelos anteriores, de modo a garantir a padronização e a uniformidade da malha, além de facilitar o acoplamento com os resultados das análises térmicas por meio da coincidência espacial dos nós. O elemento finito utilizado foi o mesmo empregado nas análises à temperatura ambiente, o C3D8 (cujas características são apresentadas no item 4.2.3), que é compatível com o elemento finito utilizado nas análises térmicas.

#### **4.4.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS x TEMPERATURA**

Semelhantemente às análises em temperatura ambiente, foi utilizado o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) para a definição das propriedades plásticas do concreto e da argamassa nas análises termoestruturais, sendo seus parâmetros (ângulo de dilatância, excentricidade,  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ , viscosidade,  $K_c$ ) considerados constantes devido à ausência de resultados experimentais que os correlacionem com a temperatura.

A variação das propriedades mecânicas dos materiais em função da temperatura foi considerada de acordo com as prescrições do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004, partindo-se das propriedades utilizadas nas análises em temperatura ambiente. A redução da resistência à compressão dos materiais foi definida com base nos coeficientes ( $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$ ) recomendados na referida norma para concretos com agregados silicosos (ver Figura 2.27), sendo também adotados seus valores referentes à deformação de pico ( $\varepsilon_{cp,\theta}$ ) para cada nível de temperatura ( $\theta$ ).

A resistência à tração também foi ponderada conforme o coeficiente ( $k_{t,\theta} = f_{t,\theta} / f_t$ ) proposto no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004, cujas equações estão apresentadas a seguir. Para

evitar problemas de convergência nas análises numéricas, esse coeficiente de redução foi adaptado para considerar, nos níveis mais altos de temperatura, uma resistência à tração mínima igual a 10% em relação à resistência inicial dos materiais.

$$k_{t,\theta} = 1,0 \quad \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C} \quad (4.13)$$

$$k_{t,\theta} = 1,0 - 1,0 (\theta - 100) / 500 \quad \text{para } 100^{\circ}\text{C} < \theta \leq 500^{\circ}\text{C}$$

$$k_{t,\theta} = 0,1 \quad \text{para } \theta > 500^{\circ}\text{C}$$

A Tabela 4.9 apresenta as propriedades mecânicas dos materiais utilizados nas análises termomecânicas, considerando paredes compostas por blocos com resistências de 6 MPa ou de 20 MPa (semelhantes aos blocos do programa experimental). Nestas análises, as propriedades dos meio blocos foram consideradas iguais às dos blocos inteiros para minimizar a quantidade de variáveis no estudo. Além disso, as diferenças entre esses dois componentes obtidas experimentalmente produziram variações pouco significativas nos resultados das análises numéricas das pequenas paredes em temperatura ambiente.

**Tabela 4.9** – Modelo termomecânico: propriedades mecânicas dos materiais  $\times$  temperatura.

$\theta$ ( $^{\circ}\text{C}$ )	Blocos 6 MPa				Blocos 20 MPa				Argamassa			
	$f_{c,\theta}$ (MPa)	$f_{t,\theta}$ (MPa)	$E_{\theta}$ (MPa)	$\varepsilon_{cp,\theta}$ (‰)	$f_{c,\theta}$ (MPa)	$f_{t,\theta}$ (MPa)	$E_{\theta}$ (MPa)	$\varepsilon_{cp,\theta}$ (‰)	$f_{c,\theta}$ (MPa)	$f_{t,\theta}$ (MPa)	$E_{\theta}$ (MPa)	$\varepsilon_{cp,\theta}$ (‰)
20	14,32	1,55	17.698	2,5	42,24	2,66	32.941	2,5	4,90	0,57	10.985	1,1
100	14,32	1,55	11.061	4,0	42,24	2,66	20.588	4,0	4,90	0,57	6.866	1,8
200	13,59	1,24	7.625	5,5	40,09	2,13	14.140	5,5	4,66	0,45	4.742	2,4
300	12,16	0,93	5.338	7,0	35,87	1,60	9.824	7,0	4,17	0,34	3.333	3,1
400	10,73	0,62	3.282	10,0	31,65	1,07	5.996	10,0	3,68	0,23	2.059	4,4
500	8,58	0,31	1.740	15,0	25,32	0,53	3.141	15,0	2,94	0,11	1.099	6,6
600	6,44	0,16	778	25,0	18,99	0,27	1.387	25,0	2,21	0,06	494	11,0
700	4,29	0,16	515	25,0	12,66	0,27	908	25,0	1,47	0,06	330	11,0
800	2,15	0,16	256	25,0	6,33	0,27	445	25,0	0,74	0,06	165	11,0
900	1,14	0,16	136	25,0	3,38	0,27	236	25,0	0,39	0,06	88	11,0
1000	0,57	0,16	68	25,0	1,69	0,27	117	25,0	0,20	0,06	44	11,0
1100	0,14	0,16	17	25,0	0,42	0,27	29	25,0	0,05	0,06	11	11,0

$f_{c,\theta}$  – resistência à compressão do concreto (ou argamassa) à temperatura  $\theta$ ;

$f_{t,\theta}$  – resistência à tração do concreto (ou argamassa) à temperatura  $\theta$ ;

$E_{\theta}$  – módulo de elasticidade do concreto (ou argamassa) à temperatura  $\theta$ ;

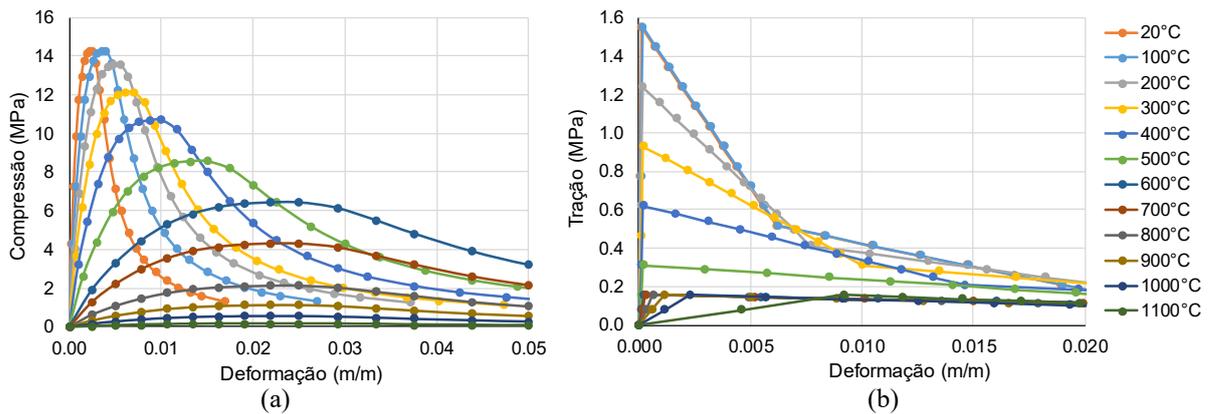
$\varepsilon_{cp,\theta}$  – deformação de pico à compressão do concreto (ou argamassa) à temperatura  $\theta$ .

Fonte: próprio autor

A partir dessas propriedades mecânicas, foram definidas as curvas tensão-deformação à compressão e à tração dos materiais para cada nível de temperatura, as quais foram inseridas como dados de entrada no ABAQUS. Para o comportamento à compressão, foi utilizado o modelo proposto em Guo (2014) para o traçado de ambos os ramos (ascendente e descendente) das curvas, de forma semelhante ao descrito no item 4.2.4.2. O modelo de dano utilizado foi o de Birtel e Mark (2006), sendo o mesmo empregado nas análises à temperatura ambiente (ver item 4.2.4.3).

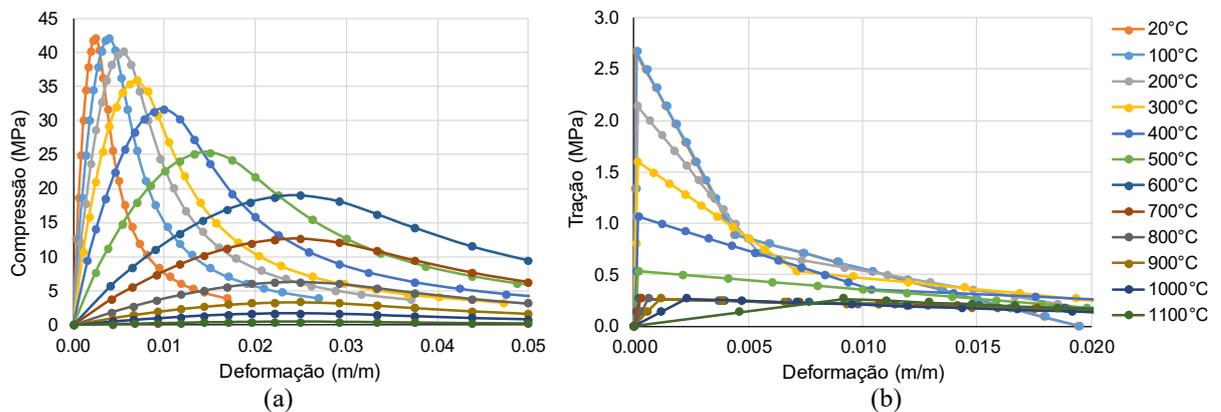
Para a tração, o ramo ascendente foi considerado elástico-linear até o pico e, para minimizar problemas de convergência nas análises numéricas, o ramo descendente foi ajustado conforme proposto em Genikomsou e Polak (2015), que se baseia no CEB-FIP Model Code (2010) e considera o ramo descendente como sendo bilinear. A Figura 4.58 à Figura 4.60 mostram as curvas dos blocos e da argamassa utilizadas nas análises termomecânicas.

**Figura 4.58** – Modelo termomecânico: curvas tensão-deformação dos blocos de 6 MPa.



Fonte: próprio autor

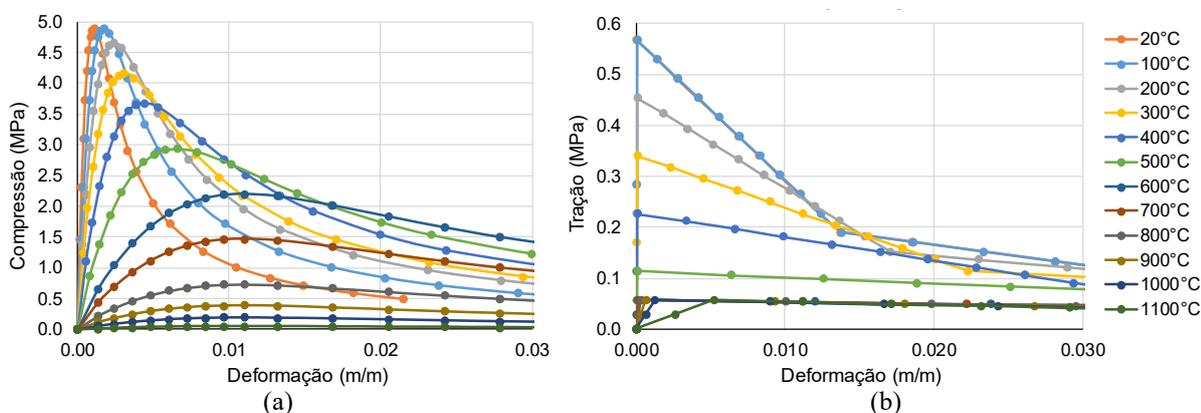
**Figura 4.59** – Modelo termomecânico: curvas tensão-deformação dos blocos de 20 MPa.



Fonte: próprio autor

Assim como adotado em Nadjai *et al.* (2003b) e em Carvalho (2019), a expansão térmica dos materiais foi considerada constante, com valor igual a  $9,0 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , conforme a ABNT NBR 16868-1:2020. Também foram realizados testes considerando a variação da expansão térmica em função da temperatura, conforme proposto no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004; porém, as análises numéricas resultaram com acréscimos significativos no esforço computacional e problemas de convergência, o que motivou a opção pelo valor constante adotado.

**Figura 4.60** – Modelo termoestrutural: curvas tensão-deformação da argamassa.



Fonte: próprio autor

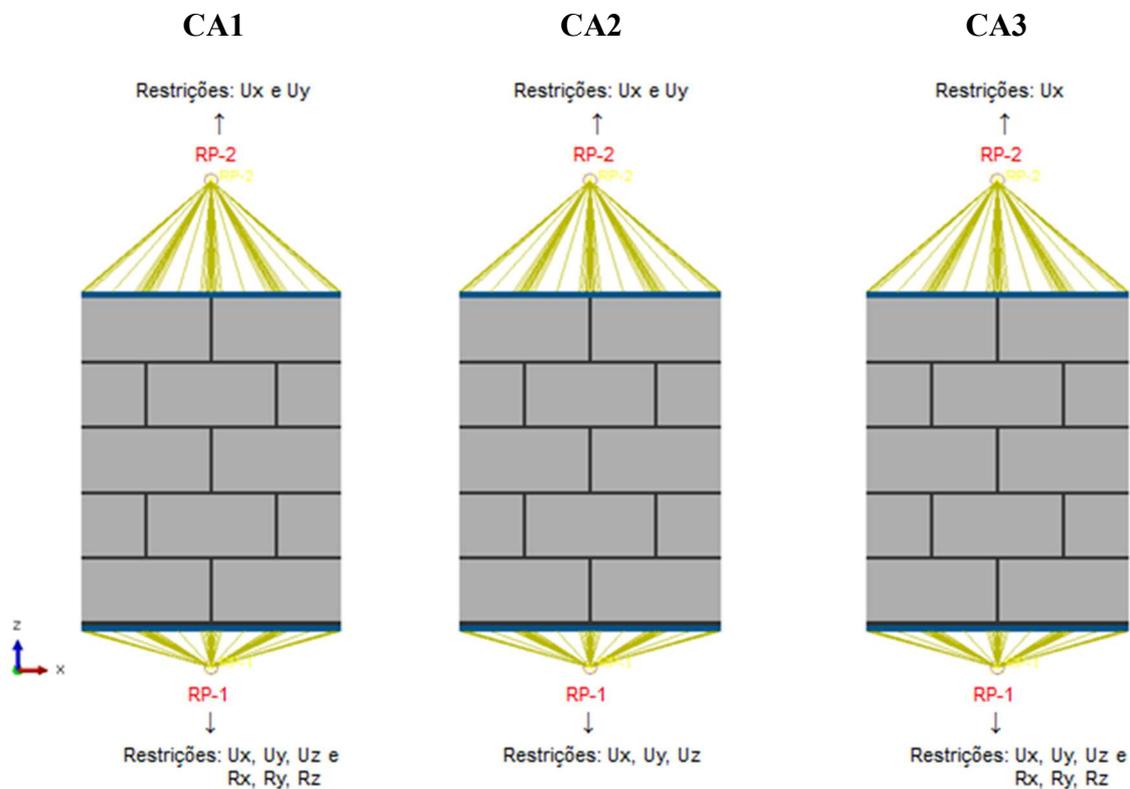
Quanto às propriedades térmicas, no caso, *o calor específico, a condutividade térmica e a massa específica*, as respectivas variações com a temperatura foram consideradas de forma semelhante às análises numéricas térmicas, tomando-se como base os resultados experimentais realizados na Universidade de Queensland e as prescrições do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004, conforme detalhado no item 4.3.4. Devido à ausência de resultados experimentais na literatura, as propriedades da interface também foram mantidas constantes, com valores iguais àqueles adotados nas análises em temperatura ambiente.

#### 4.4.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

Para investigar a influência das condições de contorno no desempenho da alvenaria em situação de incêndio, foram realizadas análises numéricas termoestruturais considerando variações no carregamento mecânico aplicado, nas restrições impostas aos apoios e na forma de exposição ao fogo da pequena parede.

Quanto aos apoios, a estratégia de modelagem foi a mesma empregada nas análises em temperatura ambiente, com os pontos de referência RP-1 e RP-2 acoplados a placas rígidas para a uniformização das tensões na base e no topo da parede, respectivamente. A análise paramétrica consistiu na variação das restrições aos graus de liberdade desses pontos de referência, configurando três condições de apoio distintas (CA1, CA2 e CA3), conforme ilustrado na Figura 4.61. Assim, levando em consideração os tipos de apoios, a altura e a espessura da parede (100 cm e 14 cm, respectivamente), a alvenaria foi avaliada com índices de esbeltez iguais a 5, 7 e 14 (razão entre altura e espessura efetivas, segundo a ABNT NBR 16868-1:2020).

**Figura 4.61** – Modelo termoestrutural: diferentes condições de apoio consideradas.



Fonte: próprio autor

Para cada uma dessas três condições de apoio, foram aplicados quatro níveis de carregamento mecânico, equivalentes a 20%, 40%, 60% e 80% em relação à resistência à compressão das paredes previamente analisadas em temperatura ambiente. Nas análises termoestruturais, a ação mecânica foi inserida com controle de forças, uma vez que a aplicação de deslocamentos prescritos (controle de deslocamentos) interfere nos efeitos causados pela expansão térmica dos materiais quando em temperaturas elevadas.

As pequenas paredes foram analisadas, também, sob as duas formas de exposição ao fogo investigadas experimentalmente, ou seja, com uma ou ambas as faces expostas ao *Incêndio-Padrão* proposto na ISO 834-1:1999. Para o caso das paredes com função de compartimentação (fogo atuando em apenas uma face), a face não exposta ao fogo foi considerada inserida em um ambiente com temperatura constante igual a 20°C, sendo aproveitados os resultados das análises térmicas apresentados no item 4.3.6.1.

#### **4.4.4 CRITÉRIOS DE PARADA – Definição do TRF**

Neste trabalho, a resistência ao fogo segundo o Critério R (resistência mecânica ou estabilidade estrutural) das paredes analisadas foi obtida com base nas suas respectivas curvas representativas da “*deformação vertical versus tempo de exposição ao incêndio*”. Para isso, foram utilizadas as prescrições da BS EN 1363-1:2012, que estabelece os seguintes limites para elementos verticais submetidos à compressão:

- Contração vertical:  $C = h / 100$  [mm]
- Taxa de contração vertical:  $(dC / dt) = 3h / 1000$  [mm/min]

Nas igualdades (limites) apresentadas,  $h$  é a altura inicial do elemento estrutural analisado, em milímetros. O tempo de resistência ao fogo (TRF) é então determinado quando um desses limites é atingido, ou seja, considerando o que ocorrer primeiro. Para as paredes aqui estudadas, a resistência ao fogo foi governada pelo segundo limite (taxa de contração vertical) em todas as análises, dando indícios de colapso estrutural abrupto, seja por perda de estabilidade ou por ruptura frágil da parede.

Cabe ressaltar que os referidos limites impostos pela BS EN 1363-1:2012 referem-se à execução de ensaios experimentais, tendo como principais objetivos garantir a segurança durante os ensaios e evitar danos aos equipamentos. No entanto, em função da dificuldade de se identificar o momento exato do colapso em simulações computacionais, esses critérios de parada são também utilizados em análises numéricas de elementos verticais em geral (pilares e paredes, por exemplo), tal como considerado em Capilla (2012).

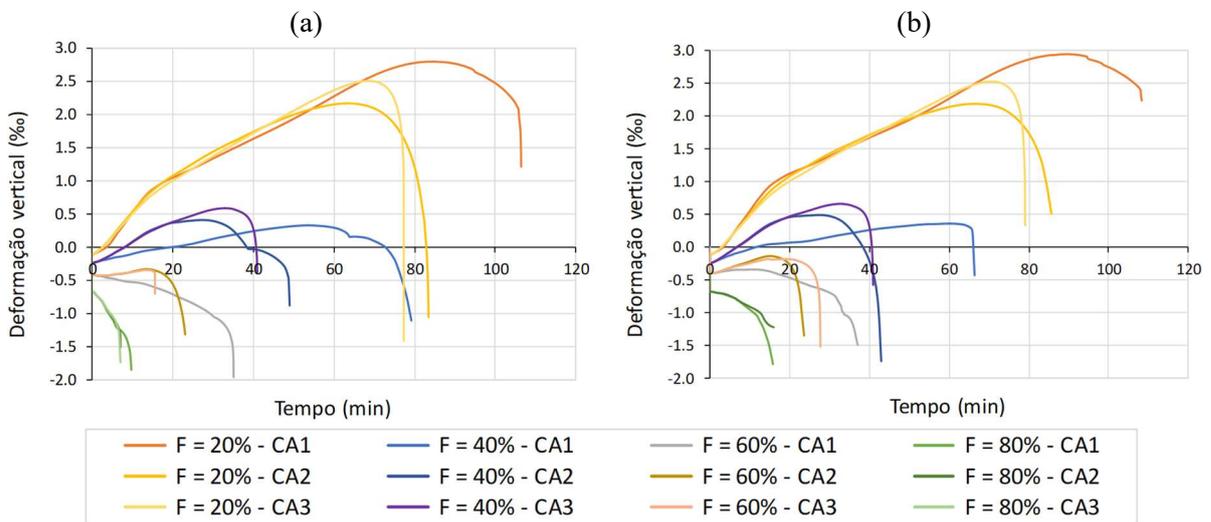
#### **4.4.5 COMPORTAMENTO TERMOMECÂNICO DA ALVENARIA**

Devido às importantes diferenças de comportamento em função das condições de exposição ao fogo, a análise dos resultados é aqui separada entre as paredes com ou sem função de compartimentação (uma ou ambas as faces expostas ao fogo).

#### 4.4.5.1 Paredes com uma face exposta ao fogo

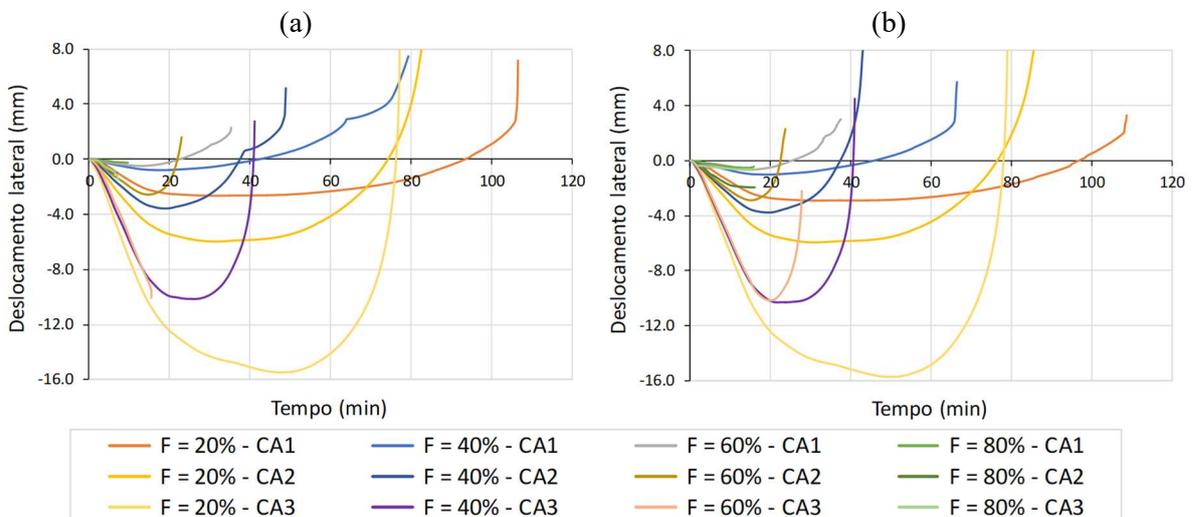
A Figura 4.62 apresenta os resultados das *deformações verticais médias*, as quais foram calculadas com base no deslocamento vertical médio do topo da pequena parede mediante a ação do fogo em apenas uma de suas faces. Já a Figura 4.63 mostra a evolução dos *deslocamentos laterais* (do ponto de maior deslocamento do eixo central da alvenaria) em função do tempo de exposição ao fogo, onde podem ser observadas as diferenças de comportamento da pequena parede em relação às variáveis analisadas, a saber: *nível de carregamento, condições de apoio (CA1, CA2 e CA3) e resistência inicial dos blocos*.

**Figura 4.62** – Deformação vertical média das pequenas paredes, com fogo atuando em uma face, para blocos de: (a) 6 MPa e (b) 20 MPa.



Fonte: próprio autor

**Figura 4.63** – Deslocamentos laterais máximos do eixo central das pequenas paredes, com fogo atuando em uma face, para blocos de: (a) 6 MPa e (b) 20 MPa.



Fonte: próprio autor

A partir desses resultados, foi possível observar, basicamente, dois padrões no comportamento termomecânico das pequenas paredes de acordo com o nível de carregamento mecânico aplicado. Para melhor entendimento desses padrões identificados, os resultados de três das pequenas paredes analisadas foram separados em dois gráficos, conforme apresentado na Figura 4.64, onde se observa que a evolução das deformações pode ser dividida em até cinco estágios. Para as paredes analisadas com **carregamento de até 40%** de sua capacidade resistente em temperatura ambiente, o comportamento observado está representado genericamente pelo gráfico da Figura 4.64a, considerando os seguintes estágios:

- **ESTÁGIO 1:** Após um encurtamento inicial (no tempo  $t = 0$ ) resultante da força de compressão aplicada, a elevação da temperatura promove a expansão térmica da alvenaria, fazendo com que haja um deslocamento vertical positivo do topo da parede. Simultaneamente, ocorrem deslocamentos laterais do plano central da alvenaria, gerando um arqueamento da parede em direção ao lado exposto ao fogo, conforme Figura 4.65. Esses deslocamentos laterais surgem devido ao gradiente de temperaturas ao longo de seção transversal, que tende a gerar expansão térmica não uniforme e, conseqüentemente, o arqueamento da parede nos primeiros minutos de exposição ao fogo.

- **ESTÁGIO 2:** Com o aumento da temperatura, as regiões mais próximas à face exposta ao fogo sofrem maior degradação de suas propriedades mecânicas, tornando-as menos rígidas em comparação com as partes menos aquecidas. Com isso, embora as deformações médias por expansão térmica ainda predominem sobre o encurtamento provocado pela força aplicada e perda de rigidez, os deslocamentos laterais passam a ocorrer em sentido contrário à face exposta, reduzindo gradativamente o arqueamento gerado no estágio inicial (Figura 4.65).

- **ESTÁGIO 3:** O processo de expansão térmica continua até atingir um valor máximo (pico da curva de deformação vertical), onde se inicia o terceiro estágio. A partir desse ponto, a perda de rigidez faz com que as deformações geradas pelo carregamento mecânico superem os efeitos da expansão térmica, dando início ao ramo descendente da curva de deformação vertical.

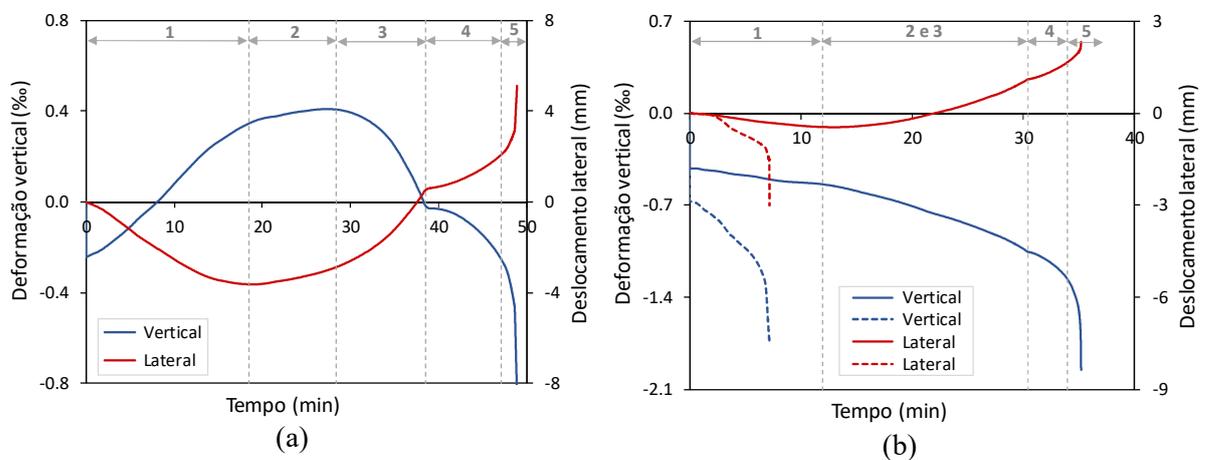
- **ESTÁGIO 4:** Com a redução do arqueamento, as excentricidades geradas no estágio inicial diminuem progressivamente até a condição em que a parede volta a trabalhar sob compressão centrada (ou sob momentos pouco significativos), conforme se observa na Figura 4.65. Adicionalmente, a perda de resistência das regiões mais aquecidas conduz a uma redistribuição das tensões máximas atuantes para as regiões menos danificadas pelas altas temperaturas (face não exposta e os septos transversais dos blocos). Esse instante é identificado por meio do ponto de inflexão das curvas (Figura 4.64a), a partir do qual a parede passa a apresentar, por um período de tempo, menores deformações e acréscimos mais expressivos no seu tempo de resistência ao fogo. Tais efeitos, atrelados ao estágio 4 e identificados nas curvas de deformação vertical e deslocamentos laterais, não ocorreram em todos os casos, principalmente nas análises com blocos de maior resistência, provavelmente em decorrência do comportamento frágil da alvenaria.

- **ESTÁGIO 5:** Mediante a exposição contínua ao fogo, as regiões mais próximas à face exposta resultam ainda mais danificadas e com menor resistência, fazendo com que ocorra um novo arqueamento da parede, dessa vez em sentido contrário àquele apresentado nos estágios iniciais

(Figura 4.65). Assim, o carregamento se torna novamente excêntrico, e os momentos gerados aumentam rapidamente em função do acréscimo expressivo da excentricidade, levando a parede ao colapso.

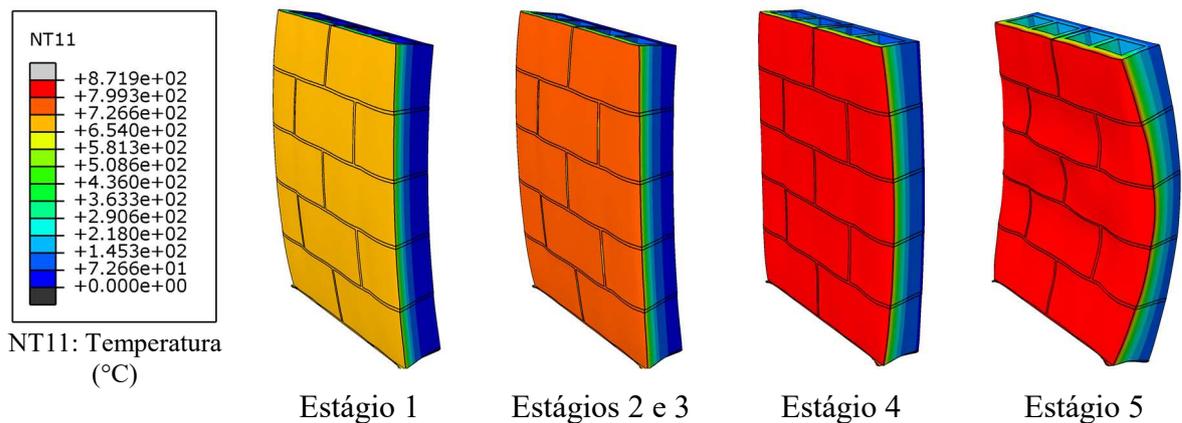
A duração de cada um desses estágios descritos anteriormente depende, principalmente, do nível de carregamento aplicado, sendo influenciado, também, pela esbeltez (ou condições de apoio) da parede. Sendo assim, as curvas indicadas na Figura 4.64a podem apresentar formas diferentes, conforme se observa na Figura 4.62 e na Figura 4.63.

**Figura 4.64** – Comportamento geral da alvenaria nas análises termoestruturais: paredes com uma face exposta e carregamento  $F \leq 40\%$  (a) e  $F \geq 60\%$  (b).



Fonte: próprio autor

**Figura 4.65** – Evolução das deformações (em escala ampliada) em função da temperatura nas análises termoestruturais: *reverse bowing* – Temperaturas na legenda em °C.



Fonte: próprio autor

Nos casos em que a parede foi analisada considerando **carregamento mecânico maior ou igual a 60%** de sua capacidade resistente a temperatura ambiente, ocorreram mudanças

significativas no comportamento em relação aos estágios descritos anteriormente. Esses casos estão representados, de forma geral, pela Figura 4.64b, em que foram observados:

- **ESTÁGIO 1:** Para níveis de carregamento maiores, as deformações verticais médias são governadas pela redução das propriedades mecânicas dos materiais. Nesses casos, a expansão térmica se manifesta de forma mais discreta, não sendo predominante sobre os efeitos do carregamento nem mesmo nos primeiros minutos de exposição ao fogo. O arqueamento em direção ao fogo ocorre também nessa situação em virtude do gradiente térmico na seção transversal e da restrição vertical imposta pelo próprio carregamento.

- **ESTÁGIOS 2 e 3:** Devido à ausência de pico na curva de deformações verticais (ou com pico ocorrendo de forma mais discreta), os estágios 2 e 3 identificados no caso anterior não são aqui diferenciados com clareza, sendo apenas observado um ramo descendente na curva na maioria dos casos. Assim, o fim do estágio 1 é identificado a partir da curva de deslocamentos laterais, especificamente no momento em que se inicia o processo de inversão do arqueamento gerado nos primeiros minutos de exposição ao fogo.

- **ESTÁGIOS 4 e 5:** As características gerais são semelhantes ao caso anterior, com a redistribuição das tensões máximas para as partes menos aquecidas e a inversão do arqueamento levando à condição inicial de compressão centrada. Porém, como as tensões geradas pelo carregamento são maiores, a alvenaria não apresenta acréscimos de tempo significativos em sua resistência ao fogo, chegando rapidamente ao colapso mesmo apresentado menores excentricidades em comparação ao caso anterior.

Essa inversão do arqueamento apresentada nas análises numéricas é também observada em resultados experimentais presentes na literatura, sendo esse fenômeno chamado de “*reverse bowing*”. Segundo Russo e Sciarretta (2013), paredes submetidas a temperaturas elevadas em uma de suas faces podem apresentar esse comportamento quando carregadas, uma vez que o carregamento imposto tende a reduzir os deslocamentos gerados pelo aumento de temperatura. Os autores pontuam que o fenômeno do *reverse bowing* ocorre sempre que a resposta estrutural é governada pela redução das propriedades mecânicas das regiões expostas do fogo, que tende a reduzir a seção resistente e, com isso, gerar excentricidades que iniciam o processo de inversão do arqueamento.

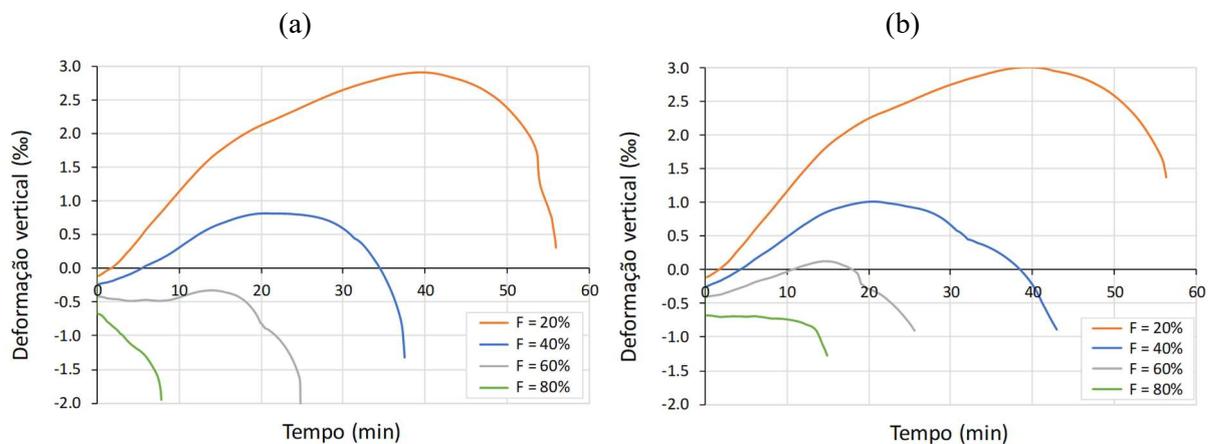
No entanto, os resultados numéricos mostram que, em situações em que o carregamento mecânico e o índice de ebeltez da parede são elevados, o fenômeno do *reverse bowing* pode não ocorrer. Nesse caso, as excentricidades geradas pela expansão térmica da face exposta ao fogo crescem continuamente, sendo impulsionadas pelo próprio carregamento. Dessa forma, os efeitos da flexo-compressão precipitam o colapso da parede ainda no *ESTÁGIO 1*, conforme se observa no caso representado pelas curvas tracejadas da Figura 4.64b.

#### 4.4.5.2 Paredes com ambas as faces expostas ao fogo

De forma geral, as curvas de deformações verticais médias das paredes expostas ao fogo em ambas as faces resultaram com tendência parecida quando comparadas às paredes expostas ao fogo em apenas uma face, porém com tempos de resistência ao fogo menores na maioria dos casos. No que se refere às deformações, a principal diferença se dá pela ausência de deslocamentos laterais, uma vez que a expansão térmica ocorre de forma simétrica em relação ao plano central da alvenaria, como esperado, eliminando assim a possibilidade de ocorrência do arqueamento (“*reverse bowing*”) descrito anteriormente.

A Figura 4.66 apresenta os resultados das deformações verticais médias das pequenas paredes, analisadas considerando a ação do fogo em ambas as faces e determinadas com base no deslocamento vertical do topo. Nesta situação, não houve diferenças significativas nos resultados numéricos mediante a variação das condições de apoio (CA1, CA2 e CA3), sinalizando que, para os níveis de esbeltez aqui analisados, o limite da capacidade resistente das paredes não é atingido devido à problemas relativos à instabilidade (“*flambagem*”).

**Figura 4.66** – Deformação vertical média das pequenas paredes, com fogo atuando em ambas as faces, para blocos de: (a) 6 MPa e (b) 20 MPa.



Fonte: próprio autor

Semelhantemente ao caso anterior, a evolução das deformações em função do tempo de exposição ao fogo varia de acordo com o nível de carregamento na alvenaria, com clara diferença de comportamento nas situações com carregamento abaixo de 40% ou acima de 60% em relação à capacidade resistente da parede à temperatura ambiente.

Para níveis menores de carregamento (até 40%), os efeitos da expansão térmica predominam desde os primeiros minutos de exposição ao fogo até atingir um valor máximo (pico da curva azul), a partir do qual os efeitos da degradação das propriedades mecânicas dos

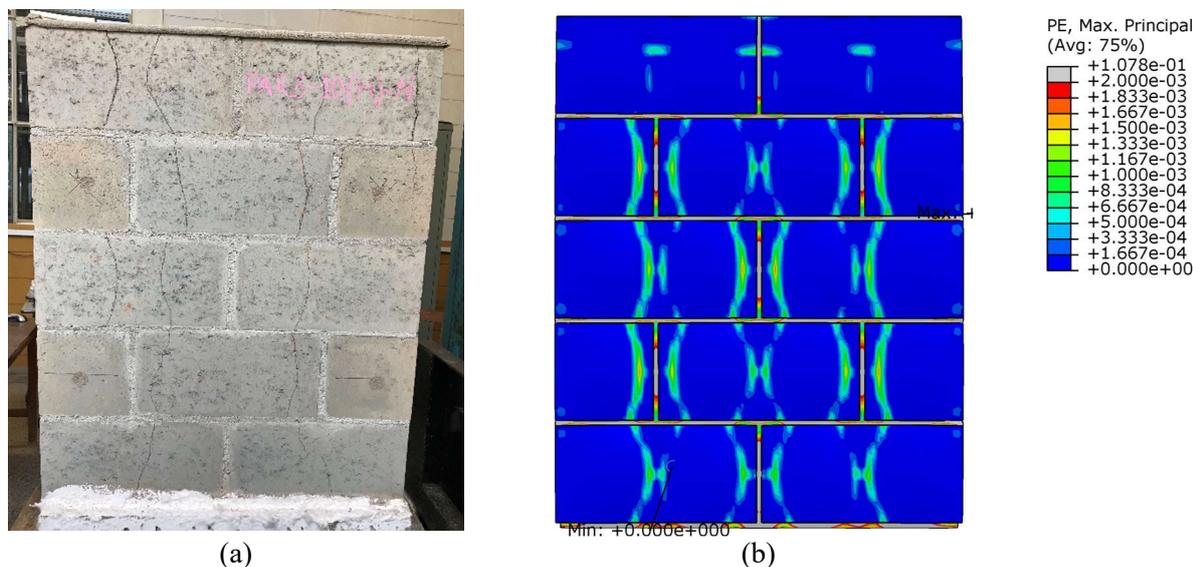
materiais passam a ter maior influência nas deformações verticais (ramo descendente da curva). Nos casos de carregamentos maiores que 60% da resistência da pequena parede, o encurtamento provocado pelo próprio carregamento e pela perda de rigidez da alvenaria supera os efeitos da expansão térmica na maior parte do tempo, resultando em uma redução no tempo de resistência ao fogo da parede proporcionalmente à força de compressão aplicada.

#### 4.4.5.3 Fissuração

Segundo o Abaqus *Analysis User's Guide*, diferentemente dos modelos baseados na abordagem *Smearred Crack*, o modelo constitutivo CDP (*Concrete Damaged Plasticity*) não considera explicitamente a formação e desenvolvimento de fissuras no material. No entanto, seguindo Lubliner *et al.* (1989), pode-se assumir que a fissuração se inicia nos pontos onde as deformações plásticas equivalentes à tração atingem valores maiores que zero, sendo possível ter uma ideia do padrão de fissuração na peça por meio da visualização gráfica das deformações plásticas máximas principais (*PE, Max.Principal*).

Conforme observado nos ensaios experimentais no forno, alguns dos elementos de alvenaria ensaiados apresentaram intensa fissuração devido à expansão térmica, sobretudo nos casos com blocos de maior resistência, no caso, 20 MPa. Como padrão, verificou-se que as fissuras se desenvolveram verticalmente nas regiões próximas ao encontro entre os septos longitudinais e transversais dos blocos, apresentando um formato “*encurvado*”, conforme se observa na Figura 4.67a.

**Figura 4.67** – Alvenaria sem carregamento: fissuração observada experimentalmente (a) e deformações plásticas máximas principais resultantes da análise numérica (b).



Fonte: próprio autor

Visando verificar se o modelo numérico desenvolvido reproduz satisfatoriamente esse comportamento e, com isso, entender os motivos desse padrão de fissuração, foram realizadas análises numéricas impondo-se condições semelhantes às do primeiro ensaio experimental no forno (Fornada 1), ou seja, com a alvenaria submetida ao *Incêndio-Padrão*, porém sem carregamento mecânico aplicado. A Figura 4.67b apresenta os resultados de deformações plásticas máximas principais (*PE, Max.Principal*) obtidos nessa análise.

Os resultados numéricos apontam para uma maior concentração de deformações plásticas justamente nas regiões de encontro dos septos internos dos blocos, onde a representação gráfica dessas deformações máximas (Figura 4.67b) mostra uma configuração encurvada (regiões em verde) semelhante às fissuras observadas experimentalmente (Figura 4.67a).

Por meio dos resultados numéricos, observou-se que esse padrão de fissuração ocorre devido principalmente à diferença de temperatura entre as paredes internas dos blocos, onde os septos longitudinais expostos ao fogo tendem a apresentar maiores deformações por expansão térmica do que os septos transversais, resultando em concentração de tensões nas interfaces entre os septos. Adicionalmente se verificou que o formato “*encurvado*” das fissuras ocorre em situações em que não há carregamento mecânico ou para baixos níveis de carregamento na alvenaria; nesses casos, não há restrições suficientes para controlar e uniformizar as deformações por expansão térmica dos blocos, que, devido ao gradiente de temperaturas, tendem a apresentar diferentes valores de expansão térmica ao longo de sua seção.

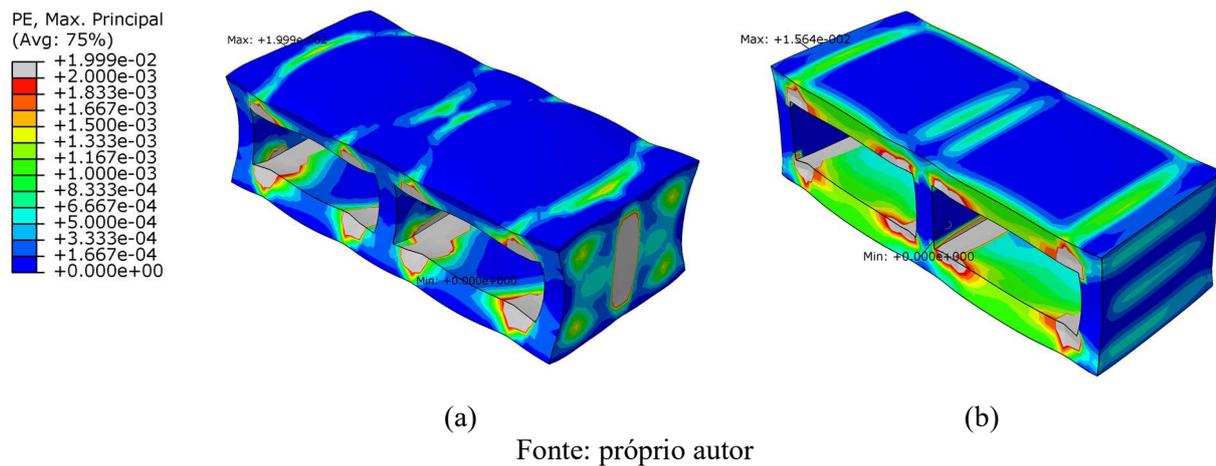
A Figura 4.68 destaca um dos blocos das paredes analisadas com as deformações em escala 100 vezes ampliada, considerando a parede sem carregamento (Figura 4.68a) ou com carregamento equivalente à 40% de sua resistência em temperatura ambiente (Figura 4.68b). Nota-se que o carregamento contribui para minimizar as deformações diferenciais (por expansão) ao longo da seção transversal dos blocos; como consequência, as deformações plásticas máximas tendem a se distribuir de forma mais verticalizada (com formato menos encurvado), sendo esse comportamento observado ao longo de toda a parede, conforme mostrado na Figura 4.69. Tal aspecto se mostra coerente com os resultados experimentais apresentados em Lopes *et al.* (2018).

A partir dessas observações, é possível inferir que, dependendo do nível de carregamento atuante, a tendência de fissuração causada pela expansão térmica em associação com o comportamento frágil da alvenaria pode ser minimizada pelo próprio carregamento ou por restrições impostas por outros elementos estruturais no entorno da alvenaria (como as lajes

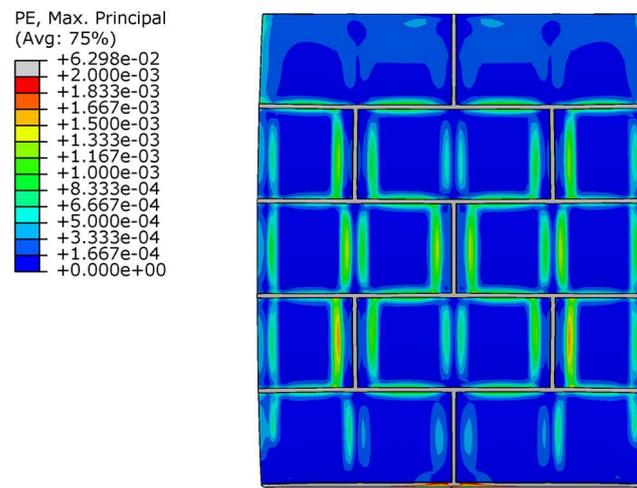
e paredes vizinhas). Nesse contexto, destaca-se que, dentre os programas experimentais presentes na literatura sobre alvenaria de blocos vazados de concreto, alguns trabalhos não relatam a ocorrência de fissuração significativa nas paredes ensaiadas (item 2.5). Além disso, os blocos de menor resistência (6 MPa) não apresentaram fissuração significativa nos ensaios realizados no presente trabalho, indicando que a rigidez inicial dos blocos também influencia na ocorrência das fissuras por expansão térmica.

Portanto, conclusões definitivas sobre esse assunto demandam a realização de novas pesquisas, principalmente em contexto experimental, que levem em consideração a influência dessas variáveis (carregamento e restrições à expansão) no comportamento da alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto em temperaturas elevadas.

**Figura 4.68** – Deformações em escala ampliada (100 vezes): alvenaria sem carregamento (a) e com carregamento equivalente à 40% de sua resistência à temperatura ambiente (b).



**Figura 4.69** – Deformações plásticas máximas principais: parede com carregamento equivalente a 40% de sua resistência à temperatura ambiente.



#### 4.4.6 TEMPO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

Com base nos resultados apresentados na Figura 4.62, na Figura 4.66 e nos critérios de parada definidos no item 4.4.4, o tempo de resistência ao fogo (TRF) relativo ao critério de *resistência mecânica* foi obtido em cada caso analisado, conforme resumido na Tabela 4.10 e na Tabela 4.11. Adicionalmente, para as paredes com função de compartimentação (com apenas uma face exposta ao incêndio), os resultados de TRF segundo o critério de *isolamento térmico* apresentados no item 4.3.6.1 (Tabela 4.7) são também incluídos na Tabela 4.10, de forma a verificar qual dos critérios é predominante em cada caso.

**Tabela 4.10** – Tempo de resistência ao fogo (TRF) das paredes com uma face exposta.

Bloco	Condições de Apoio*	Carregamento (% F <sub>20°C</sub> )**	TRF (min)		
			Resistência mecânica	Isolamento térmico	
				Máximo (180°C + T <sub>0</sub> )	Médio (140°C + T <sub>0</sub> )
6MPa e 14cm	CA1	20	106	65	60
		40	79		
		60	35		
		80	10		
	CA2	20	83		
		40	49		
		60	23		
		80	7		
	CA3	20	77		
		40	41		
		60	16		
		80	7		
20MPa e 14cm	CA1	20	108	68	62
		40	66		
		60	37		
		80	16		
	CA2	20	86		
		40	43		
		60	24		
		80	16		
	CA3	20	79		
		40	41		
		60	28		
		80	16		

\*conforme o item 4.4.3;

\*\*carregamento mecânico: percentual da resistência à compressão da pequena parede à temperatura ambiente.

Fonte: próprio autor

De modo geral, os resultados indicam uma forte influência do nível de carregamento atuante no desempenho da alvenaria estrutural em situação de incêndio, tendo significativa redução do TRF com o aumento da força de compressão aplicada. Na situação mais extrema analisada, com carregamento equivalente a 80% da resistência da pequena parede em temperatura ambiente, os resultados das análises numéricas convergiram para valores de TRF entre 7 e 16 minutos, estando muito aquém dos limites prescritos nas normas. Em contrapartida, os resultados indicam um desempenho bem melhor da alvenaria quando submetida a níveis de carregamento menores. Para facilitar a análise e o entendimento dos resultados apresentados na Tabela 4.10 e na Tabela 4.11, os mesmos estão plotados nos gráficos da Figura 4.70 e da Figura 4.71.

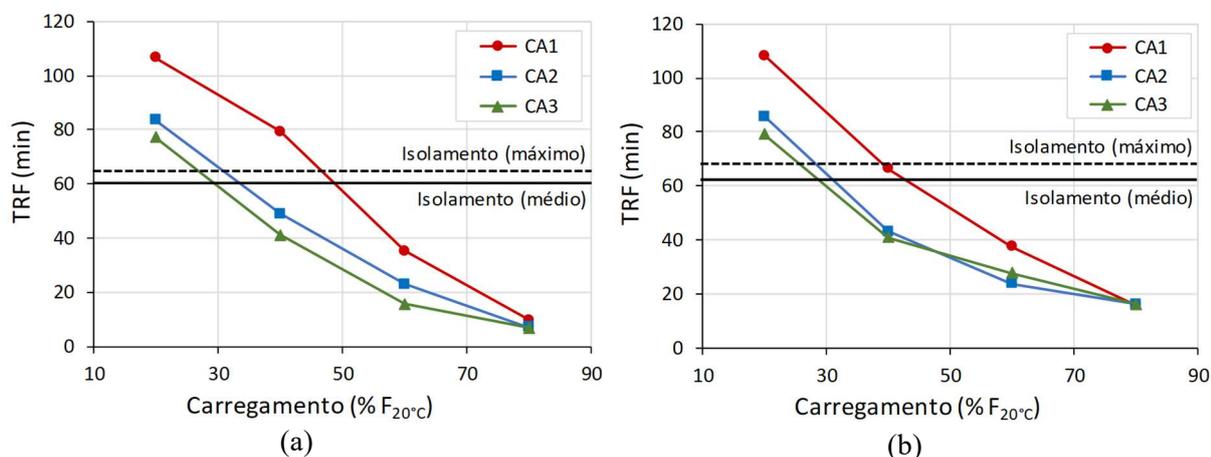
**Tabela 4.11** – Tempo de resistência ao fogo (TRF) das paredes com ambas as faces expostas.

Bloco	Carregamento (% $F_{20^{\circ}C}$ )*	TRF (min)
		Resistência mecânica
6MPa e 14cm	20	56
	40	37
	60	25
	80	8
20MPa e 14cm	20	56
	40	43
	60	26
	80	15

\*carregamento mecânico: percentual da resistência à compressão da pequena parede à temperatura ambiente.

Fonte: próprio autor

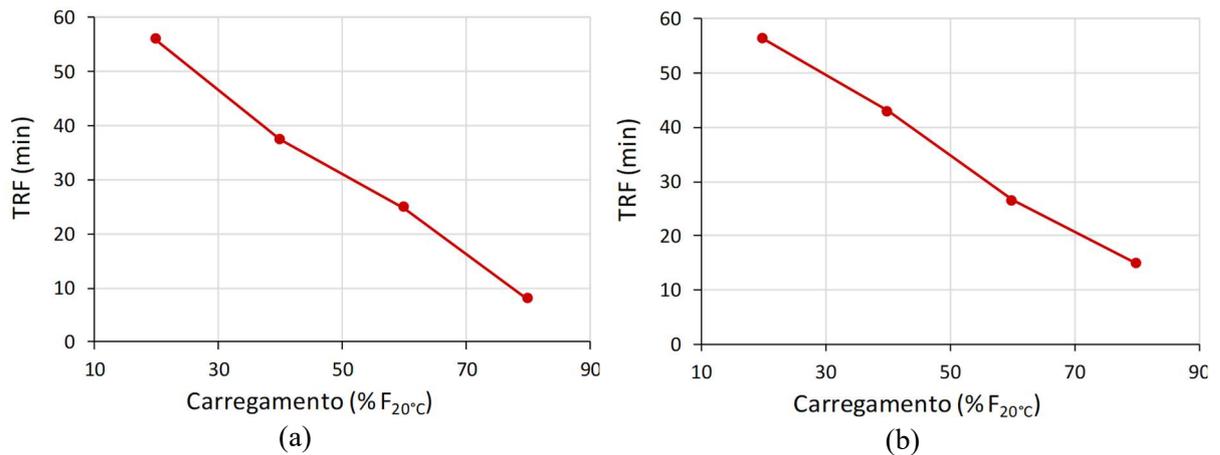
**Figura 4.70** – Fogo atuando em uma face: TRF das pequenas paredes com blocos de 6 MPa (a) e de 20 MPa (b).



Fonte: próprio autor

No caso das paredes com função de compartimentação (ou seja, com fogo atuando em apenas uma de suas faces), além do critério atrelado à *resistência mecânica* em resposta às ações atuantes, as mesmas devem atender, também, ao critério de *isolamento térmico*. Por meio dos resultados apresentados, observa-se que o TRF é governado pelo critério de isolamento térmico nas situações em que o nível de carregamento é mais baixo (Figura 4.70), sendo crítico para carregamentos abaixo de 30% nas paredes com condições de apoio CA2 e CA3 e até cerca de 45% para o caso CA1. Acima desses limites, os resultados indicam que o critério de resistência mecânica passa a ter maior influência na determinação do TRF. Nesse contexto, ressalta-se que não foi possível avaliar, aqui, o critério de estanqueidade, visto que o modelo numérico não considera explicitamente a formação de fissuras, conforme comentado anteriormente.

**Figura 4.71** – Fogo atuando em ambas as faces: TRF das pequenas paredes com blocos de 6 MPa (a) e de 20 MPa (b).



Fonte: próprio autor

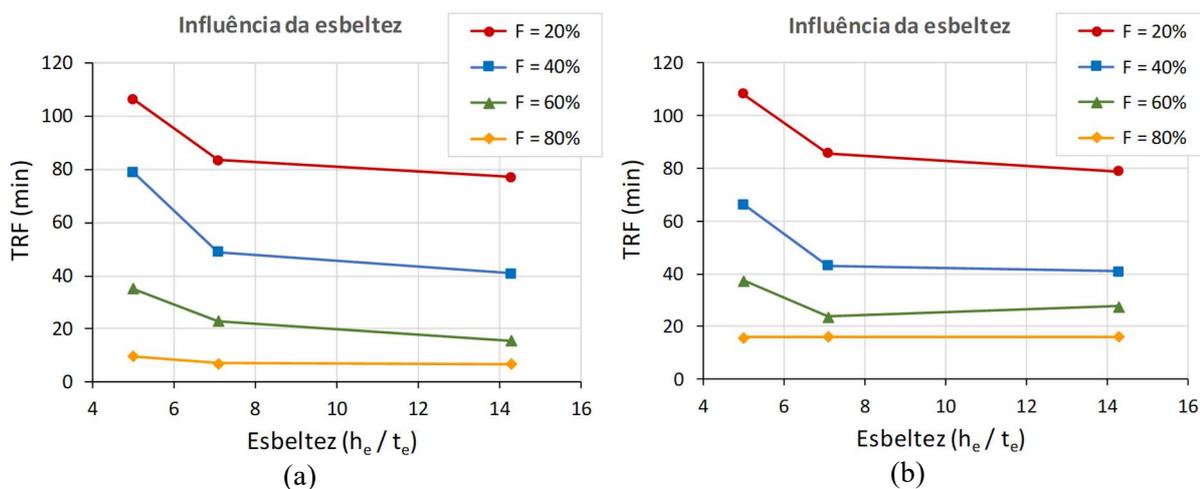
No que se refere às condições de apoio, observa-se uma maior influência da condição CA1 na melhoria do desempenho da pequena parede, resultando em valores de TRF consideravelmente superiores em comparação com as condições CA2 e CA3, principalmente nos casos de carregamentos mecânicos abaixo de 50% (Figura 4.70). Para carregamentos maiores, as diferenças diminuem progressivamente e se tornam insignificantes para carregamentos a partir de 80%. Além disso, nota-se pouca diferença no desempenho das pequenas paredes nas condições CA2 e CA3, cujos resultados numéricos apresentam semelhante tendência de redução do TRF em função do carregamento.

Essas diferenças de comportamento estão diretamente relacionadas com o fenômeno do *reverse bowing* detalhado no item 4.4.5.1, onde as excentricidades geradas pelo arqueamento

da alvenaria são controladas, em parte, pelas restrições impostas pelos apoios na base e no topo da parede. Além disso, as condições de apoio também interferem na esbeltez da parede e, conseqüentemente, na possibilidade de ocorrência de perda de capacidade resistente devido a problemas de instabilidade.

Nos casos aqui analisados, a condição CA1 é a mais favorável, já que impõe mais restrições aos deslocamentos transversais da parede e contribui para a redução do índice de esbeltez, o que explica o melhor desempenho da alvenaria nessa situação. Nas condições CA2 e CA3, a parede apresenta grande diferença em seu índice de esbeltez, sendo o dobro na condição CA3 (engastada na base e livre no topo) em comparação com a CA2 (birotulada). No entanto, as diferenças nos resultados numéricos não ocorreram nessa mesma proporção (ver Tabela 4.10 e Figura 4.70), tendo pouca variação no desempenho da alvenaria nessa faixa de esbeltez, conforme Figura 4.72.

**Figura 4.72** – Fogo atuando em uma face: influência da esbeltez no desempenho da alvenaria com blocos de 6 MPa (a) e de 20 MPa (b).



Fonte: próprio autor

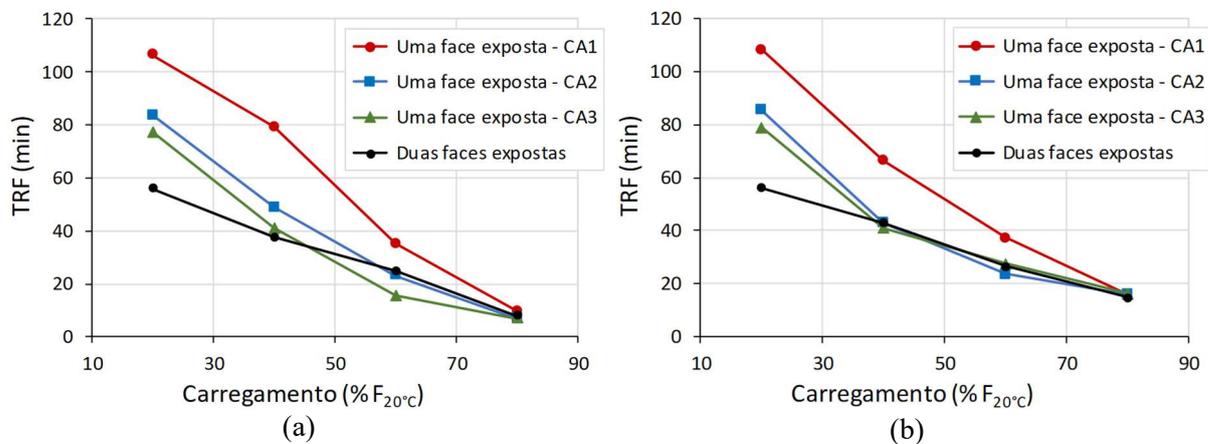
Quanto às paredes com ambas as faces expostas ao fogo, conforme citado anteriormente, a variação nas condições de apoio não influenciou significativamente no seu desempenho e, por esse motivo, os resultados apresentados na Tabela 4.11 e na Figura 4.71 não foram separados em função das condições CA1 a CA3. Portanto, os resultados indicam que as paredes analisadas atingiram o limite de sua capacidade resistente devido à redução da resistência dos materiais pelas altas temperaturas, não tendo influência de problemas relativos à flambagem nem mesmo na condição com maior índice esbeltez (CA3).

Destaca-se, também, a diferença de desempenho da alvenaria nas duas condições de exposição investigadas. Para níveis de carregamento em torno de 20% de sua resistência à

temperatura ambiente, as pequenas paredes com apenas uma face exposta ao incêndio apresentaram TRF bem maiores (entre 38% e 93% maior) se comparadas às paredes com ambas as faces expostas. No entanto, os resultados numéricos indicam que o aumento do carregamento mecânico traz maior impacto na resistência ao fogo das pequenas paredes com uma face exposta, reduzindo-se as diferenças no TRF da alvenaria nessas duas situações, conforme se observa na Figura 4.73.

Portanto, os momentos resultantes das excentricidades geradas pelo *reverse bowing*, em conjunto com a força de compressão atuante, podem conduzir a uma condição tão severa (em termos de TRF) quanto àquela em que há a atuação do fogo em ambas as faces da alvenaria, principalmente nos casos de paredes mais esbeltas e com maior carregamento atuante. Esses resultados vão de encontro aos resultados obtidos nos ensaios experimentais, onde a avaliação baseada apenas na resistência residual revela um desempenho bem melhor da alvenaria quando exposta ao fogo em apenas uma face.

**Figura 4.73** – Influência da forma de exposição ao fogo no desempenho da pequena parede com blocos de 6 MPa (a) e de 20 MPa (b).



Fonte: próprio autor

Em relação à influência da resistência inicial do bloco no desempenho da alvenaria em temperaturas elevadas, os resultados numéricos sugerem que, sob as mesmas condições de contorno (restrições nos apoios, forma de exposição ao fogo e carregamento percentual), a pequena parede não apresenta diferenças significativas no TRF (em valores absolutos) mediante a variação da resistência do bloco. A partir da Tabela 4.10 e da Tabela 4.11, observa-se que as diferenças máximas no TRF são de 13 minutos para as paredes com uma face exposta ao fogo e de apenas 7 minutos na situação com ambas as faces expostas; na média de todos os resultados, essas diferenças ficam abaixo de 6 minutos.

Embora a diferença percentual em alguns casos tenha resultado alta, percebe-se que, em valores absolutos, não houve ganhos importantes no TRF das pequenas paredes ao se considerar blocos de maior resistência. Nessa análise, é importante lembrar que o carregamento mecânico aplicado nas análises numéricas foi proporcional à resistência das pequenas paredes em temperatura ambiente; portanto, apesar de percentualmente iguais, os carregamentos considerados nas paredes com blocos de 20 MPa foram maiores do que naquelas com blocos de 6 MPa.

Tais resultados se mostram importantes para a padronização de procedimentos normativos destinados ao dimensionamento da alvenaria estrutural em situação de incêndio, já que a variação da resistência dos materiais não implicaria em mudanças significativas de comportamento e no desempenho da alvenaria em temperaturas elevadas. Nesse contexto, destaca-se que, de acordo com os resultados numéricos e experimentais do presente trabalho, a evolução da temperatura na seção transversal das paredes também não apresentou variações significativas em função dos blocos analisados. Assim, as paredes analisadas (com blocos de 6 MPa ou de 20 MPa) apresentaram TRF parecidos tanto em relação ao critério de resistência mecânica quanto ao critério de isolamento térmico.

De forma geral, assim como observado nos ensaios experimentais, os resultados numéricos aqui apresentados alertam sobre possíveis problemas de desempenho da alvenaria estrutural em situação de incêndio. Comparando-se os resultados numéricos com os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) definidos nas normas, percebe-se que, a depender das características da edificação, paredes de alvenaria estrutural com as características aqui consideradas não apresentariam desempenho adequado em grande parte das situações.

Conforme apresentado no item 2.3, a ABNT NBR 14432:2001 e a Instrução Técnica N° 08/2018 estabelecem que edificações residenciais com até 12 metros de altura (até 4 pavimentos, considerando pé-direito de 3,0 m), por exemplo, devem atender a um TRRF igual a 30 minutos. Para essas edificações, as paredes analisadas apresentariam tempo de resistência ao fogo satisfatório em relação ao critério de isolamento térmico e também ao critério de resistência mecânica em níveis de carregamento de até 40%. Para carregamentos a partir de 60%, os resultados numéricos sinalizam que a alvenaria em questão pode apresentar TRF insuficiente, sobretudo nos casos de paredes com índice de esbeltez (relação  $h_e / t_e$ ) maior que 7.

Para outros tipos de edificações, tais como hotéis e edifícios de escritórios, a situação é ainda mais restritiva, uma vez que as referidas normas estabelecem TRRF de pelo menos 60 minutos para construções a partir de 6 metros de altura. Destaca-se que, de acordo com os

resultados numéricos, as paredes analisadas com a atuação do fogo em ambas as faces (paredes sem função de compartimentação) possuem TRF abaixo de 60 minutos, independentemente do nível de carregamento aplicado e da esbeltez. Assim, além de apresentarem desempenho inadequado para os tipos de edificações listados neste parágrafo, também não atenderiam em edifícios residenciais com altura maior que 12 metros.

No caso de edifícios residenciais com mais de 23 metros de altura (a partir de 7 ou 8 pavimentos, dependendo do pé-direito), o TRRF mínimo passa a ser de 90 minutos. Considerando que as paredes geralmente possuem índice de esbeltez maior do que os das pequenas paredes aqui analisadas, percebe-se que a alvenaria estrutural, sob as condições aqui estudadas, não apresenta resistência ao fogo adequada para esse tipo de edificação, independentemente do nível de carregamento.

Ressalta-se que a validação desses resultados carece da realização de mais pesquisas, sobretudo em contexto experimental, de modo que as conclusões aqui apresentadas se limitam às características da alvenaria e das condições de contorno aqui consideradas. Portanto, estes resultados devem ser utilizados com cuidado, uma vez que alvenaria estrutural se apresenta com muitas variações na aplicação prática, principalmente em relação à sua geometria e aos materiais utilizados, o que pode resultar em mudanças em seu comportamento e desempenho em situação de incêndio.

Nesse contexto, é importante que seja avaliada a real influência de alguns fatores que, devido à extensão do assunto e à quantidade de variáveis envolvidas, não foram investigados no presente trabalho. Dentre os fatores que podem melhorar o desempenho da alvenaria em relação aos resultados aqui apresentados, destacam-se:

- Consideração dos *revestimentos das paredes*, os quais tendem a retardar o aumento da temperatura no interior da alvenaria e, com isso, contribuem para o aumento do TRF. Nesse caso, os tipos de revestimentos (materiais e forma de aplicação) e sua aderência à superfície da alvenaria em altas temperaturas devem ser avaliados, de forma a evitar os problemas observados nos ensaios experimentais do presente trabalho;
- Preenchimento dos furos dos blocos por meio de *grauteamento* ou com materiais resistentes a altas temperaturas e com baixa difusividade térmica;
- Utilização de blocos com geometrias diferentes: paredes com maior espessura e variações nas dimensões internas dos blocos (quantidade, disposição e espessura dos septos);

- Consideração de curvas de *incêndios naturais parametrizados*, conforme as características da edificação, uma vez que a curva de *Incêndio-Padrão* pode resultar (em geral, resulta) demasiadamente conservadora em alguns casos;
- Consideração de incêndios localizados, já que, a depender das dimensões da parede e da distribuição dos cômodos, a ação do fogo pode não ocorrer com a mesma intensidade em toda a sua superfície exposta. Além disso, no caso das paredes sem função de compartimentação, é pouco provável que o incêndio ocorra com a mesma intensidade em ambas as faces simultaneamente, tal como considerado nas análises numéricas;
- Presença de elementos estruturais adjacentes, como lajes e demais paredes, os quais podem contribuir para a redução das deformações por expansão térmica e da fissuração nos blocos;
- Utilização de materiais com melhor desempenho em temperaturas elevadas na produção dos blocos e juntas de argamassa.

Em contrapartida, outros fatores não considerados nas análises numéricas podem trazer impactos negativos no desempenho da alvenaria em situação de incêndio, conforme listado a seguir:

- Presença de imperfeições geométricas iniciais, como desvio de prumo e falta de retitude das paredes, que geram esforços adicionais e podem piorar os efeitos do *reverse bowing*;
- Os índices de esbeltez das paredes nas edificações resultam superiores em comparação às paredes aqui analisadas e, portanto, estão mais susceptíveis à problemas de instabilidade e tendem a sofrer mais com os efeitos do *reverse bowing*;
- Nas situações em que há o combate ao incêndio com água (por meio de *sprinklers* ou ação do corpo de bombeiros, por exemplo), o resfriamento da alvenaria tende a ocorrer de forma mais rápida (choque térmico), podendo contribuir para uma maior redução da resistência residual dos materiais (concreto e argamassa);
- Como efeito adverso da presença de elementos estruturais adjacentes, as restrições à expansão térmica impostas à alvenaria resultam em tensões adicionais àquelas geradas pelo carregamento, o que pode precipitar o colapso da parede.

Além dos fatores anteriormente mencionados, a variação das propriedades mecânicas dos materiais em função da temperatura também deve ser avaliada. Conforme apresentado no item 2.3.2.1, a resistência residual do concreto submetido a altas temperaturas varia de acordo com o nível de carregamento e com a forma de resfriamento do material, o que afeta a capacidade resistente da alvenaria em situação de incêndio. No item a seguir, são apresentados os resultados de análises termoestruturais complementares, nas quais a redução das propriedades mecânicas do concreto e da argamassa foi considerada de acordo com outras curvas propostas na literatura.

#### **4.4.7 ANÁLISES PARAMÉTRICAS COMPLEMENTARES**

Nas análises numéricas do presente trabalho, a redução das propriedades mecânicas dos materiais em função da temperatura foi considerada conforme as prescrições do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 (ver item 4.4.2), as quais se baseiam na resistência pós-fogo do concreto ainda aquecido. No entanto, resultados experimentais presentes na literatura mostram que a forma de resfriamento e a atuação de carregamentos mecânicos simultaneamente à ação do fogo afetam a resistência residual do concreto.

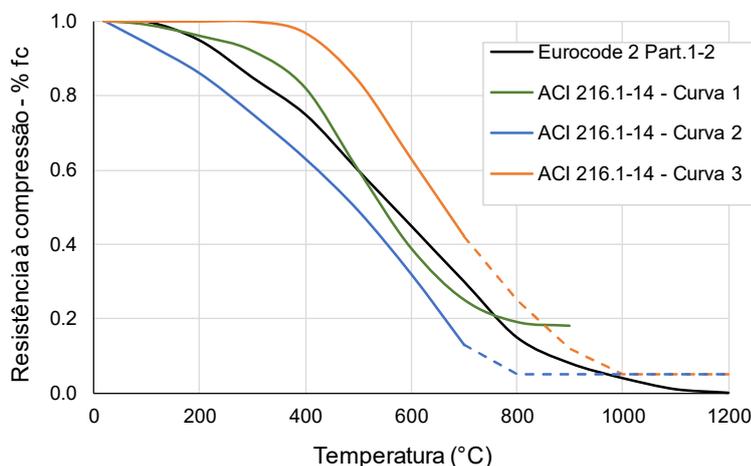
Para avaliar a influência dessas variáveis no desempenho da alvenaria estrutural em situação de incêndio, foram realizadas análises numéricas complementares, considerando, dessa vez, a redução das propriedades mecânicas dos materiais segundo as prescrições do ACI/TMS 216.1-14, conforme apresentado na Figura 4.74. Nessa norma, além de uma curva similar à do Eurocode 2 (*Curva 1*), também são disponibilizadas outras curvas que correlacionam a redução da resistência à compressão do concreto com a temperatura, considerando duas situações distintas: resistência residual após o completo resfriamento do material (*Curva 2*) ou com o material ainda aquecido e com carregamento mecânico equivalente a 40% da resistência do material à temperatura ambiente (*Curva 3*).

Para a definição dos valores em temperaturas acima de 700°C, as curvas foram extrapoladas conforme os trechos em linha tracejada, tomando-se como premissa uma resistência residual de pelo menos 5% da resistência inicial dos materiais, de forma a evitar problemas de convergência nas análises numéricas.

Como a resistência inicial do bloco não influenciou significativamente no desempenho da alvenaria nas análises anteriores, as análises complementares foram realizadas apenas com blocos de 14 cm de largura e resistência de 6 MPa, considerando a alvenaria com uma ou ambas as faces expostas ao *Incêndio-Padrão*. Nestas análises, as pequenas paredes foram avaliadas

sob as condições de apoio CA1, sendo todos os demais parâmetros mantidos conforme as análises anteriores.

**Figura 4.74** – Análises termoestruturais complementares: redução da resistência à compressão do concreto conforme o ACI/TMS 216.1-14.



Fonte: próprio autor

Os resultados estão resumidos na Tabela 4.12, na Figura 4.75 e na Figura 4.76, por meio das quais são apresentados os tempos de resistência ao fogo (TRF) segundo o critério de *resistência mecânica* e as deformações verticais médias (calculadas com base no deslocamento vertical do topo) das pequenas paredes analisadas.

**Tabela 4.12** – Desempenho (TRF) das paredes considerando as prescrições do ACI 216.1-14 em comparação com as prescrições do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004.

Exposição ao Incêndio Padrão	Carregamento (% $F_{20^{\circ}\text{C}}$ )*	TRF (min)**		
		Eurocode 2	ACI 216 Carregado <sup>†</sup>	ACI 216 Residual <sup>‡</sup>
Uma face exposta	20	106	118 (+11%)	92 (-13%)
	40	79	90 (+14%)	51 (-35%)
	60	35	46 (+31%)	30 (-14%)
	80	10	9 (-10%)	11 (+10%)
Ambas as faces expostas	20	56	62 (+11%)	47 (-16%)
	40	37	46 (+24%)	31 (-16%)
	60	25	32 (+28%)	20 (-20%)
	80	8	9 (+13%)	8 (0%)

Obs. 1: Pequenas paredes com blocos de 6 MPa, espessura de 14 cm e sob as condições de apoio CA1.

Obs. 2: Os percentuais entre parênteses referem-se às diferenças em relação aos resultados considerando o Eurocode 2.

\*carregamento mecânico: percentual da resistência à compressão da pequena parede à temperatura ambiente;

\*\*segundo o critério de resistência mecânica;

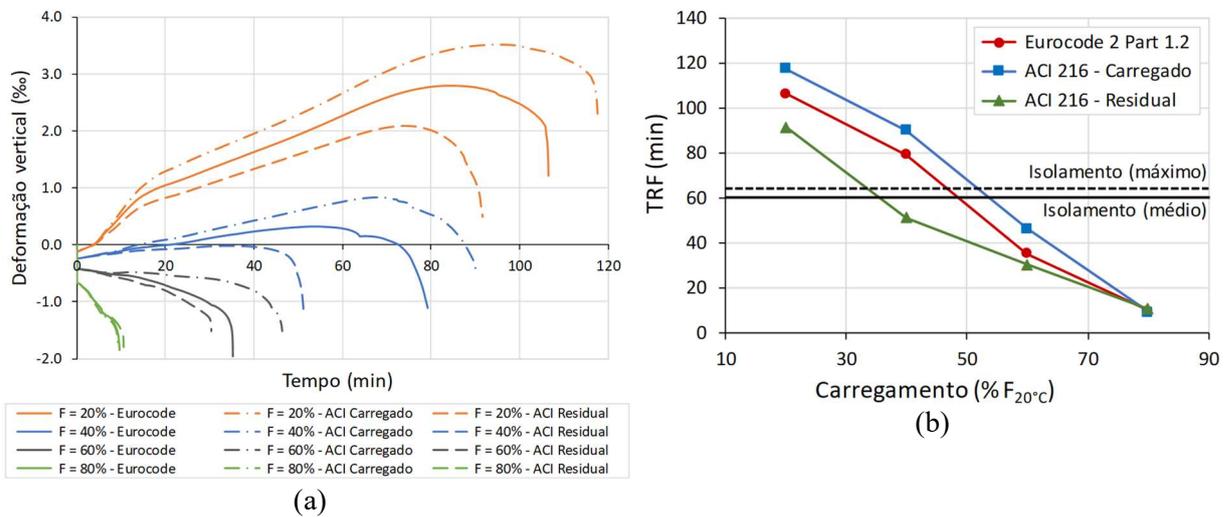
<sup>†</sup>conforme a Curva 3 da Figura 4.74;

<sup>‡</sup>conforme a Curva 2 da Figura 4.74.

Fonte: próprio autor

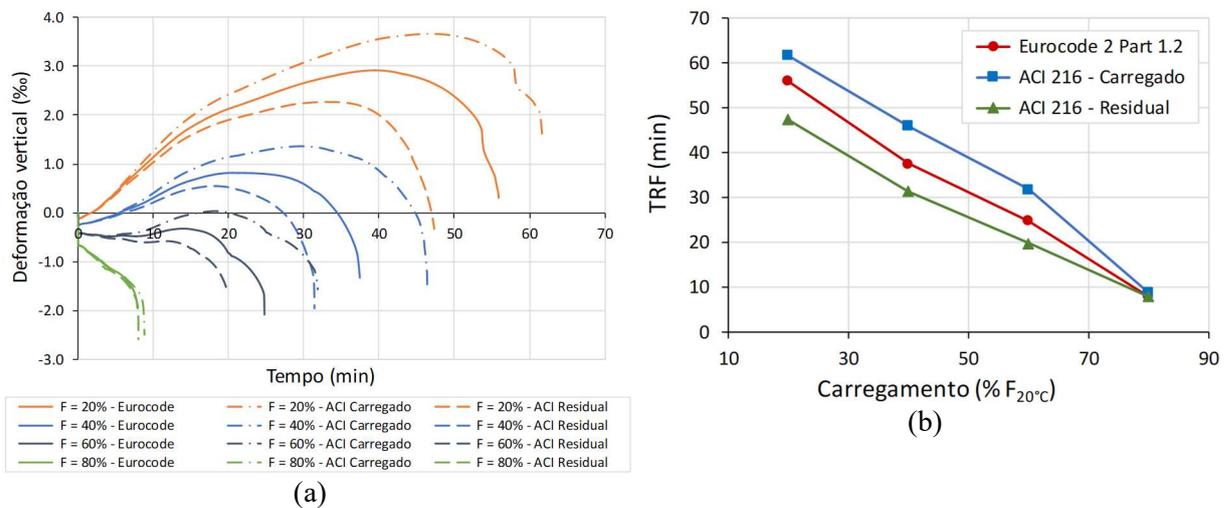
A partir dos resultados de deformações verticais (Figura 4.75a e Figura 4.76a), nota-se que as pequenas paredes apresentaram comportamento semelhante ao observado nas análises anteriores, seguindo os estágios descritos no item 4.4.5. Além disso, no caso da alvenaria com uma face exposta ao fogo, o TRF segundo o critério de isolamento térmico obviamente não se alterou (Figura 4.75b), já que as propriedades térmicas e a geometria dos blocos permaneceram as mesmas. Sendo assim, as análises a seguir serão concentradas na avaliação da resistência ao fogo das pequenas paredes segundo o critério de resistência mecânica apenas.

**Figura 4.75** – Fogo atuando em uma face: comparação entre resultados numéricos considerando o Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 e o ACI/TMS 216.1-14.



Fonte: próprio autor

**Figura 4.76** – Fogo atuando em ambas as faces: comparação entre resultados numéricos considerando o Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 e o ACI/TMS 216.1-14.



Fonte: próprio autor

Os resultados numéricos mostram variações significativas na resistência ao fogo da alvenaria de acordo com o modelo constitutivo considerado para os materiais na análise, principalmente nos casos de carregamentos mecânicos menores (até 60% da resistência em temperatura ambiente). Ao considerar a perda de resistência dos materiais conforme a *Curva 3* da Figura 4.74 (*ACI 216 - Carregado*), as análises numéricas indicam aumentos de até 39 minutos no TRF em comparação com os modelos analisados considerando a *Curva 2* da Figura 4.74 (*ACI 216 - Residual*), tendo apresentado variações entre 28% e 76,5% no TRF nessas duas situações.

Tais resultados se mostram importantes para a discussão de procedimentos normativos destinados ao dimensionamento da alvenaria estrutural em situação de incêndio, visto que a confiabilidade dos mesmos é geralmente avaliada por meio de ensaios experimentais. Sendo assim, percebe-se que a utilização de métodos de dimensionamento baseados na resistência residual da alvenaria pós-fogo tende a subestimar sua capacidade resistente em temperaturas elevadas e, conseqüentemente, pode resultar excessivamente conservador. Portanto, os baixos resultados de resistência residual obtidos nos ensaios experimentais do presente trabalho devem ser confrontados com outros resultados experimentais que consideram a ação simultânea do fogo e carregamentos mecânicos, de forma agregar critérios de segurança e economia no dimensionamento da alvenaria estrutural.

Por outro lado, apesar das significativas diferenças percentuais mostradas na Tabela 4.12, os resultados numéricos indicam que a alvenaria estrutural em questão não apresentaria desempenho adequado em boa parte das aplicações, mesmo considerando a situação mais favorável em relação à perda de resistência dos materiais em função da temperatura (*ACI 216 - Carregado*). No caso das paredes com ambas as faces expostas ao *Incêndio-Padrão*, o TRF resultou abaixo de 60 minutos em quase todas as análises, com forte redução em função do aumento do carregamento mecânico aplicado.

Para as paredes expostas ao fogo em apenas uma face, embora seu desempenho tenha sido melhor, os resultados numéricos também sinalizam problemas em relação aos TRRF prescritos na ABNT NBR 14432:2001 e na Instrução Técnica N° 08/2018, sobretudo para níveis de carregamento mecânico maiores. Ressalta-se, novamente, que as paredes das edificações em geral possuem índice de esbeltez maior do que as pequenas paredes aqui analisadas e, portanto, tendem a apresentar resistência ao fogo ainda menor devido ao fenômeno do *reverse bowing* e a possíveis problemas de flambagem.

Tais resultados estão diretamente relacionados às altas temperaturas atingidas no interior da alvenaria. Conforme apresentado no item 4.3.6.1, após cerca de 60 minutos de

exposição ao *Incêndio-Padrão* a seção transversal da parede atinge temperaturas entre 470°C e 918°C (paredes com ambas as faces expostas) ou entre 133°C e 911°C (paredes com uma face exposta), o que impacta significativamente na resistência mecânica dos materiais. Além disso, assim como observado nos ensaios experimentais, as análises numéricas térmicas mostram que as paredes em questão atingem os limites impostos pelo critério de isolamento térmico com pouco mais de 60 minutos de exposição.

Portanto, os resultados numéricos corroboram as conclusões apresentadas no Capítulo 3 em relação à necessidade de proteção da alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto contra o fogo. Tanto os resultados numéricos quanto os experimentais do presente trabalho indicam que as paredes de alvenaria estrutural em questão apresentariam desempenho inadequado em relação às normas vigentes (ABNT NBR 14432:2001 e Instrução Técnica N° 08/2018) em grande parte das edificações, principalmente nos casos de paredes em que as tensões atuantes ultrapassam 40% de sua resistência em temperatura ambiente. Assim, sugere-se que novas pesquisas sejam direcionadas à avaliação de alternativas de proteção contra incêndios em paredes de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, de forma a reduzir as taxas de elevação da temperatura no interior das paredes e, com isso, garantir maior tempo de resistência ao fogo.



# ANÁLISE DA NORMALIZAÇÃO

---

Conforme apresentado no Capítulo 2, tendo em vista a ausência de normalização nacional destinada à avaliação da alvenaria estrutural em situação de incêndio, a Instrução Técnica N° 08/2018 (IT-08) recomenda que o dimensionamento seja feito com base em normas estrangeiras, dentre as quais se destacam o Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005, o ACI/TMS 216.1-14 e a AS 3700-2018, cujos procedimentos de cálculo estão apresentados detalhadamente no item 2.4 do presente texto. Com base no exposto, no presente capítulo os resultados experimentais e numéricos obtidos no presente trabalho são utilizados para avaliar criticamente as metodologias constantes nas referidas normas, com vistas a verificar sua aplicabilidade na realidade brasileira, na expectativa de trazer contribuições para futuras atualizações na normalização nacional.

## 5.1 AVALIAÇÃO SEGUNDO O ACI/TMS 216.1-14

A verificação da resistência ao fogo segundo a norma americana é feita com base na *espessura equivalente* da alvenaria, conforme apresentado no item 2.4.3. Para a obtenção da parcela da espessura equivalente referente aos blocos ( $T_e$ ), é possível utilizar os resultados experimentais de área líquida apresentados na Tabela 3.7, adaptando-se a Equação (2.22) conforme Equação (5.1) que segue, em que  $L$  é o comprimento do bloco.

$$T_e = A_{liq} / L \quad (5.1)$$

Com base na Equação (5.1), a Tabela 5.1 apresenta as espessuras equivalentes dos blocos analisados no presente trabalho. A partir dessas informações, a resistência ao fogo da alvenaria pode ser determinada por meio de interpolação linear, tomando-se como referência as correlações entre espessura equivalente e o TRRF recomendadas na norma em questão (Tabela 2.12). Os tempos de resistência ao fogo (TRF) referentes a cada um dos blocos estão

apresentados na última coluna da Tabela 5.1, considerando-se a *alvenaria sem revestimentos e sem preenchimento de seus furos*.

**Tabela 5.1** – Resistência ao fogo das paredes analisadas segundo o ACI/TMS 216.1-14.

<b>Bloco</b>	$A_{liq}$ (cm <sup>2</sup> )*	$L$ (cm)	$T_e$ (cm)	<b>TRF</b> (min)
6 MPa e 14cm	282,2	39	7,2	62
6 MPa e 19cm	383,2	39	9,8	103
20 MPa e 14cm	283,6	39	7,3	63
20 MPa e 19cm	392,1	39	10,1	109

\*conforme resultados experimentais (Tabela 3.7).  
Obs.: alvenaria sem revestimento nem preenchimento dos furos.

Fonte: próprio autor

Em relação ao critério de *isolamento térmico*, observa-se que a resistência ao fogo obtida de acordo com o ACI/TMS 216.1-14 apresenta boa correlação com os resultados numéricos e experimentais apresentados nos capítulos anteriores. No caso dos blocos com 14 cm de largura, a metodologia prescrita na norma resulta em um TRF igual a 62-63 minutos, valores bem próximos daqueles resultantes das análises numéricas (60-62 minutos, conforme Tabela 4.7), os quais foram obtidos a partir da validação com os ensaios experimentais do presente trabalho (Fornada 1).

No entanto, é importante destacar que essa metodologia baseada na espessura equivalente não leva em consideração a distribuição e as dimensões dos septos internos dos blocos. Conforme discutido em Allen e Harmarthy (1972), os septos longitudinais dos blocos contribuem mais para a resistência ao fogo da alvenaria segundo o critério de isolamento térmico do que os septos transversais, o que não é considerado no cálculo de  $T_e$ . Os autores acrescentam que a prática de correlacionar a resistência ao fogo diretamente com a espessura equivalente não é rigorosamente correta, uma vez que é possível que haja blocos com o mesmo volume líquido (ou área líquida) tendo, porém, diferentes geometrias, o que resultaria em diferenças na resistência ao fogo não consideradas por essa metodologia.

Além disso, os resultados numéricos apresentados no item 4.4.6 mostram que o método não é adequado para a avaliação da alvenaria quanto ao critério de *resistência mecânica*, visto que o desempenho da alvenaria em situação de incêndio é significativamente afetado pelo nível de carregamento atuante, bem como pela sua esbeltez e demais condições de contorno. Adicionalmente, a metodologia do ACI/TMS 216.1-14 não faz distinção entre paredes com ou

sem função de compartimentação, ficando implícita a sua aplicabilidade somente para paredes expostas ao fogo em apenas uma face.

Analisando os resultados da Tabela 5.1, nota-se que, segundo as prescrições do ACI/TMS 216.1-14, a utilização dos blocos analisados no presente trabalho não atenderia ao TRRF especificado na ABNT NBR 14432:2001 e na IT 08 em algumas situações. No caso de edifícios residenciais, por exemplo, a utilização dos blocos com 14 cm de largura, sem proteção contra o fogo, ficaria limitada a prédios menores que 23 metros de altura (cerca de 8 pavimentos), podendo chegar a 30 metros de altura (de 10 a 11 pavimentos) quando da utilização de blocos com 19 cm de largura.

Para a utilização desses blocos em edificações mais altas, uma alternativa é contabilizar a **contribuição dos revestimentos** das paredes na sua resistência ao fogo, de acordo com os valores apresentados na Tabela 2.13 e na Tabela 2.14. São várias as combinações de revestimentos que poderiam ser utilizadas para a adequação do TRRF dessas paredes, considerando-se variações no material e na espessura do revestimento. A aplicação de uma camada de 2 cm de emboço com argamassa de cimento e areia na face exposta, por exemplo, resultaria em um acréscimo de 20 minutos no TRF da parede, tendo acréscimos ainda mais significativos quando se utiliza argamassa de gesso e areia (ver Tabela 2.14).

Cabe ressaltar que esses acréscimos de TRF especificados no ACI/TMS 216.1-14 estão condicionados à forma de aplicação do revestimento, incluindo-se a utilização de tela metálica em alguns casos, o que não é comum nas construções no Brasil. Essa contribuição dos revestimentos aplicados na face exposta já leva em consideração a ocorrência de eventuais deslocamentos resultantes da elevação da temperatura, porém dizem respeito aos materiais e técnicas de aplicação americanos. Portanto, a utilização segura desse procedimento carece da avaliação dos tipos de revestimentos e suas formas de aplicação no Brasil, dado que não há, ainda, resultados nacionais suficientes para se considerar essa contribuição do revestimento aplicado na face quente da alvenaria.

Nos ensaios experimentais do presente trabalho, a alvenaria feita com blocos de 6 MPa e 14 cm de largura foi investigada sob a ação do *Incêndio-Padrão* em duas situações distintas: sem revestimento ou com a face exposta ao fogo revestida com argamassa de cimento, cal e areia, com espessura igual a 10 mm. Como resultado, verificou-se que a utilização desse revestimento conduz a um aumento de cerca de 12 minutos no tempo necessário para atingir o limite de  $(180^{\circ}\text{C} + T_0) = 204^{\circ}\text{C}$  na face não exposta ao fogo, conforme se observa a partir da Tabela 3.14 e da Tabela 3.22. Tal diferença é coerente com as prescrições do ACI/TMS 216.1-

14, que permitem considerar ganhos de 20 a 30 minutos no TRF da alvenaria quando da utilização de revestimento feito com materiais similares, considerando espessuras entre 19 mm e 25 mm, conforme Tabela 2.14.

É importante observar que a contribuição dos revestimentos proposta pela norma em questão na resistência ao fogo da alvenaria se refere apenas ao critério de *isolamento térmico*. No caso específico de blocos de concreto com revestimento aplicado *na face não exposta ao fogo*, nota-se, a partir da Tabela 2.13, que o aumento do TRF da alvenaria é diretamente proporcional à espessura da camada de revestimento, resultando em acréscimos diretos na *espessura equivalente da parede* ( $T_{ea}$ ). Nesse caso, por não fazer parte da seção resistente da alvenaria, fica claro que essa contribuição dos revestimentos não se estende ao critério de *resistência mecânica* quando da avaliação da resistência ao fogo segundo o ACI/TMS 216.1-14. Embora os revestimentos aplicados *na face exposta ao fogo* possam contribuir indiretamente (a partir da redução dos níveis de temperatura na seção) para a capacidade resistente da alvenaria em temperaturas elevadas, tal contribuição também não é considerada pelos valores especificados na Tabela 2.14. O mesmo raciocínio deste parágrafo vale para o caso de preenchimento dos vazados dos blocos com materiais granulares soltos.

Portanto, apesar de o ACI/TMS 216.1-14 tratar da resistência ao fogo de paredes de *alvenaria com ou sem função estrutural*, entende-se que utilizar as prescrições da norma americana como única referência não seria recomendável à realidade brasileira, visto que seus procedimentos não permitem avaliar o TRF da alvenaria estrutural segundo os três critérios de resistência ao fogo. Os resultados do presente trabalho mostram que a metodologia baseada na espessura equivalente poderia ser aproveitada para a avaliação referente ao *isolamento térmico*, porém, sua utilização deve ser melhor avaliada em casos de blocos com geometrias diferentes daquelas investigadas neste trabalho. A forma como é considerada a contribuição dos revestimentos também se mostra interessante, diferenciando-os conforme os materiais utilizados e a face em que são aplicados (face exposta ou face não exposta ao fogo), sendo coerente com os resultados experimentais no que se refere à integridade dos materiais em temperaturas elevadas e a tendência de deslocamento observadas.

## **5.2 AVALIAÇÃO SEGUNDO A AS 3700:2018**

A norma australiana AS 3700-2018 também permite avaliar a alvenaria estrutural em situação de incêndio por meio de um método tabular, conforme apresentado no item 2.4.4. Para a verificação quanto ao critério de *resistência mecânica*, basta comparar o índice de esbeltez

( $S_{rf}$ ) da parede em análise com os limites apresentados na Tabela 2.15, a qual faz a correlação com sua resistência ao fogo.

Para facilitar a correlação dos limites de esbeltez definidos na referida norma com as construções em alvenaria estrutural no Brasil, é apresentado na Tabela 5.2 o pé-direito máximo ( $H_{max}$ ) que os pavimentos dos edifícios deveriam atender quando da utilização dos dois tipos de blocos analisados no presente trabalho (com largura igual a 14 cm ou 19 cm). Nessa tabela, a altura máxima das paredes ( $H_{max}$ ) foi calculada por meio da Equação (2.23), considerando-se a alvenaria sem travamento lateral em seus bordos verticais, que é a situação mais crítica.

**Tabela 5.2** – Correlação entre o TRF e o pé-direito máximo conforme a AS 3700-2018.

TRF * (min)	$S_{rf,máx}$ **	$H_{max}$ (m)	
		$t_{bloco} = 14\text{cm}$	$t_{bloco} = 19\text{cm}$
30	25	4,7	6,3
60	22,5	4,2	5,7
90	21	3,9	5,3
120	20	3,7	5,1
180	18	3,4	4,6
240	17	3,2	4,3

\*resistência ao fogo segundo o critério de resistência mecânica;  
 \*\*conforme limites da AS 3700:2018 (Tabela 2.15):  
 - alvenaria não armada;  
 - blocos de concreto;  
 - agregados silicosos, pelo menos 45% do total de agregados;  
 - parede com bordo superior travado lateralmente ( $\alpha_{vf} = 0,75$ ).

Fonte: próprio autor

Considerando que os edifícios de múltiplos andares em geral possuem pavimentos com pé-direito menor que 3 metros, percebe-se que, de acordo com as prescrições da AS 3700-2018, as paredes atenderiam tranquilamente ao TRRF máximo estabelecido nas normas nacionais (120 ou 180 minutos, conforme a ABNT NBR 14432:2001 e a IT 08, respectivamente), independentemente da largura do bloco utilizado. Exemplificando, para edifícios com TRRF igual a 120 minutos e paredes construídas com blocos com largura  $t_{bloco} = 14$  cm, o pé-direito poderia ser de até 3,7 metros, aumentando para 5,1 metros no caso de utilização de blocos com  $t_{bloco} = 19$  cm (ressaltando que essa avaliação se refere apenas ao critério de *resistência mecânica*).

Assim, segundo a norma australiana, as pequenas paredes analisadas numericamente no presente trabalho deveriam apresentar tempos de resistência ao fogo acima de 240 minutos, uma vez que seu índice de esbeltez variou entre 5 e 14 em função as condições de contorno

consideradas nos modelos numéricos. No entanto, conforme apresentado no item 4.4.6, as análises numéricas resultaram em tempos de resistência ao fogo abaixo de 110 minutos (segundo o critério de resistência mecânica), sendo ainda menor para o caso da alvenaria exposta ao fogo em ambas as faces, com resultados numéricos indicando TRF máximo igual a 56 minutos.

Além da comparação com os resultados obtidos nas análises numéricas termoestruturais, é possível fazer uma análise crítica dos TRF definidos na AS 3700-2018 por meio de uma correlação com os níveis de temperatura atingidos na seção transversal. De acordo com os resultados numéricos e experimentais, paredes com 14 cm de espessura, sem revestimento e submetidas ao *Incêndio-Padrão* em uma de suas faces, atingem temperaturas entre 337°C e 1032°C após 120 minutos de exposição, aumentando para valores entre 874°C e 1042°C no caso das paredes com ambas as faces expostas (ver item 4.3.6). Considerando as prescrições do Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 quanto à redução da resistência à compressão do concreto em função da temperatura (Figura 2.27), percebe-se que a resistência residual da alvenaria cai drasticamente ao atingir esses níveis de temperatura na seção, comprometendo sua estabilidade aos carregamentos atuantes durante o incêndio.

Além disso, assim como o ACI/TMS 216.1-14, a norma australiana também não considera explicitamente o nível de carregamento atuante na determinação da resistência ao fogo da parede, e também não faz diferenciação entre paredes com uma ou ambas as faces expostas ao incêndio, variáveis essas que mostraram grande influência nos resultados do presente trabalho. Portanto, entende-se que a correlação direta da resistência ao fogo da alvenaria estrutural apenas com o seu índice de esbeltez não seria adequada à realidade brasileira, principalmente pela ampla aplicação desse sistema construtivo em edifícios de múltiplos andares altos.

Quanto ao critério de *isolamento térmico*, a metodologia da AS 3700-2018 se assemelha à do ACI/TMS 216.1-14, com a resistência ao fogo definida com base na espessura equivalente da alvenaria. No entanto, a norma australiana é mais rigorosa do que a americana, pois exige espessuras equivalentes ligeiramente maiores para um mesmo TRRF e não permite considerar a contribuição de revestimentos aplicados na face exposta na determinação da resistência ao fogo da alvenaria. Além disso, para a face não exposta, não possui a mesma variedade de revestimentos considerados no ACI/TMS 216.1-14, limitando-se a materiais de acabamento à base de cimento.

### 5.3 AVALIAÇÃO SEGUNDO O EUROCODE 6 – EN 1996-1-2:2005

Dentre as normas aqui analisadas, o Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005 é a mais completa no que se refere às variáveis consideradas na verificação da alvenaria em situação de incêndio. Conforme apresentado no item 2.4.2, seus procedimentos de cálculo envolvem parâmetros relativos ao tipo de bloco (materiais e geometria), à argamassa de assentamento, presença ou não de revestimento, nível de carregamento mecânico e função da alvenaria dentro da edificação, de acordo com os requisitos de desempenho R, E, I e M.

- **Método tabular:**

Pelo *método tabular*, é possível verificar facilmente se uma determinada alvenaria atende ao TRRF da edificação a partir de suas características básicas. No caso da alvenaria estrutural investigada no presente trabalho, os dados de interesse estão resumidos na Tabela 2.11. Considerando as paredes *sem função de compartimentação*, ou seja, que devem atender apenas ao critério de resistência mecânica (critério R), observa-se que a utilização dos blocos com largura igual a 19 cm atenderia a um TRRF máximo entre 60 e 90 minutos, dependendo do nível de carregamento ( $\alpha$ ); a aplicação de 10 mm de revestimento (em gesso ou argamassa) em ambas as faces permitiria um acréscimo de até 30 minutos no TRRF, passando para valores entre 90 e 120 minutos.

No caso da alvenaria com os blocos de 14 cm de largura, sua aplicação seria bem mais restrita. De acordo com a norma, sem a utilização de revestimentos, essas paredes não atenderiam nem mesmo ao TRRF mínimo (30 minutos) quando classificadas como elementos sem função de compartimentação. Tal restrição se mostra coerente, em parte, com os resultados numéricos apresentados no item 4.4.6, onde as pequenas paredes apresentaram significativa redução no tempo de resistência ao fogo quando analisadas considerando o fogo atuando em ambas as faces. Porém, para níveis de carregamento de até 40% ( $\alpha \leq 0,4$ ), os resultados numéricos indicam que essas paredes com índice de esbeltez  $h_e / t_e \leq 14$  atenderiam a um TRRF igual a 30 minutos (Tabela 4.11 e Tabela 4.12), situação essa não admitida na norma.

Nas situações em que a alvenaria estrutural acumula a *função de compartimentação*, as paredes devem atender aos critérios REI (resistência mecânica, estanqueidade e isolamento térmico). Considerando o caso hipotético de um edifício em que se deve atender a um TRRF igual a 120 minutos, a espessura mínima das paredes fica definida pelos intervalos 100/190 mm (para  $\alpha \leq 1,0$ ) ou 100/170mm (para  $\alpha \leq 0,6$ ). Segundo Medeiros *et al.* (2021), esses intervalos

de valores refletem as particularidades de cada país que adota essa norma, sendo possível uma determinada parede ser aprovada em um país e reprovada em outros em relação à sua verificação em situação de incêndio. Assim, os dois tipos de blocos investigados neste trabalho (com largura de 14 cm e de 19 cm) poderiam atender a TRRF de até 180 ou 240 minutos, respectivamente, independentemente do nível de carregamento.

Nota-se que as espessuras mínimas exigidas no Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005 para paredes REI são menores do que para as paredes R (ver Tabela 2.11). Mesmo levando em consideração, também, os critérios de isolamento térmico e estanqueidade, as paredes REI são consideradas pelo Eurocode em situação mais favorável pelo fato de apenas uma de suas faces estar sujeita à ação do fogo, o que minimiza a velocidade de redução da seção resistente. No entanto, os resultados numéricos indicam que, dependendo do nível de carregamento e da esbelteza da parede, o fenômeno do *reverse bowing* pode conduzir a tempos de resistência ao fogo semelhantes às paredes com ambas as faces expostas (Figura 4.73) em relação ao critério de *resistência mecânica*. Além disso, os resultados numéricos e experimentais apresentados nos capítulos anteriores mostram que, sem a consideração de revestimentos, paredes com os blocos de 14 cm de largura apresentam tempo de resistência ao fogo pouco acima de 60 minutos segundo o critério de *isolamento térmico* (I), limitando a alvenaria a TRRF bem menores do que os obtidos por meio do Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005.

Dentre as possíveis causas para as diferenças entre os resultados do presente trabalho e os valores especificados no Eurocode, podem ser citadas: diferenças nas amostras e na metodologia de ensaio; utilização de modelos numéricos com diferentes níveis de simplificação ou de detalhamento, o que influencia na precisão dos resultados; variações na forma de produção e na geometria dos blocos, sobretudo em relação às dimensões e disposição dos septos internos; e diferenças nas propriedades térmicas e mecânicas, em temperaturas elevadas, dos materiais empregados para a produção dos blocos e da argamassa de assentamento.

Portanto, apesar da praticidade do método tabular proposto no Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005, entende-se que a aplicação direta dos valores de  $t_f$  propostos não seria recomendável para construção em alvenaria estrutural no Brasil, sendo necessários ajustes na correlação entre espessuras mínimas e TRRF conforme os blocos e materiais aqui empregados. Nesse contexto, os intervalos para a espessura mínima das paredes REI poderiam ser substituídos por valores únicos para cada TRRF, assim como definido para as paredes R, dividindo-se a tabela de acordo com o tipo de concreto (ou de agregado) utilizado para a produção do bloco. Adicionalmente, os resultados do presente trabalho mostram que seria interessante acrescentar mais opções

quanto ao nível de carregamento ( $\alpha$ ) na Tabela 2.11, visto que o desempenho da alvenaria estrutural em incêndio se mostrou bastante dependente dessa variável nas análises numéricas.

- **Modelo simplificado de cálculo:**

Como alternativa ao método tabular, o Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005 apresenta um *método analítico simplificado* para a verificação da alvenaria estrutural em situação de incêndio. Por meio desse método, é possível determinar o esforço de compressão resistente de cálculo da alvenaria ( $N_{Rd,fi(\theta_i)}$ ) para um determinado TRRF, o qual deve ser comparado com o esforço de compressão solicitante de cálculo ( $N_{Ed}$ ) resultante da Combinação Última Excepcional, conforme apresentado no item 2.4.2.

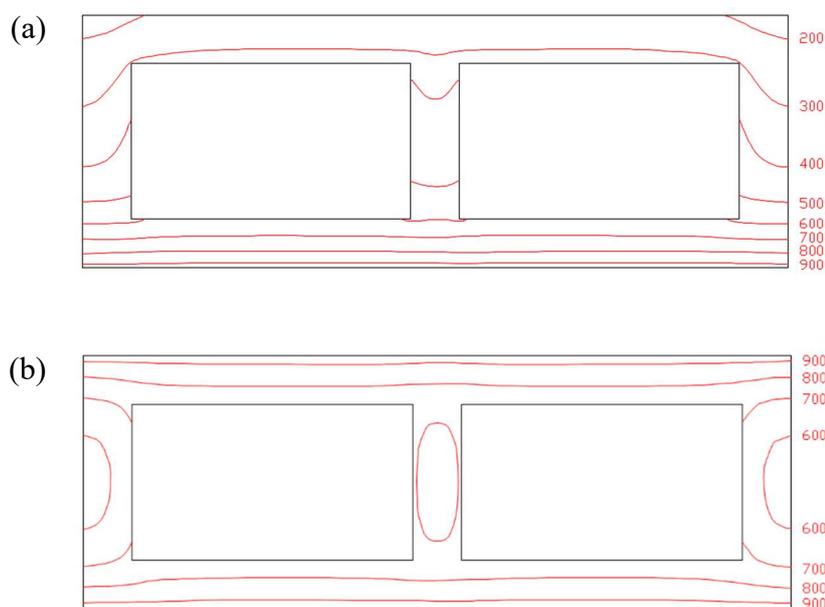
Para o cálculo do esforço de compressão resistente da parede, é necessário determinar o gradiente de temperaturas na seção transversal da alvenaria, o que pode ser feito a partir das isothermas resultantes das análises numéricas. Para fins de comparação com os resultados experimentais dos elementos de alvenaria *sem revestimento*, a aplicação do método será feita, a seguir, considerando-se um tempo de exposição ao *Incêndio-Padrão* de 70 minutos, conforme feito na Fornada 1 (item 3.4.3).

Na Figura 5.1, são apresentadas as curvas isothermas nos blocos, as quais foram obtidas por meio das análises numéricas considerando-se a alvenaria com uma ou ambas as faces expostas ao fogo. A ideia básica do modelo simplificado de cálculo consiste em multiplicar as áreas definidas entre as isothermas pelas respectivas resistências do material, levando-se em consideração a redução da resistência à compressão da alvenaria em função da temperatura. Considerando-se alvenaria feita com blocos de concreto, serão utilizados os coeficientes de redução ( $K_{c,\theta}$ ) do próprio Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004, conforme apresentado na Figura 2.27. Nesse ponto, é importante frisar que esses coeficientes foram determinados a partir corpos de prova cúbicos ou cilíndricos, com materiais diferentes dos utilizados na produção de blocos e da argamassa de assentamento, sendo os mesmos utilizados simplificadamente nesta análise devido à ausência de parâmetros mais adequados na literatura.

Em relação às paredes com ambas as faces expostas ao fogo, observa-se que, aos 70 minutos de exposição, toda a seção transversal resultou com temperaturas acima de 500°C, conforme Figura 5.1b. Assim, considerando que a resistência do concreto deve ser desprezada nesses níveis de temperatura, o esforço de compressão resistente da alvenaria ( $N_{R,\theta}$ ) nessas condições seria nulo de acordo com o *método simplificado*. Considerando as mesmas condições de exposição (fogo em ambas as faces, 70 minutos de exposição), as pequenas paredes

apresentaram resistência residual média entre 13% e 14% nos ensaios experimentais do presente trabalho. Ressalta-se que esses resultados experimentais foram obtidos na situação teoricamente mais crítica para a alvenaria (resistência pós-fogo, com deterioração do concreto e da argamassa de assentamento pós resfriamento), apontando um caráter conservador do método na avaliação de paredes R.

**Figura 5.1** – Isotermas (em °C) na seção da alvenaria aos 70 minutos de exposição ao *Incêndio- Padrão*.



Fonte: próprio autor

A Tabela 5.3 ilustra a aplicação do método simplificado nas pequenas paredes com blocos de 6 MPa e 14 cm de largura ( $f_c = 10,0$  MPa na área líquida, conforme resultados experimentais), considerando a ação do fogo em apenas uma face (Figura 5.1a). Observa-se boa proximidade entre o valor de  $N_{R,\theta}$  calculado e o resultado experimental médio, com diferença de 5,8%. Nessa análise, o fator de redução  $\Phi$  devido às excentricidades (ver Equação 2.19) não foi aplicado devido à ausência de informações necessárias para o seu cálculo.

O mesmo procedimento pode ser utilizado considerando-se diferentes tempos de exposição ao *Incêndio- Padrão*, o que possibilita a definição de curvas correlacionando a resistência da alvenaria com o TRRF. Para tornar a análise independente da resistência inicial do bloco, as curvas serão aqui determinadas a partir da relação entre a resistência da parede em temperaturas elevadas e sua resistência em temperatura ambiente ( $f_{c,\theta} / f_{c,20^\circ\text{C}}$ ). Além disso, como a variação entre blocos de 6 MPa e 20 MPa não acarretou diferenças significativas na

evolução da temperatura na alvenaria, as isotermas podem ser consideradas invariáveis entre os blocos aqui analisados.

**Tabela 5.3** – Aplicação do Método Analítico Simplificado proposto no Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005.

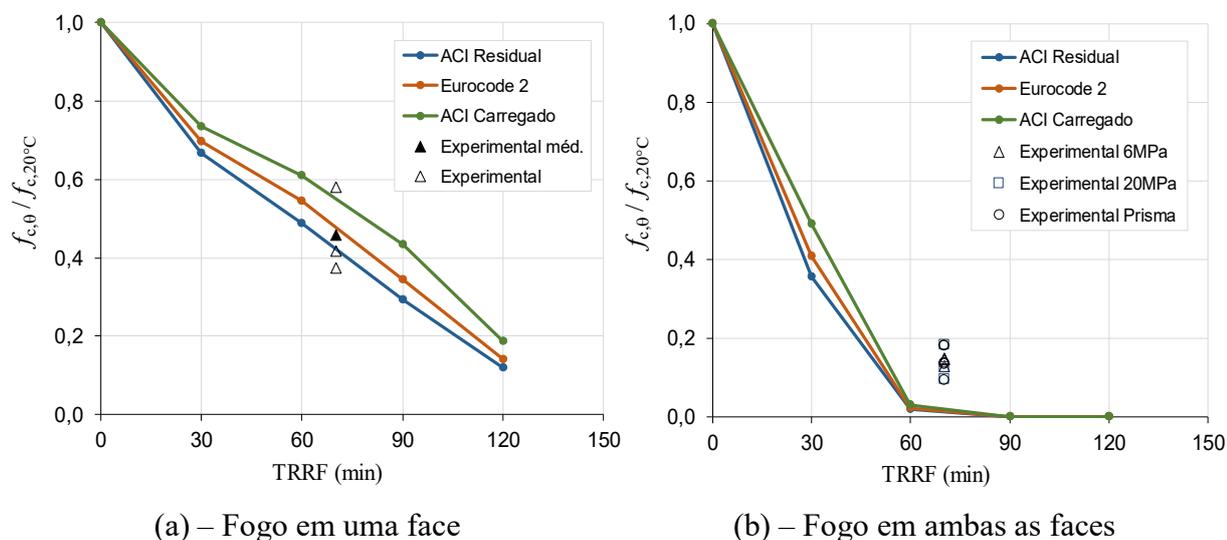
Temp. (°C)	$K_{c,\theta}$	$f_{c,\theta}$ (MPa)	$A_{\theta} / A_{líq}$	$N_{R,\theta}$ (kN)
20-100	1,000	10,0*	0,00	0,0
100-200	0,975	9,8	0,02	10,3
200-300	0,900	9,0	0,30	150,9
300-400	0,800	8,0	0,17	75,6
400-500	0,675	6,8	0,10	37,3
500-600	0,525	5,3	0,05	0,0
600-700	0,375	3,8	0,13	0,0
700-800	0,225	2,3	0,12	0,0
800-900	0,115	1,2	0,09	0,0
900-1000	0,060	0,6	0,04	0,0
$N_{R,\theta} =$				<b>274,1 kN</b>
$**N_{R,\theta}(\text{experimental}) =$				<b>259,0 kN</b>

$K_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$  (conforme o Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004);  
 $f_{c,\theta}$  = resistência do concreto à temperatura  $\theta$ ;  
 $N_{R,\theta}$  = esforço de compressão resistente da alvenaria (valor nominal, sem a aplicação de fator de segurança);  
 $*f_c = 10,0 \text{ MPa}$  (na área líquida, resultado experimental médio à 20°C);  
 $**$ Ensaio de compressão pós-fogo com as pequenas paredes da Fornada 1;  
 Dados para a análise:  
 - pequena paredes com blocos de 6 MPa e 14 cm de largura;  
 - 70 minutos de exposição ao *Incêndio-Padrão*;  
 - apenas uma face da alvenaria exposta ao fogo;  
 - isotermas obtidas por meio das análises numéricas (Figura 5.1).

Fonte: próprio autor

A Figura 5.2 apresenta as curvas resultantes da aplicação do método simplificado, as quais foram obtidas a partir das isotermas apresentadas na Figura 4.54 e na Figura 4.55. Para avaliar a influência da perda de resistência do concreto com a temperatura nos resultados do método simplificado, o coeficiente de redução  $K_{c,\theta}$  foi aplicado de acordo com o Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 e com o ACI/TMS 216.1-14, conforme mostrado na Figura 4.74. Adicionalmente, os resultados experimentais obtidos a partir da Fornada 1 também são apresentados nos gráficos para fins de comparação.

**Figura 5.2** – Aplicação do Método Analítico Simplificado proposto no Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005.



Fonte: próprio autor

Comparando com os resultados experimentais disponíveis, observa-se que o método simplificado de cálculo do Eurocode 6 tende a apresentar resultados seguros, sendo conservador principalmente no caso das paredes com ambas as faces expostas ao fogo. Cabe ressaltar que os resultados experimentais se referem à resistência da alvenaria após seu completo resfriamento, sem carregamento prévio, situação em que a resistência residual é menor. Além disso, as curvas da Figura 5.2 foram obtidas sem a consideração dos coeficientes de segurança, os quais reduzem a resistência de cálculo da alvenaria. Finalmente, para o caso das paredes com apenas uma face exposta ao fogo, deveria ser considerado, ainda, o fator de redução ( $\Phi$ ) da resistência devido às excentricidades, incluindo àquelas geradas pela ação do fogo.

Nesse contexto, é importante salientar que as formulações propostas no Eurocode 6 foram desenvolvidas para alvenarias construídas com blocos do Grupo 1, ou seja, que possuem volume de furos igual a, no máximo, 25% do volume do bloco. Assim, faz-se necessária a avaliação da forma de cálculo da excentricidade (Equação 2.20) resultante da variação de temperatura na seção da alvenaria para os blocos utilizados no Brasil, cujo volume dos furos pode ser de até 75%, segundo a ABNT NBR 6136:2016. Além disso, os resultados numéricos do presente trabalho indicam grande influência do carregamento mecânico e das condições de vinculação nos deslocamentos laterais da parede (Figura 3.63), o que deve ser considerado no cálculo da excentricidade originada pela expansão térmica ( $e_{\Delta\theta}$ ).

Por fim, entende-se que uma avaliação crítica completa deste método simplificado demanda pesquisas específicas sobre o assunto, dada a quantidade de variáveis envolvidas na

definição da capacidade resistente da alvenaria em função do tempo de exposição ao incêndio. Como principais contribuições do presente trabalho nesse assunto, destacam-se as conclusões quanto às propriedades térmicas da alvenaria de blocos de concreto e o modelo numérico térmico desenvolvido, por meio dos quais é possível obter as isotermas na seção dos blocos de forma rápida e confiável. Além disso, o modelo numérico termoestrutural aqui proposto pode ser utilizado em pesquisas futuras para definição de formulações para o cálculo de  $e_{\Delta\theta}$ , ou mesmo para a adaptação Equação (2.20) aos projetos de alvenaria estrutural no Brasil.



## **CONCLUSÕES**

---

Neste capítulo, são apresentadas as principais conclusões extraídas das análises experimentais e numéricas do presente trabalho, bem como sugestões de temas, relacionados à alvenaria estrutural em situação de incêndio, a serem explorados em trabalhos futuros.

### **6.1 QUANTO AOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS**

A análise experimental do presente trabalho foi conduzida com o objetivo de investigar o desempenho da alvenaria estrutural em situação de incêndio por meio da verificação de seu comportamento em temperaturas elevadas e da avaliação de suas propriedades mecânicas residuais, principalmente da resistência à compressão pós-fogo. Assim, considerando o caso particular da alvenaria aqui estudada (materiais, geometria dos componentes e condições de contorno impostas), as principais conclusões são listadas a seguir:

- A variação do traço do concreto para a produção de blocos com diferentes resistências pode resultar em diferenças significativas nas propriedades térmicas do material em temperaturas elevadas. Confirmando as informações presentes na literatura, os blocos de maior resistência apresentaram valores de condutividade térmica e de calor específico maiores do que os blocos de menor resistência, conforme apresentado na Figura 3.108 e na Figura 3.109, tendo importante influência do teor de umidade nessas propriedades à temperatura ambiente (ver Figura 3.106 e Figura 3.107).
- No entanto, em conjunto com a variação da densidade, essas propriedades resultaram em concretos com difusividades térmicas semelhantes, principalmente em temperaturas elevadas, onde as propriedades térmicas tenderam a convergir para valores próximos àqueles propostos no Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004, conforme Figura 3.110.
- Nesse contexto, os resultados experimentais e numéricos do presente trabalho mostram que a utilização das propriedades térmicas propostas Eurocode 2 – EN 1992-1-2:2004 em análises numéricas conduzem a resultados satisfatórios (considerando agregados silicosos), principalmente quando se utiliza a curva de condutividade térmica superior.

A precisão dos resultados tende a diminuir em função da espessura equivalente da alvenaria, devendo-se tomar cuidado em análises que envolvam unidades maciças ou preenchidas com graute, ou mesmo blocos com septos internos mais espessos.

- A partir dos resultados numéricos e experimentais, verificou-se que a variação na resistência do bloco não altera significativamente o gradiente de temperaturas ao longo da seção transversal da alvenaria em situação de incêndio. Em outras palavras, considerando concretos com o mesmo tipo de agregados, a evolução da temperatura no interior da alvenaria resulta pouco dependente da resistência inicial (traço) dos blocos.
- Entretanto, a alvenaria tende a apresentar diferentes tipos de dano em situação de incêndio de acordo com a resistência dos blocos. Como consequência de sua maior rigidez e fragilidade, os blocos de maior resistência são mais susceptíveis à fissuração resultante da expansão térmica; em contrapartida, concretos de menor resistência à temperatura ambiente tendem a apresentar maior degradação de suas propriedades mecânicas em temperaturas elevadas.
- Considerando a proximidade dos resultados experimentais dos blocos em relação aos prismas e pequenas paredes (no que diz respeito à evolução da temperatura – medidas dos termopares), pode-se concluir que juntas de argamassa feitas com cimento, cal e areia, com 1 cm de espessura, não influenciam significativamente a evolução da temperatura no interior da alvenaria.
- Esses resultados sugerem que não há diferenças importantes entre as propriedades térmicas da argamassa em relação às dos blocos. Contudo, a argamassa utilizada teve considerável influência na resistência residual da alvenaria (resistência pós-fogo, obtida sete dias após ser submetida ao *Incêndio-Padrão*) devido principalmente às alterações químicas sofridas pela cal durante e após a exposição ao fogo, o que penalizou ainda mais as propriedades mecânicas residuais dos corpos de prova ensaiados.
- Sem revestimentos, a alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto apresenta expressiva redução em sua rigidez e em sua resistência à compressão quando exposta ao *Incêndio-Padrão* em ambas as faces, tendo apresentado resistência residual média em torno de 14% (em comparação com sua resistência à temperatura ambiente) após 70 minutos de exposição. Seu desempenho é bem melhor quando apenas uma de suas faces é exposta ao fogo, onde a resistência residual média resultou cerca de três vezes maior (46%) do que na situação anterior.

- Além dos impactos nos valores médios de resistência residual, os danos causados pelas altas temperaturas também contribuem para um aumento significativo da variabilidade dos resultados individuais dos corpos de prova nos ensaios de compressão pós-fogo. Com isso, os valores de resistência característica são ainda mais afetados do que os valores médios, influenciando diretamente no dimensionamento da alvenaria em temperaturas elevadas.
- Esses impactos significativos na resistência residual são consequência dos altos níveis de temperatura atingidos nos corpos de prova, tendo também influência na avaliação do critério de isolamento térmico. Nos corpos de prova com uma face exposta, o limite de  $(T_0 + 180^\circ\text{C})$  estabelecido neste critério foi atingido com pouco mais de 60 minutos de exposição ao *Incêndio-Padrão*, o que pode ser crítico em edifícios altos.
- Portanto, considerando os níveis de temperatura atingidos, a degradação dos materiais e a baixa resistência residual dos corpos de prova, os resultados experimentais indicam a necessidade de se prever formas de proteção contra o fogo para a alvenaria, principalmente em edifícios de múltiplos andares com TRRF acima de 30 minutos.
- Nesse contexto, a utilização de revestimentos feitos com gesso em pasta (tal como comumente aplicado em paredes internas) mostrou boa contribuição para a redução dos níveis de temperatura no interior da alvenaria. Considerando uma camada de gesso com 5 mm de espessura na face exposta, a redução média em diversos pontos da seção foi em torno de  $200^\circ\text{C}$  a  $250^\circ\text{C}$ , dependendo do tipo de bloco utilizado (Tabela 3.19). Com esse revestimento, foram necessários cerca de 60 minutos para atingir a temperatura de  $500^\circ\text{C}$  no ponto de medição a 20 mm da face exposta ao fogo, tempo consideravelmente maior do que no caso da alvenaria sem revestimento, que levou pouco mais de 30 minutos para atingir essa temperatura no mesmo ponto de medida.
- No entanto, a perda excessiva de água em temperaturas elevadas resulta em danos severos no gesso, tais como fissuração intensa e deslocamentos, que se iniciam com poucos minutos de exposição ao *Incêndio-Padrão*. Com isso, o revestimento tende a reduzir rapidamente a sua eficiência na proteção da alvenaria contra o fogo, principalmente quando se considera blocos de maior resistência, nos quais a aderência do gesso em altas temperaturas se mostrou menos efetiva do que nos blocos de menor resistência (blocos mais porosos, com superfície mais irregular).
- O revestimento feito com argamassa (chapisco mais emboço de cimento, cal e areia, com espessura total de 10 mm) também mostrou boa contribuição na redução das

temperaturas no interior da alvenaria, tendo diferenças médias de até 322°C em comparação aos corpos de prova sem revestimento. Considerando novamente o ponto de medição a 20 mm da face exposta ao fogo, foram registrados tempos acima de 70 minutos para atingir 500°C nesse ponto em todos os corpos de prova, sendo bem superiores à situação sem revestimento. Sua capacidade aderente em temperaturas elevadas se mostrou melhor do que no caso do gesso em pasta, mesmo nos blocos com superfície mais lisa (blocos de maior resistência), cujos problemas de deslocamento ocorreram apenas de forma localizada e após mais de 100 minutos de exposição ao *Incêndio-Padrão*.

- Apesar da boa contribuição na proteção da alvenaria contra o fogo, os resultados experimentais indicam que ambos os revestimentos testados não são suficientes para o caso de paredes sem função de compartimentação (com ambas as faces expostas) em edifícios com TRRF de 120 minutos. Nessa situação, as pequenas paredes ensaiadas resultaram com resistências residuais à compressão entre 5% e 24%, dependendo do tipo de bloco e do revestimento utilizado. Considerando, ainda, a alta variabilidade dos resultados individuais dos corpos de prova em torno da média, percebe-se que tais resistências residuais seriam facilmente superadas pelas solicitações de cálculo em situação de incêndio (Combinações Últimas Excepcionais).
- Os ensaios experimentais realizados mostram grande proximidade entre os resultados dos prismas em comparação aos das pequenas paredes, independentemente da utilização ou não dos revestimentos. Tal fato foi observado tanto em relação à resistência residual como na evolução da temperatura ao longo da seção transversal, indicando que o uso de modelos mais simplificados (como prismas de dois blocos) pode conduzir a resultados satisfatórios na avaliação de paredes de alvenaria como um todo em situação de incêndio, considerando-se os efeitos da esbeltez separadamente.
- Assim como verificado nos corpos de prova sem revestimento, como consequência do significativo gradiente de temperaturas na seção, as paredes com função de compartimentação (com apenas uma face exposta) apresentam resistência residual bem maior do que na situação com ambas as faces expostas, variando entre 48% e 64% em relação à sua resistência à temperatura ambiente.
- Contudo, é importante observar que essa análise se refere apenas à resistência residual; além da forma de exposição, os resultados numéricos do presente trabalho apontam grande influência das demais condições de contorno (como vínculos e níveis de

carregamento) no desempenho da alvenaria em situação de incêndio, conforme destacado no próximo item. Além disso, os revestimentos analisados neste trabalho foram considerados em condições de aplicação bem específicas. Com base nos resultados aqui encontrados, o estudo de outras formas de utilização desses e de outros tipos de revestimento se faz necessário, de forma a considerar diferentes espessuras, materiais constituintes e tempos de exposição ao fogo.

## 6.2 QUANTO AOS RESULTADOS NUMÉRICOS

As análises numéricas do presente trabalho foram realizadas visando investigar o comportamento e o desempenho da alvenaria estrutural em situações em que, por limitações laboratoriais, não foi possível analisar experimentalmente, principalmente em relação ao efeito conjunto de ações mecânicas e térmicas. A partir da calibração dos modelos desenvolvidos com base nos resultados experimentais obtidos à temperatura ambiente e em temperaturas elevadas, foi estudada a influência das seguintes condições de contorno: nível de carregamento mecânico aplicado, formas de exposição ao fogo (uma ou ambas as faces expostas), resistência original dos blocos e condições de apoio, que também estão relacionadas ao índice de esbeltez das paredes. Em função da quantidade de variáveis envolvidas, o foco dessas análises foi a alvenaria com 14 cm de espessura e sem revestimento, sendo as principais conclusões desse estudo apresentadas a seguir:

- Os resultados numéricos indicam forte influência do nível de carregamento mecânico na resistência ao fogo da alvenaria aqui estudada. Considerando-se paredes com função de compartimentação e índice de esbeltez (relação  $h_e / t_e$ ) entre 7 e 14, os tempos de resistência ao fogo (TRF, segundo o critério de *resistência mecânica*) resultaram em torno de 80, 45, 20 e 10 minutos para carregamentos equivalentes a, respectivamente, 20, 40, 60 e 80% em relação à sua resistência à temperatura ambiente.
- Para essas paredes com apenas uma face exposta ao *Incêndio-Padrão*, o critério de *isolamento térmico* resultou em um TRF médio pouco acima de 60 minutos (valor muito próximo ao obtido experimentalmente), sendo este o critério crítico em casos de carregamentos mecânicos abaixo de 30%. No caso de paredes mais esbeltas ( $h_e / t_e > 14$ ), pode-se inferir, a partir dos resultados, que o critério de resistência mecânica tende a governar a resistência ao fogo da alvenaria na situação sem revestimento.
- Quando exposta ao fogo em ambas as faces (paredes sem função de compartimentação), a alvenaria sofre ainda mais com as altas temperaturas, tendo apresentado TRF abaixo

de 60 minutos em todas as análises numéricas, independentemente do nível de carregamento. Para carregamento maior que 60%, as paredes apresentam TRF abaixo de 30 minutos, sendo esses resultados pouco afetados dentro da faixa de esbeltez avaliada nas análises ( $h_e / t_e \leq 14$ ).

- Os resultados numéricos indicam que, dependendo da esbeltez e do nível de carregamento atuante, paredes com apenas uma face exposta ao fogo podem chegar ao colapso estrutural em tempos de exposição ao fogo da mesma ordem de grandeza quando comparadas a paredes com ambas as faces expostas, conforme mostrado na Figura 4.73. Esse comportamento ocorre devido ao arqueamento resultante do gradiente de temperaturas na seção das paredes com função de compartimentação, resultando em esforços adicionais que não ocorrem nas paredes com ambas as faces expostas.
- Portanto, os resultados alertam sobre importantes variações de comportamento e desempenho da alvenaria em temperaturas elevadas em função das demais condições de contorno, principalmente no que se refere ao carregamento atuante e à esbeltez da parede. Assim, entende-se que a verificação da alvenaria estrutural em situação de incêndio baseada apenas na resistência residual (tal como considerado no programa experimental deste trabalho) deve incluir, também, parâmetros que levem em consideração a influência das condições de contorno citadas na resistência ao fogo das paredes, de forma a garantir um dimensionamento seguro em todos os casos.
- Embora conduza a diferenças no comportamento da alvenaria em temperaturas elevadas (especialmente no que se refere à fissuração, conforme observado nos ensaios experimentais), a variação da resistência inicial dos blocos não influenciou significativamente o TRF das pequenas paredes nas análises numéricas. Tal afirmação é válida apenas quando se considera carregamentos percentualmente iguais, proporcionais à resistência da alvenaria em temperatura ambiente.
- Assim como concluído a partir dos resultados experimentais, os resultados numéricos sinalizam que a alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, sem revestimentos, não atenderia aos TRRF especificados na ABNT NBR 14432:2001 e na Instrução Técnica N° 08/2018 (IT-08) em grande parte dos edifícios de múltiplos andares, principalmente no caso das paredes sem função de compartimentação, em que ambas as faces estão sujeitas à ação do fogo. Portanto, considerando a atuação do *Incêndio-Padrão*, faz-se necessário prever mecanismos de proteção da alvenaria contra o fogo.

- Nesse contexto, é importante observar que as análises numéricas do presente trabalho foram realizadas considerando-se apenas pequenas paredes, com índice de esbeltez (relação  $h_e / t_e$ ) máximo igual a 14. Nas construções em geral, é comum a utilização de paredes mais esbeltas (com relação  $h_e / t_e$  em torno de 20), as quais podem apresentar TRFs ainda menores devido a problemas relacionados à instabilidade.
- Por fim, destaca-se que os modelos numéricos desenvolvidos no presente trabalho reproduzem satisfatoriamente o comportamento estrutural da alvenaria aqui estudada em temperatura ambiente e em temperaturas elevadas, tendo apresentado resultados coerentes com a literatura e com os ensaios experimentais realizados (distribuição de tensões e deformações na alvenaria, resistência à compressão em temperatura ambiente, evolução de temperaturas na seção transversal, fissuração de origem térmica e/ou mecânica etc.). Portanto, os modelos propostos são confiáveis e se mostram úteis para novas investigações em trabalhos futuros sobre a alvenaria estrutural de blocos de concreto em situação de incêndio.

Com base nos resultados numéricos e experimentais obtidos, o Capítulo 5 do presente trabalho apresenta uma análise crítica das principais normas estrangeiras destinadas à avaliação da alvenaria estrutural em situação de incêndio, a saber: o Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005, o ACI/TMS 216.1-14 e a AS 3700-2018. Como conclusão geral, verificou-se que não é recomendável a aplicação direta dos procedimentos constantes nas referidas normas no Brasil, sendo necessários ajustes nas metodologias e nos valores propostos de acordo com as características da construção em alvenaria estrutural nacional.

Dentre as normas analisadas, os métodos propostos no Eurocode 6 - EN 1996-1-2:2005 se mostraram os mais completos no que se refere à consideração de variáveis que influenciam no desempenho da alvenaria estrutural em temperaturas elevadas. Os resultados mostram que o *método tabular* poderia ser incluído na normalização brasileira desde que sejam feitos ajustes nas correlações entre espessura da parede e o TRRF, visto que, em alguns casos analisados no presente trabalho, o dimensionamento feito conforme o método em questão resultaria contra a segurança. Semelhantemente, o *método analítico simplificado* também se apresenta como uma alternativa viável para a normalização nacional, tendo apresentado resultados conservadores em comparação com os ensaios experimentais; no entanto, novas pesquisas são necessárias para a avaliação das excentricidades geradas pela expansão térmica da alvenaria em temperaturas elevadas, de forma a validar ou adaptar as formulações propostas do Eurocode.

Em relação ao ACI/TMS 216.1-14, a avaliação da alvenaria feita conforme a norma americana não leva em consideração os três critérios de resistência ao fogo, limitando-se apenas à avaliação do *isolamento térmico* de paredes com apenas uma face exposta ao fogo. Os resultados do presente trabalho mostram que, a depender do nível de carregamento mecânico e da esbelteza da parede, o critério de *resistência mecânica* é o mais crítico para a alvenaria aqui estudada. Portanto, não é possível avaliar, de forma completa, o desempenho da alvenaria estrutural conforme os procedimentos da norma americana. Dentre os pontos positivos, destaca-se a proximidade entre os resultados da norma em relação aos resultados numéricos e experimentais obtidos para o critério de *isolamento térmico*, sendo um indício de que o *método da espessura equivalente* pode ser aproveitado para uma avaliação simplificada desse critério. Adicionalmente, a forma como é considerada a contribuição dos revestimentos na resistência ao fogo da alvenaria também se mostra interessante, mas seus valores também devem ser investigados conforme os materiais e técnicas de aplicação brasileiros.

### **6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

A alvenaria estrutural tem sido utilizada na construção de edificações com diferentes características, variando-se os tipos de materiais utilizados nos componentes (blocos, juntas, revestimentos etc.), número de pavimentos, distribuição dos cômodos e finalidade de uso do edifício, dentre outras. Assim, é extensa a quantidade de variáveis que podem influenciar o desempenho da alvenaria estrutural em situação de incêndio, mesmo quando se limita a análise ao caso de paredes compostas de blocos vazados de concreto.

Considerando a pequena quantidade de trabalhos científicos desenvolvidos em torno desse tema no Brasil e no mundo, novas pesquisas em contexto experimental e numérico se fazem necessárias. A partir dos resultados encontrados no presente trabalho e das informações já acumuladas na literatura, são apresentados, neste item, temas relevantes e necessários para o avanço no conhecimento desse assunto.

- Dentre os principais pontos a serem investigados, destaca-se a necessidade de avaliação da alvenaria na situação em que a mesma é submetida a ações térmicas (incêndio) e mecânicas simultaneamente, principalmente em contexto experimental, em que a quantidade de pesquisas presentes na literatura é ainda escassa. Sobre esse assunto, é importante que sejam desenvolvidas estratégias para a investigação de paredes sem função de compartimentação, dada a dificuldade de se realizar ensaios experimentais que consideram a ação do fogo ambas as faces da alvenaria.

- A partir dos resultados desses ensaios, sugerem-se novos estudos para a validação e aprimoramento dos modelos numéricos termoestruturais propostos neste trabalho por meio da calibração dos parâmetros de entrada ou mesmo para a simplificação dos modelos, de forma a viabilizar a realização de análises paramétricas confiáveis e com menor esforço computacional.
- Nesse contexto de análises numéricas e experimentais, é importante que seja investigada a influência do efeito conjunto das ações mecânicas com as restrições à expansão térmica presentes no contorno das paredes (oriundas da ligação com elementos estruturais adjacentes, tais como lajes e paredes vizinhas), as quais promovem confinamento e induzem a ocorrência de tensões adicionais na alvenaria.
- Em relação à proteção da alvenaria contra o fogo, os resultados do presente trabalho mostram que revestimentos aplicados nas faces externas das paredes podem ser uma forma simples e de baixo custo para conferir adequada resistência ao fogo à alvenaria em relação ao TRRF da edificação. Para isso, são necessárias novas pesquisas que correlacionem os diferentes tipos de revestimento (materiais componentes e espessura) à resistência ao fogo das paredes, considerando os critérios de resistência mecânica, isolamento térmico e estanqueidade (conforme a função da parede na edificação).
- A capacidade de aderência do revestimento à superfície da alvenaria em temperaturas elevadas também carece de mais estudos experimentais, de forma a se definir materiais e procedimentos de execução na obra que garantam a efetiva proteção da alvenaria durante todo o TRRF. Nesse contexto, além das argamassas à base de cimento (com diferentes traços), sugere-se a realização de pesquisas que considerem revestimentos feitos com argamassa de gesso e areia, que, devido à presença do agregado miúdo, tende a minimizar os problemas de deslocamento observados no presente trabalho quando da utilização do gesso em pasta.
- Outras formas de proteção da alvenaria contra o fogo também podem ser investigadas, tais como o preenchimento dos furos com graute ou com materiais que minimizem a evolução da temperatura no interior da alvenaria.
- A argamassa de assentamento também deve ser objeto de mais estudos, dadas as transformações sofridas pela cal e a considerável perda de resistência em temperaturas elevadas. Nesse caso, diferentes traços devem ser avaliados, considerando-se a redução da quantidade de cal ou mesmo a sua remoção da mistura; devido à sua ampla aplicação nas obras, as argamassas industrializadas também devem ser testadas.

- Ainda sobre a argamassa de assentamento, em caso de pesquisas baseadas nas propriedades mecânicas residuais da alvenaria, sugere-se que os ensaios mecânicos pós-fogo sejam realizados logo após os ensaios no forno, preferencialmente com os corpos de prova ainda aquecidos, de forma a minimizar a influência das transformações sofridas pela cal após o seu resfriamento.
- Por fim, faz-se necessário o desenvolvimento de modelos analíticos capazes de correlacionar a resistência residual de corpos de prova (como prismas e pequenas paredes) à resistência ao fogo das paredes solicitadas por ações térmicas e mecânicas, considerando-se o tempo de exposição ao fogo e a influência das demais condições de contorno. Nesse contexto, o método simplificado proposto no Eurocode 6 – EN 1996-1-2:2005 pode ser avaliado e adaptado às características da alvenaria estrutural utilizada no Brasil, onde predomina a utilização de blocos vazados.

## ***REFERÊNCIAS***

---

ABAQUS. Dassault Systèmes Simulia Corporation, Providence, RI.

ABRAMS, M. S. Temperature and concrete. **ACI SP-25**, p.33-50, 1973.

ACHENBACH, M.; LAHMER, T.; MORGENTHAL, G. Identification of the thermal properties of concrete for the temperature calculation of concrete slabs and columns subjected to a standard fire – Methodology and proposal for simplified formulations. **Fire Safety Journal**, v.87, p.80-86, 2017.

AFSHARI, F.; KALDJAN, M. J. Finite element analysis of concrete masonry prisms. **ACI Materials Journal**, v.86, n.5, p.525-530, September/October, 1989.

ALLEN, L. W. Fire endurance of selected non-loadbearing concrete masonry units. **National Research Council of Canada**. Division of Building Research, NRC 11275, 1970.

ALLEN, L. W.; HARMATHY, T. Z. Fire endurance of selected concrete masonry walls. **Journal of the American Concrete Institute**, p.562-568, September, 1972.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI/TMS 216.1-14**: Code requirements for determining fire resistance of concrete and masonry constructions assemblies. Farmington Hills, MI: ACI, 2014.

\_\_\_\_\_. **ACI 318-99**: Building Code Requirements for structural concrete with commentary. Farmington Hills, MI: ACI, 1999.

\_\_\_\_\_. **ACI 530.1-13/TMS 402-13/ASCE 5-13**: Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures. Farmington Hills, MI: ACI, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C469**: Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression. West Conshohocken, PA: ASTM, 2014.

\_\_\_\_\_. **ASTM E119**: Standard test methods for fire tests of building construction and materials. West Conshohocken, PA: ASTM, 2018.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE, Structural Fire Protection, Committee on Fire Protection, Structural Division**. New York, NY: ASCE, 1992.

ANDREINI, M.; SASSU, M. Mechanical behavior of full unit masonry panels under fire action. **Fire Safety Journal**, v.46, p.440-450, August, 2011.

ANDREINI, M.; CACIOLAI, M.; LA MENDOLA, S.; MAZZIOTTI, L.; SASSU, M. Mechanical behavior of masonry materials at high temperatures. **Fire and Materials**, v.39, p.41-57, January, 2014.

ANDREINI, M.; FALCO, A. D.; SASSU, M. Stress-strain curves for masonry materials exposed to fire action. **Fire Safety Journal**, v.69, p.43-56, September, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 7200**: Execução de revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.

\_\_\_\_\_. **NBR 7215**: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

\_\_\_\_\_. **NBR 10636**: Paredes divisórias sem função estrutural – Determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.

\_\_\_\_\_. **NBR 12118**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 13279**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

\_\_\_\_\_. **NBR 13281**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

\_\_\_\_\_. **NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 15575**: Edificações habitacionais – Desempenho. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 15812-1**: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 15961-1**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

\_\_\_\_\_. **NBR 15961-2**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

\_\_\_\_\_. **NBR 16522**: Alvenaria de blocos de concreto – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 16618**: Revestimento interno em gesso de paredes e tetos – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

\_\_\_\_\_. **NBR 16868-1**: Alvenaria estrutural – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

\_\_\_\_\_. **NBR 16868-2**: Alvenaria estrutural – Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

\_\_\_\_\_. **NBR 16868-3**: Alvenaria estrutural – Parte 3: Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ATKINSON, R. H.; NOLAND, J. L.; ABRAMS, D. P.; MCNARY, S. A deformation failure theory for stack-bond brick masonry prisms in compression. In: 3rd NORTH AMERICA MASONRY CONFERENCE, Boulder, Col. **Proceedings [...]**. TMS, Paper 18, 1985.

AUSTRALIAN STANDARD. **AS 3700-2018**: Masonry Structures. Sydney, NSW, 2017.

BARBOSA, C. S.; HANAI, J. B. Strength and deformability of hollow concrete blocks: correlation of block and cylindrical sample test results. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v.2, n.1, p.85-99, March, 2009.

BAUER, L. A. F. **Materiais de construção**. Volume 1, 5ª Edição Revisada. Rio de Janeiro: LTC, 2014. 471p.

BAŽANT, Z. P.; KAPLAN; M. F. **Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models**. Longman Group Limited, Essex, UK, 1996. 426p.

BECICA, I. J.; HARRIS, H. G. Behavior of hollow concrete masonry prisms under axial load and bending. **The Masonry Society Journal**, v.2, n.2, p.T1-T26, jan-jun, 1983.

BIRTEL, V.; MARK, P. Parameterised finite element modelling of rc beam shear failure. **ABAQUS Users' Conference**, p.95-108, 2006.

BRITISH STANDARDS. **BS EN 1363-1:2012** – Fire resistance tests – Part 1: General Requirements. London: BSI, 2012.

\_\_\_\_\_. **BS 5628-1:2005** – Methods of test for masonry. Determination of initial shear strength. 389 Chiswick High Road, London: BSI, 2005.

\_\_\_\_\_. **BS EN 1052-3:2002** – Methods of test for masonry. Determination of initial shear strength. 389 Chiswick High Road, London: BSI, 2002.

BUCHANAN, A. H.; ABU, A. K. **Structural design for fire safety**. Second Edition. Chichester, West Sussex, United Kingdom: John Wiley & Sons Inc., 2017. 436p.

BYRNE, S. M. Fire resistance of load-bearing masonry walls. **Fire Technology**, v.15, no.3 p.180-188, 1979.

CAMACHO, J. S. **Alvenaria Estrutural não armada: parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes**. 185p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1986.

CAPILLA, A. E. **Numerical analysis of the fire resistance of circular and elliptical slender concrete filled tubular columns**. 402p. PhD Thesis – Universitat Politècnica de València, Spain, 2012.

CARVALHO, P. R. O. **Análise numérica de pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto em situação de incêndio: ênfase no comportamento térmico e**

**termoestrutural**. 282p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

CHAO SOI CHEONG. [**Incêndio nas torres do World Trade Center**]. 2001. 1 foto: color. Disponível em: [https://s2.glbimg.com/1BpG-J6xVCTeMpVdqviAdR8DkTE=/0x0:2000x1542/984x0/smart/filters:strip\\_icc\(\)/i.s3.glbimg.com/v1/AUTH\\_59edd422c0c84a879bd37670ae4f538a/internal\\_photos/bs/2021/n/c/hI1ZcBSpGkwWwzn6rFqQ/ap21245666040374.jpg](https://s2.glbimg.com/1BpG-J6xVCTeMpVdqviAdR8DkTE=/0x0:2000x1542/984x0/smart/filters:strip_icc()/i.s3.glbimg.com/v1/AUTH_59edd422c0c84a879bd37670ae4f538a/internal_photos/bs/2021/n/c/hI1ZcBSpGkwWwzn6rFqQ/ap21245666040374.jpg). Acesso em: 31 ago. 2022.

CHEEMA, T. S.; KLINGNER, R. E. Compressive strength of concrete masonry prism. **American Concrete Institute – ACI Structural Journal**, v.83, n.1 p.88-97, January, 1986.

COLVILLE, J.; MILTENBERGER, M. A.; WOLDE-TINSAE, A. M. Hollow concrete masonry modulus of elasticity. In: THE SIXTH NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE. **Proceedings [...]**. p.1195-1208. Philadelphia, Pennsylvania, USA. June 6-9, 1993.

Comunidade da Construção. **Pesquisa de nível tecnológico**. Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). Disponível em <<https://abcp.org.br/pesquisa-de-nivel-tecnologico-2008/>>. Acesso em: 16 de maio de 2022.

COOKE, G. M. E. Thermal bowing and how it affects the design of fire separating construction. **Fire and Materials**, v.13, p.230-236, March, 1988.

CORPO DE BOMBEIROS. [**Prédio em chamas no Centro de São Paulo**]. 2018. 1 foto: color. Disponível em: [https://s2.glbimg.com/OafGzuxgMvPrHrZ328WBiU1au0Q=/0x0:1024x768/1008x0/smart/filters:strip\\_icc\(\)/i.s3.glbimg.com/v1/AUTH\\_59edd422c0c84a879bd37670ae4f538a/internal\\_photos/bs/2018/M/s/CflwDfTe2IJHTjpdKMJA/incendiosp.jpg](https://s2.glbimg.com/OafGzuxgMvPrHrZ328WBiU1au0Q=/0x0:1024x768/1008x0/smart/filters:strip_icc()/i.s3.glbimg.com/v1/AUTH_59edd422c0c84a879bd37670ae4f538a/internal_photos/bs/2018/M/s/CflwDfTe2IJHTjpdKMJA/incendiosp.jpg). Acesso em: 31 ago. 2022.

CORRÊA, M. R. S. Masonry engineering in Brazil: past development, current overview, future improvements. In: 15th INTERNATIONAL BRICK AND BLOCK MASONRY CONFERENCE. **Proceedings [...]**. Florianópolis-SC, Brazil, 2012.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A. Behavior of concrete block masonry under axial compression. **American Concrete Institute Journal**, v.76, n.6, p.707-722, January, 1979.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A.; BAKER, L. R. **Masonry structures: behavior and desing**. New Jersey, USA: Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 1994. 784p.

EIVIND MOLBERG/FOLHAPRESS. [**Incêndio no edifício Joelma**]. 1974. 1 foto: color. Disponível em: <https://jpimg.com.br/uploads/2017/04/1906152696-bombeiros-tentam-apagar-o-fogo-no-edificio-joelma-no-dia-1-de-fevereiro-de-1974.jpg>. Acesso em: 31 ago. 2022.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-1-2** – Eurocode 1: Actions on structures. Part 1.2: General actions – Actions on structures exposed to fire. Brussels, Belgium, 2002.

\_\_\_\_\_. **EN 1992-1-2** – Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1.2: General rules for – Structural fire design. Brussels, Belgium, 2004.

\_\_\_\_\_. **EN 1996-1-1**: – Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1.1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Brussels, Belgium, 2005.

\_\_\_\_\_. **EN 1996-1-2** – Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1.2: General rules - Structural fire design. Brussels, Belgium, 2005.

FIORITO, A. J. S. I. **Manual de argamassas e revestimentos: estudos e procedimentos de execução**. 2.ed. São Paulo: Pini, 2009. 236p.

FORTES, E. S. **Caracterização da Alvenaria Estrutural de Alta Resistência**. 350p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2017.

FRANCIS, A. J.; HORMAN, C. B.; JERREMS, L. E. The effect of joint thickness and other factors on the compressive strength of brickwork. In: 2nd INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE. **Proceedings [...]**. p.31-37. Stoke-on-Trent, England. April, 1970.

FRASSON JUNIOR, A. F. **Proposta de metodologia de dosagem e controle do processo produtivo de blocos de concreto para alvenaria estrutural**. 162p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

FREIRE, F.; FILHO, P. P.; ALBESSÚ, N. Alvenaria estrutural em edifício de 24 pavimentos. **Revista Concreto & Construção - IBRACON**, ed.90, p.26-33, Abril-Junho, 2018.

GANZERLI, S.; ROSSLOW, J.; YOUNG, T.; KREBS, K.; MUJUMDAR, V. Compression strength testing for nonstandard concrete masonry units. In: THE NINTH NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE. **Proceedings [...]**. p.60-71. Clemson, South Carolina, USA, June 1-4, 2003.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. **Engineering Structures**, v.98, p.38-48, April, 2015.

GNANACHELVAM, S.; MAHENDRAN, M.; ARIYANAYAGAM, A. D.; KEERTHAN, P. Thermal characterization and fire performance of phase change material incorporated

plasterboards. In: SIF 2018 – THE 10<sup>TH</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURES IN FIRE. **Proceedings [...]**. Ulster University, Belfast, UK, June. 6-8, 2018.

GUO, Z. **Principles of reinforced concrete**. First edition. USA: Elsevier, 2014. 587p.

GUSTAFSSON, S. E. Transient plane source techniques for thermal conductivity and thermal diffusivity measurements of solid materials. **Review of Scientific Instruments**, v.62, p.797-804, November, 1990.

HAMID, A. A.; CHUKWUNENYE, A. O. Effect of type of mortar bedding on the behavior of axially loaded hollow block masonry prisms. In: 3rd NORTH AMERICAN CONFERENCE. **Proceedings [...]**. Boulder, Col., TMS. Paper 16, 1985.

HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. Suggested failure criteria for grouted concrete masonry under axial compression. **American Concrete Institute Journal**, v.76, n.10, p.1047-1062, January, 1979.

HARADA, T.; TAKEDA, J.; YAMANE, S.; FURUMURA, F. Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures. **ACI Concrete for Nuclear Reactor SP**, v.34, n.2, p.377-406, 1972.

HARMATHY, T. Z. Effect of moisture on the fire endurance of building elements. Fire Test Performance STP-385, **American Society for Testing and Materials**, p.74, 1965.

HARMATHY, T. Z. Thermal performance of concrete masonry walls in fire. Fire Test Performance STP-464, **American Society for Testing and Materials**, p.209-243, 1970.

HARMATHY, T. Z. Thermal properties of concrete at elevated temperatures. **ASTM Journal of Materials**, v.5, n.1, p.47-74, 1970.

HARMATHY, T. Z.; ALLEN, L. W. Thermal performance of concrete masonry walls in fire. **Fire Technology**, 1972.

HARMATHY, T. Z.; ALLEN, L. W. Thermal properties of selected masonry unit concretes. **Journal American Concrete Institution**, v.70, n.2, p.132-142, 1973.

HENRY, M.; SUZUKI, M.; KATO, Y. Behavior of fire-damaged mortar under variable re-curing conditions. **ACI Materials Journal**, Title no. 108-M30, p.281-289, May-June, 2011.

INCÊNDIO no edifício Andraus em 1972. [19--]. 1 fotografia, color. Disponível em: <https://i0.wp.com/2.bp.blogspot.com/fvMmtgX9Xf0/S2sdH3fNfpI/AAAAAAAAAHPU/1IU0sIvZixo/s400/Ed.+Andraus+Inc%C3%AAndio.jpg>. Acesso em: 01 set. 2022.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **fib Bulletin 38**: Fire design of concrete structures – Materials, structures and modelling. Lausanne, Switzerland, 2007.

\_\_\_\_\_. **fib Bulletin 46**: Fire design of concrete structures – Structural behaviour and assessment. Lausanne, Switzerland, 2008.

\_\_\_\_\_. **fib Bulletin 55**: CEB-FIP Model Code 2010 – Volume 1. Lausanne, Switzerland, 2010.

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

\_\_\_\_\_. **ISO 6946**: Building components and building elements – Thermal resistance and thermal transmittance – Calculation Methods. Geneva, 2017.

IZQUIERDO, O. S. **Estudo da interface bloco/graute em elementos de alvenaria estrutural**. 324p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

KARAHAN, O. Residual compressive strength of fire-damaged mortar after post-fire-air-curing. **Fire and Materials**, v.35, p.561- 567, 2011.

KHALIQ, W. **Performance characterization of high performance concretes under fire conditions**. 365p. PhD Thesis – Michigan State University, East Lansing, Michigan, USA, 2012.

KODUR, V. Properties of concrete at elevated temperatures – Review Article. **ISRN Civil Engineering**, Hindawi Publishing Corporation, v.2014, Article ID 468510, 2014.

KODUR, V.; SULTAN, M. A. Effect of temperature on thermal properties of high-strength concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v.15, n.2, p.101–107, March/April, 2003.

LAWRENCE, S.; GNANAKRISHNAN, N. The fire resistance of masonry walls – An overview. In: FIRST NATIONAL STRUCTURAL ENGINEERING CONFERENCE. **Proceedings [...]**. Melbourne, Australia, August. 26-28, 1987, p.431-437.

LAVERTY, D.; NADJAI, A.; O'CONNOR, D. J. Modelling of thermo-structural response of concrete masonry walls subject to fire. **Journal of Applied Science**, v.10, p.3-19, 2001.

LEITE, H. A. L.; MORENO JR, A. L.; TORRES, D. L. Dimensionamento da alvenaria estrutural em situação de incêndio: contribuição à futura normatização nacional. **Ambiente Construído**, v.16, n.2, p.89-107, Abril-Junho, 2016.

LIE, T. T.; KODUR, V. Thermal and mechanical properties of steel-fibre-reinforced concrete at elevated temperatures. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v.23, n.2, p.511–517, 1996.

LOPES, R. F. R.; RODRIGUES, J. P. C.; PEREIRA, J. M.; LOURENÇO, P. B. Análise experimental de uma parede de alvenaria estrutural de blocos de concreto de três células em situação de incêndio. **Revista Concreto & Construção - IBRACON**, ed.90, p.86-94, Abril-Junho, 2018.

LOURENÇO, P. J. B. B. **Computational strategies for masonry structures**. 220p. PhD Thesis – Delft University of Technology, Netherland, 1996.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A Plastic-Damage Model for Concrete. **International Journal of Solids and Structures**, v.25, n.3, p.229–326, 1989.

MALM, R. Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method. **TRITA-BKN. Bulletin 97**. Royal Institute of Technology (KTH), Sweden, 2009.

MARZAHN, G. A. Extended investigation of mechanical properties of masonry units. In: THE NINTH NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE. **Proceedings [...]**. p.813-824. Clemson, South Carolina, USA, June 1-4, 2003.

MEDEIROS, W. A.; PARSEKIAN, G. A.; MORENO JR, A. L. The effect of high temperatures on the mechanical performance of concrete blocks made with gneiss aggregates. In: BRICK AND BLOCK MASONRY - FROM HISTORICAL TO SUSTAINABLE MASONRY. **Proceedings [...]**. London, UK, July. 5-8, 2020, p.571-576.

MEDEIROS, W. A.; PARSEKIAN, G. A.; MORENO JR, A. L. Critical analysis of the use of international codes and standards to design Brazilian structural masonry in fire situation. **Int. J. Masonry Research and Innovation**, v.6, n.3, p.285–304, 2021.

MEDEIROS, W. A.; PARSEKIAN, G. A.; MORENO JR, A. L. Test methodology for determining the mechanical properties of concrete blocks at high temperatures. **Materials and Structures**, v.55, n.61, p.1–14, 2022.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto – Microestrutura, propriedades e materiais**. Traduzido para o Português. 3ª Edição. São Paulo: IBRACON, 2008. 674p.

MOHAMAD, G. **Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão**. 310p. Tese (Doutorado) – Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2007.

MOHAMAD, G. **Construções em Alvenaria Estrutural - Material, projetos e desempenho**. 1ª Edição. São Paulo: Blucher, 2015. 38p.

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

MORALES, G.; CAMPOS, A.; FAGANELLO, A. M. P. A ação do fogo sobre os componentes do concreto. In: SEMINÁRIO CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS. **Anais [...]**. Londrina, v. 32, n. 1, p. 47-55, jan./mar, 2011.

NADJAI, A.; O'GARRA, M.; ALI, F. A. Finite element modelling of compartment masonry walls in fire. **Computers & Structures**, v.81, p.1923-1930, February, 2003.

NADJAI, A.; O'GARRA, M.; ALI, F. A.; LAVERTY, D. A numerical model for the behavior of masonry under elevated temperatures. **Fire and Materials**, v.27, p.163-182, May, 2003.

NADJAI, A.; O'GARRA, M.; ALI, F. A.; JURGEN, R. Compartment masonry walls in fire situations. **Fire Technology**, v.42, p.211-231, April, 2006.

NAHHAS, F. A.; SAADA, R. A.; BONNET, G.; DELMOTTE, P. Resistance to fire of walls constituted by hollow blocks: experiments and thermal modeling. **Applied Thermal Engineering**, v.27, p.258-267, July, 2007.

NATALIE OXFORD. **Fogo em prédio durante o amanhecer em Londres**. 2017. 1 foto: color.

Disponível em: [https://s2.glbimg.com/7FQ7BF2KTgY-9CHjOWoafQNsUqU=/0x0:1700x1065/1000x0/smart/filters:strip\\_icc\(\)/i.s3.glbimg.com/v1/AUTH\\_59edd422c0c84a879bd37670ae4f538a/internal\\_photos/bs/2017/B/8/mAPIFwTu2W12zjwxrdLg/fogo2.jpg](https://s2.glbimg.com/7FQ7BF2KTgY-9CHjOWoafQNsUqU=/0x0:1700x1065/1000x0/smart/filters:strip_icc()/i.s3.glbimg.com/v1/AUTH_59edd422c0c84a879bd37670ae4f538a/internal_photos/bs/2017/B/8/mAPIFwTu2W12zjwxrdLg/fogo2.jpg). Acesso em: 31 ago. 2022.

NGUYEN, T.; MEFTAH, F.; CHAMMAS, R.; MEBARKI, A. The behavior of masonry walls subject to fire: Modelling and parametrical studies in the case of hollow burnt-clay bricks. **Fire Safety Journal**, v.44, p.629-641, February, 2009.

NGUYEN, T.; MEFTAH, F. Behaviour of clay hollow-brick masonry walls during fire. Part 1: Experimental analysis. **Fire Safety Journal**, v.52, p.55-64, June, 2012.

NGUYEN, T.; MEFTAH, F. Behaviour of hollow clay brick masonry walls during fire. Part 2: 3D finite element modeling and spalling assessment. **Fire Safety Journal**, v.66, p.35-45, October, 2014.

OLIVEIRA, R. G.; RODRIGUES, J. P. C.; PEREIRA, J. M.; LOURENÇO, P. B.; LOPES, R. F. R. Experimental and numerical analysis on the structural fire behaviour of three-cell hollowed concrete masonry walls. **Engineering Structures**, v.228, 111439, Fevereiro, 2021.

OLIVEIRA, L. M. F. **Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural**. 272p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

ONO, R. Parâmetros para garantia da qualidade do projeto de segurança contra incêndio em edifícios altos. **Ambiente Construído**, v.7, n.1, p.97-113, Janeiro-Março, 2007.

PACHTA, V.; TRIANTAFYLLAKI, S.; STEFANIDOU, M. Performance of lime-based mortars at elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, v.189, p. 576-584, September, 2018.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. 2ª Edição. São Carlos: EdUFSCar, 2013. 625p.

PASQUANTONIO, R. D.; PARSEKIAN, G. A.; FONSECA, F. S.; SHRIVE, N. G. Experimental and numerical characterization of the interface between concrete masonry block and mortar. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v.13, n.3, p. 578-592, June, 2020.

POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO – CORPO DE BOMBEIROS. **Instrução Técnica N° 08/2018**: Resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo, 2018.

RAMALHO, M. A.; CORREA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Editora PINI, 2003. 188p.

REUTERS/RICARDO MORAES. **[Incêndio no Museu Nacional no Rio de Janeiro]**. 2018. 1 foto: color.  
Disponível em:  
[https://s2.glbimg.com/\\_xTDev12tGt7pghbrXJnEF75woU=/0x0:3500x2412/1008x0/smart/filters:strip\\_icc\(\)/i.s3.glbimg.com/v1/AUTH\\_59edd422c0c84a879bd37670ae4f538a/internal\\_photos/bs/2018/J/m/pdxkp1SmeBBBr5A7q22A/2018-09-03t003119z-1651330244-rc168d791cc0-rtrmadp-3-brazil-fire-museum.jpg](https://s2.glbimg.com/_xTDev12tGt7pghbrXJnEF75woU=/0x0:3500x2412/1008x0/smart/filters:strip_icc()/i.s3.glbimg.com/v1/AUTH_59edd422c0c84a879bd37670ae4f538a/internal_photos/bs/2018/J/m/pdxkp1SmeBBBr5A7q22A/2018-09-03t003119z-1651330244-rc168d791cc0-rtrmadp-3-brazil-fire-museum.jpg). Acesso em: 31 ago. 2022.

RODOVALHO, F. S. **Simulação numérica de blocos e prismas de alvenaria estrutural em situação de incêndio**. 166p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

ROGOWSKI, B. Fire performance of combustible insulation in masonry cavity walls. **Fire Safety Journal**, v.8, p.119-134, January, 1984.

RUSSO, S.; SCIARRETTA, F. Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties - An overview. **Fire Safety Journal**, v.55, p.69-86, 2010.

RUSSO, S.; SCIARRETTA, F. Numeric research on the mechanical properties of different masonry units during and after fire. In: BRICK AND BLOCK MASONRY – TRENDS, INNOVATIONS AND CHALLENGES. **Proceedings [...]**. Modena, da Porto & Valluzzi (Eds), 2016.

SANTOS, C. F. R. **Avaliação numérica da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais**. 213p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2016.

SHIN, K. Y.; KIM, S. B.; KIM, J. H.; CHUNG, M.; JUNG, P. S. Thermo-physical properties and transient heat transfer of concrete at elevated temperatures. **Nuclear Engineering and Design**, v.212, n.1-3, p.233–241, 2002.

SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. 1ª Edição. São Paulo: Editora Blucher, 2017. 237p.

SOUZA, A. A. A.; MORENO JUNIOR, A. L. Assessment of the influence of the types of aggregates and rehydration on concrete submitted to high temperatures. **IBRACON Structures and Materials Journal - IBRACON**, v.3, num.4, p.477-493, Dec., 2010.

TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M. **Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2010. 188p.

TÉCHNE. Blocos cerâmicos deixam de ser opção apenas para vedação e ganham espaço na alvenaria estrutural. **Revista Técnica**, Edição 239, fevereiro de 2017. Disponível em <<https://techne.pini.com.br/2017/02/blocos-ceramicos-deixam-de-ser-opcao-apenas-para-vedacao-e-ganham-espaco-na-alvenaria-estrutural/>>. Acesso em: 03 de março de 2019.

TÉCHNE. Como construir: alvenaria estrutural com blocos de concreto. **Revista Técnica**, Edição 242, maio de 2017. Disponível em <<https://techne.pini.com.br/2017/05/como-construir-alvenaria-estrutural-com-blocos-de-concreto/>>. Acesso em: 03 de março de 2019.

## **APÊNDICE A – Propriedades físicas e geométricas dos blocos**

No item 2, foram apresentados os resultados *médios* dos ensaios destinados à caracterização dos blocos à temperatura ambiente. Neste apêndice, são apresentados os resultados *individuais* de todos os corpos de prova ensaiados.

### Dimensões externas dos blocos e meio-blocos:

<b>Dimensões externas - Blocos de 6,0 MPa e 14 cm</b>							
<b>Bloco</b>	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)	<b>Meio-bloco</b>	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)
BL 1	139.23	189.67	389.67	MBL 1	138.02	188.50	190.27
BL 2	139.22	189.33	390.50	MBL 2	138.67	187.67	191.07
BL 3	139.03	189.57	390.50	MBL 3	137.47	188.00	190.23
BL 4	139.37	189.83	390.37	MBL 4	138.87	188.00	190.83
BL 5	139.33	190.17	390.07	MBL 5	138.50	187.67	190.43
BL 6	139.30	190.23	390.23	MBL 6	137.67	188.17	190.67
<b>Média</b>	<b>139.25</b>	<b>189.80</b>	<b>390.22</b>	<b>Média</b>	<b>138.20</b>	<b>188.00</b>	<b>190.58</b>
Desv. Pad.	0.12	0.35	0.32	Desv. Pad.	0.57	0.32	0.33
CV (%)	0.09	0.18	0.08	CV (%)	0.41	0.17	0.17

Fonte: próprio autor

<b>Dimensões externas - Blocos de 6,0 MPa e 19 cm</b>							
<b>Bloco</b>	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)	<b>Meio-bloco</b>	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)
BL 1	190.23	190.60	390.67	MBL 1	190.37	191.67	189.83
BL 2	190.70	190.37	390.47	MBL 2	189.70	191.23	189.50
BL 3	190.60	189.47	390.37	MBL 3	189.00	190.33	190.00
BL 4	190.17	189.83	390.00	MBL 4	189.77	190.03	189.57
BL 5	190.00	191.10	390.50	MBL 5	190.17	190.60	190.77
BL 6	189.83	190.50	390.83	MBL 6	190.07	189.87	190.27
<b>Média</b>	<b>190.26</b>	<b>190.31</b>	<b>390.47</b>	<b>Média</b>	<b>189.84</b>	<b>190.62</b>	<b>189.99</b>
Desv. Pad.	0.34	0.58	0.28	Desv. Pad.	0.48	0.70	0.47
CV (%)	0.18	0.31	0.07	CV (%)	0.25	0.37	0.25

Fonte: próprio autor

Dimensões externas - Blocos de 20,0 MPa e 14 cm							
Bloco	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)	Meio-bloco	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)
BL 1	139.21	191.17	390.17	MBL 1	138.41	189.17	191.00
BL 2	139.30	189.17	390.17	MBL 2	138.55	191.17	191.33
BL 3	139.37	190.33	390.33	MBL 3	138.60	191.17	191.17
BL 4	139.34	190.13	390.17	MBL 4	138.09	191.33	191.17
BL 5	139.65	190.50	389.67	MBL 5	137.91	191.67	190.67
BL 6	139.25	191.17	390.00	MBL 6	138.49	192.17	190.93
<b>Média</b>	<b>139.35</b>	<b>190.41</b>	<b>390.08</b>	<b>Média</b>	<b>138.34</b>	<b>191.11</b>	<b>191.04</b>
Desv. Pad.	0.16	0.75	0.23	Desv. Pad.	0.28	1.03	0.23
CV (%)	0.11	0.39	0.06	CV (%)	0.20	0.54	0.12

Fonte: próprio autor

Dimensões externas - Blocos de 20,0 MPa e 19 cm							
Bloco	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)	Meio-bloco	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)
BL 1	191.50	191.67	391.83	MBL 1	191.40	189.90	191.67
BL 2	191.17	192.17	391.83	MBL 2	191.50	189.73	191.33
BL 3	191.00	191.33	391.67	MBL 3	192.17	191.33	192.03
BL 4	191.17	192.00	391.50	MBL 4	191.33	190.67	191.83
BL 5	191.33	191.83	391.97	MBL 5	191.83	189.33	190.83
BL 6	190.67	192.17	392.07	MBL 6	191.83	189.67	192.43
<b>Média</b>	<b>191.14</b>	<b>191.86</b>	<b>391.81</b>	<b>Média</b>	<b>191.68</b>	<b>190.11</b>	<b>191.69</b>
Desv. Pad.	0.29	0.32	0.20	Desv. Pad.	0.32	0.75	0.56
CV (%)	0.15	0.17	0.05	CV (%)	0.17	0.39	0.29

Fonte: próprio autor

### Dimensões internas dos blocos e meio-blocos:

Blocos de 6,0 MPa e 14 cm							
Bloco	Espessura (mm)			Esp. Transv. Equivalente (mm/m)	Dimensão dos Furos (mm)		Raio das Mísulas (mm)
	Paredes Longitudinais	Paredes Transversais	Septos		Longitudinal	Transversal	
BL 1	25.46	25.48	26.58	261.51	149.55	79.65	39.10
BL 2	25.56	25.53	26.14	261.46	149.87	79.75	41.00
BL 3	25.50	25.63	27.06	262.48	149.41	79.25	39.80
BL 4	25.79	25.43	26.16	260.52	149.65	79.80	39.90
BL 5	25.78	25.40	26.64	260.47	149.40	79.60	39.50
BL 6	25.69	25.48	26.63	261.13	149.30	79.75	40.80
<b>Média</b>	<b>25.63</b>	<b>25.49</b>	<b>26.54</b>	<b>261.26</b>	<b>149.53</b>	<b>79.63</b>	<b>40.02</b>
Desv. Pad.	0.14	0.08	0.34	0.75	0.21	0.20	0.74
CV (%)	0.55	0.31	1.30	0.29	0.14	0.25	1.85

Fonte: próprio autor

Blocos de 6,0 MPa e 19 cm							
Bloco	Espessura (mm)			Esp. Transv. Equivalente (mm/m)	Dimensão dos Furos (mm)		Raio das Mísulas (mm)
	Paredes Longitudinais	Paredes Transversais	Septos		Longitudinal	Transversal	
BL 1	32.42	25.98	25.10	265.96	149.10	114.50	58.40
BL 2	32.55	25.15	26.25	257.64	150.25	115.00	59.20
BL 3	32.76	25.23	25.70	258.47	150.40	114.65	58.40
BL 4	32.67	25.53	26.20	261.79	150.30	115.31	59.00
BL 5	32.56	25.78	26.20	264.02	150.15	114.40	58.44
BL 6	32.31	26.07	25.40	266.81	149.85	115.00	59.00
<b>Média</b>	<b>32.54</b>	<b>25.62</b>	<b>25.81</b>	<b>262.45</b>	<b>150.01</b>	<b>114.81</b>	<b>58.74</b>
Desv. Pad.	0.16	0.38	0.49	3.83	0.48	0.35	0.37
CV (%)	0.49	1.50	1.88	1.46	0.32	0.30	0.62

Fonte: próprio autor

Blocos de 20,0 MPa e 14 cm							
Bloco	Espessura (mm)			Esp. Transv. Equivalente (mm/m)	Dimensão dos Furos (mm)		Raio das Mísulas (mm)
	Paredes Longitudinais	Paredes Transversais	Septos		Longitudinal	Transversal	
BL 1	25.22	25.68	26.35	263.22	148.90	79.25	40.40
BL 2	25.60	25.78	26.85	264.25	149.45	79.45	40.80
BL 3	25.43	25.78	26.40	264.13	149.40	79.65	39.90
BL 4	25.76	25.46	26.24	260.97	149.36	79.92	41.00
BL 5	25.97	25.66	26.06	263.35	149.22	79.66	40.00
BL 6	25.65	25.45	26.65	261.03	149.09	79.46	40.30
<b>Média</b>	<b>25.60</b>	<b>25.63</b>	<b>26.43</b>	<b>262.82</b>	<b>149.24</b>	<b>79.57</b>	<b>40.40</b>
Desv. Pad.	0.26	0.15	0.28	1.47	0.21	0.23	0.43
CV (%)	1.03	0.57	1.08	0.56	0.14	0.29	1.07

Fonte: próprio autor

Blocos de 20,0 MPa e 19 cm							
Bloco	Espessura (mm)			Esp. Transv. Equivalente (mm/m)	Dimensão dos Furos (mm)		Raio das Mísulas (mm)
	Paredes Longitudinais	Paredes Transversais	Septos		Longitudinal	Transversal	
BL 1	33.09	25.58	25.35	261.08	149.40	114.35	60.00
BL 2	32.76	25.36	25.85	258.83	149.60	114.25	59.90
BL 3	32.96	25.90	24.64	264.46	150.14	114.21	60.10
BL 4	32.59	25.40	25.90	259.46	149.95	114.25	59.90
BL 5	32.58	25.82	25.35	263.49	150.01	114.71	58.26
BL 6	32.18	25.99	25.21	265.16	149.71	114.47	58.96
<b>Média</b>	<b>32.69</b>	<b>25.67</b>	<b>25.38</b>	<b>262.08</b>	<b>149.80</b>	<b>114.37</b>	<b>59.52</b>
Desv. Pad.	0.32	0.27	0.46	2.67	0.28	0.19	0.74
CV (%)	0.99	1.04	1.83	1.02	0.19	0.17	1.25

Fonte: próprio autor

<b>Meio-blocos de 6,0 MPa e 14 cm</b>					
<b>Meio-bloco</b>	Espessura (mm)		Esp. Transv. Equivalente (mm/m)	Dimensão dos Furos (mm)	
	Paredes Longitudinais	Paredes Transversais		Longitudinal	Transversal
MBL 1	25.31	25.45	535.04	131.50	79.90
MBL 2	25.73	25.25	528.51	130.80	79.10
MBL 3	25.00	25.32	532.29	131.80	78.60
MBL 4	25.70	25.13	526.64	130.70	78.60
MBL 5	25.08	25.18	528.90	130.40	79.10
MBL 6	24.80	25.38	532.34	130.40	80.80
<b>Média</b>	<b>25.27</b>	<b>25.28</b>	<b>530.62</b>	<b>130.93</b>	<b>79.35</b>
Desv. Pad.	0.38	0.12	3.12	0.59	0.85
CV (%)	1.50	0.48	0.59	0.45	1.08

Fonte: próprio autor

<b>Meio-blocos de 6,0 MPa e 19 cm</b>					
<b>Meio-bloco</b>	Espessura (mm)		Esp. Transv. Equivalente (mm/m)	Dimensão dos Furos (mm)	
	Paredes Longitudinais	Paredes Transversais		Longitudinal	Transversal
MBL 1	25.60	25.60	539.42	126.60	128.50
MBL 2	25.78	26.10	550.92	127.50	127.90
MBL 3	25.70	25.68	540.53	128.20	128.40
MBL 4	25.65	26.03	549.15	127.90	129.00
MBL 5	25.53	25.58	536.26	128.00	128.20
MBL 6	25.18	25.88	543.97	128.60	128.50
<b>Média</b>	<b>25.57</b>	<b>25.81</b>	<b>543.37</b>	<b>127.80</b>	<b>128.42</b>
Desv. Pad.	0.21	0.22	5.75	0.69	0.37
CV (%)	0.83	0.87	1.06	0.54	0.28

Fonte: próprio autor

<b>Meio-blocos de 20,0 MPa e 14 cm</b>					
<b>Meio-bloco</b>	Espessura (mm)		Esp. Transv. Equivalente (mm/m)	Dimensão dos Furos (mm)	
	Paredes Longitudinais	Paredes Transversais		Longitudinal	Transversal
MBL 1	25.20	25.20	527.64	130.40	80.20
MBL 2	25.04	25.68	536.76	129.70	81.72
MBL 3	25.32	25.50	533.57	130.70	78.70
MBL 4	25.45	25.56	534.72	132.00	77.80
MBL 5	25.05	25.46	534.13	131.00	78.50
MBL 6	25.44	25.73	539.04	130.50	79.08
<b>Média</b>	<b>25.25</b>	<b>25.52</b>	<b>534.31</b>	<b>130.72</b>	<b>79.33</b>
Desv. Pad.	0.18	0.19	3.83	0.76	1.41
CV (%)	0.73	0.74	0.72	0.58	1.78

Fonte: próprio autor

<b>Meio-blocos de 20,0 MPa e 19 cm</b>					
<b>Meio-bloco</b>	Espessura (mm)		Esp. Transv. Equivalente (mm/m)	Dimensão dos Furos (mm)	
	Paredes Longitudinais	Paredes Transversais		Longitudinal	Transversal
MBL 1	25.80	25.70	536.35	128.90	130.60
MBL 2	25.33	25.82	539.69	128.72	130.70
MBL 3	25.98	26.30	547.72	129.50	130.38
MBL 4	25.32	25.67	535.26	129.22	130.34
MBL 5	25.83	25.37	531.67	130.00	130.38
MBL 6	26.36	25.76	535.35	128.84	129.70
<b>Média</b>	<b>25.77</b>	<b>25.77</b>	<b>537.67</b>	<b>129.20</b>	<b>130.35</b>
Desv. Pad.	0.40	0.30	5.55	0.49	0.35
CV (%)	1.55	1.17	1.03	0.38	0.27

Fonte: próprio autor

### Área bruta e área líquida dos blocos e meio-blocos:

<b>Blocos de 6,0 MPa e 14 cm</b>						
<b>Bloco</b>	Massas (g)		Altura (mm)	Áreas (mm <sup>2</sup> )		A <sub>liq</sub> / A <sub>b</sub> (%)
	Saturada	Aparente		Bruta	Líquida	
BL 1	12335.00	6980.00	189.67	54254.6	28233.7	52.04
BL 2	12408.00	7078.00	189.33	54365.4	28151.4	51.78
BL 3	12345.00	7045.00	189.57	54289.9	27958.5	51.50
BL 4	12405.00	7035.00	189.83	54404.1	28288.0	52.00
BL 5	12588.00	7206.00	190.17	54346.7	28301.5	52.08
BL 6	12678.00	7277.00	190.23	54359.5	28391.4	52.23
<b>Média</b>	<b>12459.83</b>	<b>7103.50</b>	-	<b>54336.7</b>	<b>28220.8</b>	<b>51.94</b>
Desv. Pad.	140.35	113.69	-	54.62	150.95	0.26
CV (%)	1.13	1.60	-	0.10	0.53	0.50

Fonte: próprio autor

<b>Blocos de 6,0 MPa e 19 cm</b>						
<b>Bloco</b>	Massas (g)		Altura (mm)	Áreas (mm <sup>2</sup> )		A <sub>liq</sub> / A <sub>b</sub> (%)
	Saturada	Aparente		Bruta	Líquida	
BL 1	17034.00	9766.00	190.60	74317.8	38132.2	51.31
BL 2	17035.00	9695.00	190.37	74462.0	38557.2	51.78
BL 3	16804.00	9525.00	189.47	74403.9	38418.4	51.63
BL 4	16756.00	9530.00	189.83	74165.0	38065.0	51.32
BL 5	17146.00	9790.00	191.10	74195.0	38492.9	51.88
BL 6	16908.00	9615.00	190.50	74193.2	38283.5	51.60
<b>Média</b>	<b>16947.17</b>	<b>9653.50</b>	-	<b>74289.5</b>	<b>38324.9</b>	<b>51.59</b>
Desv. Pad.	150.58	115.12	-	124.37	198.66	0.23
CV (%)	0.89	1.19	-	0.17	0.52	0.45

Fonte: próprio autor

<b>Blocos de 20,0 MPa e 14 cm</b>						
<b>Bloco</b>	Massas (g)		Altura (mm)	Áreas (mm <sup>2</sup> )		A <sub>liq</sub> / A <sub>b</sub> (%)
	Saturada	Aparente		Bruta	Líquida	
BL 1	12864.00	7443.00	191.17	54316.4	28357.5	52.21
BL 2	12860.00	7476.00	189.17	54350.2	28461.7	52.37
BL 3	12785.00	7402.00	190.33	54399.5	28282.0	51.99
BL 4	12792.00	7399.00	190.13	54365.8	28364.3	52.17
BL 5	12858.00	7458.00	190.50	54418.2	28346.5	52.09
BL 6	12861.00	7446.00	191.17	54306.2	28326.1	52.16
<b>Média</b>	<b>12836.67</b>	<b>7437.33</b>	-	<b>54359.4</b>	<b>28356.3</b>	<b>52.16</b>
Desv. Pad.	37.43	30.81	-	44.43	59.51	0.13
CV (%)	0.29	0.41	-	0.08	0.21	0.24

Fonte: próprio autor

<b>Blocos de 20,0 MPa e 19 cm</b>						
<b>Bloco</b>	Massas (g)		Altura (mm)	Áreas (mm <sup>2</sup> )		A <sub>liq</sub> / A <sub>b</sub> (%)
	Saturada	Aparente		Bruta	Líquida	
BL 1	18428.00	10862.00	191.67	75036.1	39474.8	52.61
BL 2	18298.00	10777.00	192.17	74905.5	39137.9	52.25
BL 3	18333.00	10825.00	191.33	74808.3	39240.4	52.45
BL 4	18211.00	10690.00	192.00	74841.8	39171.9	52.34
BL 5	18410.00	10884.00	191.83	74996.3	39232.0	52.31
BL 6	18254.00	10758.00	192.17	74754.0	39007.8	52.18
<b>Média</b>	<b>18322.33</b>	<b>10799.33</b>	-	<b>74890.3</b>	<b>39210.8</b>	<b>52.36</b>
Desv. Pad.	85.58	71.99	-	109.87	154.30	0.15
CV (%)	0.47	0.67	-	0.15	0.39	0.29

Fonte: próprio autor

<b>Meio-blocos de 6,0 MPa e 14 cm</b>						
<b>Meio-bloco</b>	Massas (g)		Altura (mm)	Áreas (mm <sup>2</sup> )		A <sub>liq</sub> / A <sub>b</sub> (%)
	Saturada	Aparente		Bruta	Líquida	
MBL 1	6548.00	3773.00	188.50	26260.0	14721.5	56.06
MBL 2	6492.00	3718.00	187.67	26494.6	14781.5	55.79
MBL 3	6382.00	3650.00	188.00	26150.7	14531.9	55.57
MBL 4	6521.00	3737.00	188.00	26500.4	14808.5	55.88
MBL 5	6541.00	3770.00	187.67	26375.0	14765.5	55.98
MBL 6	6473.00	3719.00	188.17	26248.4	14636.0	55.76
<b>Média</b>	<b>6492.83</b>	<b>3727.83</b>	-	<b>26338.2</b>	<b>14707.5</b>	<b>55.84</b>
Desv. Pad.	61.38	45.02	-	142.43	105.07	0.17
CV (%)	0.95	1.21	-	0.54	0.71	0.31

Fonte: próprio autor

<b>Meio-blocos de 6,0 MPa e 19 cm</b>						
<b>Meio-bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Altura (mm)</b>	<b>Áreas (mm<sup>2</sup>)</b>		<b>A<sub>liq</sub> / A<sub>b</sub> (%)</b>
	<b>Saturada</b>	<b>Aparente</b>		<b>Bruta</b>	<b>Líquida</b>	
MBL 1	7917.00	4506.00	191.67	36137.9	17796.5	49.25
MBL 2	7949.00	4526.00	191.23	35948.2	17899.6	49.79
MBL 3	7873.00	4469.00	190.33	35910.0	17884.4	49.80
MBL 4	7937.00	4512.00	190.03	35973.4	18023.2	50.10
MBL 5	8006.00	4564.00	190.60	36277.5	18058.8	49.78
MBL 6	7896.00	4499.00	189.87	36163.4	17891.5	49.47
<b>Média</b>	<b>7929.67</b>	<b>4512.67</b>	-	<b>36068.4</b>	<b>17925.7</b>	<b>49.70</b>
Desv. Pad.	46.39	31.47	-	145.69	97.41	0.30
CV (%)	0.58	0.70	-	0.40	0.54	0.60

Fonte: próprio autor

<b>Meio-blocos de 20,0 MPa e 14 cm</b>						
<b>Meio-bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Altura (mm)</b>	<b>Áreas (mm<sup>2</sup>)</b>		<b>A<sub>liq</sub> / A<sub>b</sub> (%)</b>
	<b>Saturada</b>	<b>Aparente</b>		<b>Bruta</b>	<b>Líquida</b>	
MBL 1	6655.00	3864.00	189.17	26435.7	14754.2	55.81
MBL 2	6867.00	4018.00	191.17	26509.9	14903.2	56.22
MBL 3	6857.00	3988.00	191.17	26495.7	15007.8	56.64
MBL 4	6908.00	4035.00	191.33	26398.8	15015.7	56.88
MBL 5	6785.00	3943.00	191.67	26294.2	14827.8	56.39
MBL 6	6961.00	4085.00	192.17	26443.0	14966.2	56.60
<b>Média</b>	<b>6838.83</b>	<b>3988.83</b>	-	<b>26429.5</b>	<b>14912.5</b>	<b>56.42</b>
Desv. Pad.	107.26	77.35	-	77.85	104.82	0.38
CV (%)	1.57	1.94	-	0.29	0.70	0.67

Fonte: próprio autor

<b>Meio-blocos de 20,0 MPa e 19 cm</b>						
<b>Meio-bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Altura (mm)</b>	<b>Áreas (mm<sup>2</sup>)</b>		<b>A<sub>liq</sub> / A<sub>b</sub> (%)</b>
	<b>Saturada</b>	<b>Aparente</b>		<b>Bruta</b>	<b>Líquida</b>	
MBL 1	8256.00	4863.00	189.90	36685.0	17867.3	48.70
MBL 2	8258.00	4885.00	189.73	36640.3	17777.6	48.52
MBL 3	8575.00	5116.00	191.33	36902.4	18078.4	48.99
MBL 4	8408.00	4994.00	190.67	36704.1	17905.6	48.78
MBL 5	8226.00	4859.00	189.33	36608.2	17783.5	48.58
MBL 6	8480.00	5036.00	189.67	36915.1	18158.2	49.19
<b>Média</b>	<b>8367.17</b>	<b>4958.83</b>	-	<b>36742.5</b>	<b>17928.4</b>	<b>48.79</b>
Desv. Pad.	142.69	106.30	-	133.14	157.04	0.25
CV (%)	1.71	2.14	-	0.36	0.88	0.52

Fonte: próprio autor

**Absorção de água dos blocos e meio-blocos:**

<b>Blocos de 6,0 MPa e 14 cm</b>							
<b>Bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Absorção (%)</b>	<b>Meio-bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Absorção (%)</b>
	<b>Seca</b>	<b>Saturada</b>			<b>Seca</b>	<b>Saturada</b>	
BL 1	11523.0	12335.0	7.05	MBL 1	6198.0	6548.0	5.65
BL 2	11662.0	12408.0	6.40	MBL 2	6116.0	6492.0	6.15
BL 3	11583.0	12345.0	6.58	MBL 3	6012.0	6382.0	6.15
BL 4	11600.0	12405.0	6.94	MBL 4	6147.0	6521.0	6.08
BL 5	11834.0	12588.0	6.37	MBL 5	6170.0	6541.0	6.01
BL 6	11910.0	12678.0	6.45	MBL 6	6122.0	6473.0	5.73
<b>Média</b>	<b>11685.3</b>	<b>12459.8</b>	<b>6.63</b>	<b>Média</b>	<b>6127.5</b>	<b>6492.8</b>	<b>5.96</b>
Desv. Pad.	153.12	140.35	0.29	Desv. Pad.	64.28	61.38	0.22
CV (%)	1.31	1.13	4.40	CV (%)	1.05	0.95	3.68

Fonte: próprio autor

<b>Blocos de 6,0 MPa e 19 cm</b>							
<b>Bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Absorção (%)</b>	<b>Meio-bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Absorção (%)</b>
	<b>Seca</b>	<b>Saturada</b>			<b>Seca</b>	<b>Saturada</b>	
BL 1	15986.0	17034.0	6.56	MBL 1	7387.0	7917.0	7.17
BL 2	15917.0	17035.0	7.02	MBL 2	7415.0	7949.0	7.20
BL 3	15653.0	16804.0	7.35	MBL 3	7281.0	7873.0	8.13
BL 4	15660.0	16756.0	7.00	MBL 4	7391.0	7937.0	7.39
BL 5	16065.0	17146.0	6.73	MBL 5	7465.0	8006.0	7.25
BL 6	15754.0	16908.0	7.33	MBL 6	7363.0	7896.0	7.24
<b>Média</b>	<b>15839.2</b>	<b>16947.2</b>	<b>7.00</b>	<b>Média</b>	<b>7383.7</b>	<b>7929.7</b>	<b>7.40</b>
Desv. Pad.	174.72	150.58	0.32	Desv. Pad.	61.04	46.39	0.37
CV (%)	1.10	0.89	4.53	CV (%)	0.83	0.58	4.96

Fonte: próprio autor

<b>Blocos de 20,0 MPa e 14 cm</b>							
<b>Bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Absorção (%)</b>	<b>Meio-bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Absorção (%)</b>
	<b>Seca</b>	<b>Saturada</b>			<b>Seca</b>	<b>Saturada</b>	
BL 1	12311.0	12864.0	4.49	MBL 1	6326.0	6655.0	5.20
BL 2	12365.0	12860.0	4.00	MBL 2	6547.0	6867.0	4.89
BL 3	12237.0	12785.0	4.48	MBL 3	6523.0	6857.0	5.12
BL 4	12242.0	12792.0	4.49	MBL 4	6584.0	6908.0	4.92
BL 5	12337.0	12858.0	4.22	MBL 5	6466.0	6785.0	4.93
BL 6	12289.0	12861.0	4.65	MBL 6	6650.0	6961.0	4.68
<b>Média</b>	<b>12296.8</b>	<b>12836.7</b>	<b>4.39</b>	<b>Média</b>	<b>6516.0</b>	<b>6838.8</b>	<b>4.96</b>
Desv. Pad.	51.20	37.43	0.24	Desv. Pad.	111.53	107.26	0.19
CV (%)	0.42	0.29	5.35	CV (%)	1.71	1.57	3.73

Fonte: próprio autor

<b>Blocos de 20,0 MPa e 19 cm</b>							
<b>Bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Absorção (%)</b>	<b>Meio-bloco</b>	<b>Massas (g)</b>		<b>Absorção (%)</b>
	<b>Seca</b>	<b>Saturada</b>			<b>Seca</b>	<b>Saturada</b>	
BL 1	17758.0	18428.0	3.77	MBL 1	7978.0	8256.0	3.48
BL 2	17633.0	18298.0	3.77	MBL 2	8061.0	8258.0	2.44
BL 3	17778.0	18333.0	3.12	MBL 3	8360.0	8575.0	2.57
BL 4	17575.0	18211.0	3.62	MBL 4	8216.0	8408.0	2.34
BL 5	17794.0	18410.0	3.46	MBL 5	7993.0	8226.0	2.92
BL 6	17647.0	18254.0	3.44	MBL 6	8332.0	8480.0	1.78
<b>Média</b>	<b>17697.5</b>	<b>18322.3</b>	<b>3.53</b>	<b>Média</b>	<b>8156.7</b>	<b>8367.2</b>	<b>2.59</b>
Desv. Pad.	90.74	85.58	0.25	Desv. Pad.	169.39	142.69	0.58
CV (%)	0.51	0.47	6.99	CV (%)	2.08	1.71	22.22

Fonte: próprio autor



## ***APÊNDICE B – Propriedades mecânicas da alvenaria à temperatura ambiente***

No item 3.3.2, foram apresentados os resultados *médios* dos ensaios mecânicos realizados com blocos, prismas, pequenas paredes e argamassa de assentamento à temperatura ambiente. Neste apêndice, são apresentados os resultados *individuais* de todos os corpos de prova ensaiados.

### **Resultados dos blocos e meio-blocos:**

<b>Ensaio de compressão - Blocos 6,0 MPa e 14 cm</b>					
<b>Bloco</b>	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líq. (MPa)
BL 1	338.53	542.55	282.34	6.24	11.99
BL 2	433.67	543.65	281.51	7.98	15.40
BL 3	405.47	542.90	279.59	7.47	14.50
BL 4	402.81	544.04	282.88	7.40	14.24
BL 5	424.66	543.47	283.01	7.81	15.00
BL 6	420.24	543.60	283.91	7.73	14.80
<b>Média</b>	<b>404.23</b>	<b>543.37</b>	<b>282.21</b>	<b>7.44</b>	<b>14.32</b>
Desv. Pad.	34.24	0.55	1.51	0.63	1.21
CV (%)	8.47	0.10	0.53	8.41	8.46
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>				<b>6.18</b>	<b>11.73</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Blocos 6,0 MPa e 19 cm</b>					
<b>Bloco</b>	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líq. (MPa)
BL 1	451.38	743.18	381.32	6.07	11.84
BL 2	462.14	744.62	385.57	6.21	11.99
BL 3	411.12	744.04	384.18	5.53	10.70
BL 4	423.87	741.65	380.65	5.72	11.14
BL 5	495.82	741.95	384.93	6.68	12.88
BL 6	413.92	741.93	382.83	5.58	10.81
<b>Média</b>	<b>443.04</b>	<b>742.89</b>	<b>383.25</b>	<b>5.96</b>	<b>11.56</b>
Desv. Pad.	33.03	1.24	1.99	0.44	0.83
CV (%)	7.46	0.17	0.52	7.46	7.22
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>				<b>5.39</b>	<b>10.38</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Blocos 20,0 MPa e 14 cm</b>					
<b>Bloco</b>	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líq. (MPa)
BL 1	1172.12	543.16	283.57	21.58	41.33
BL 2	1224.10	543.50	284.62	22.52	43.01
BL 3	1169.60	543.99	282.82	21.50	41.35
BL 4	1155.51	543.66	283.64	21.25	40.74
BL 5	1324.67	544.18	283.46	24.34	46.73
BL 6	1140.60	543.06	283.26	21.00	40.27
<b>Média</b>	<b>1197.77</b>	<b>543.59</b>	<b>283.56</b>	<b>22.03</b>	<b>42.24</b>
Desv. Pad.	68.27	0.44	0.60	1.24	2.39
CV (%)	5.70	0.08	0.21	5.64	5.65
<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>				<b>20.76</b>	<b>39.65</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Blocos 20,0 MPa e 19 cm</b>					
<b>Bloco</b>	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líq. (MPa)
BL 1	1397.00	750.36	394.75	18.62	35.39
BL 2	1568.00	749.05	391.38	20.93	40.06
BL 3	1550.00	748.08	392.40	20.72	39.50
BL 4	1502.00	748.42	391.72	20.07	38.34
BL 5	1408.00	749.96	392.32	18.77	35.89
BL 6	1541.00	747.54	390.08	20.61	39.50
<b>Média</b>	<b>1494.33</b>	<b>748.90</b>	<b>392.11</b>	<b>19.95</b>	<b>38.12</b>
Desv. Pad.	74.42	1.10	1.54	1.02	2.00
CV (%)	4.98	0.15	0.39	5.10	5.26
<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>				<b>17.32</b>	<b>32.93</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Meio Blocos 6,0 MPa e 14 cm</b>					
<b>Meio-bloco</b>	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líq. (MPa)
MBL 1	254.29	262.60	147.21	9.68	17.27
MBL 2	288.59	264.95	147.82	10.89	19.52
MBL 3	264.97	261.51	145.32	10.13	18.23
MBL 4	327.96	265.00	148.09	12.38	22.15
MBL 5	286.49	263.75	147.66	10.86	19.40
MBL 6	273.78	262.48	146.36	10.43	18.71
<b>Média</b>	<b>282.68</b>	<b>263.38</b>	<b>147.07</b>	<b>10.73</b>	<b>19.21</b>
Desv. Pad.	25.69	1.42	1.05	0.93	1.66
CV (%)	9.09	0.54	0.71	8.64	8.62
<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>				<b>9.39</b>	<b>16.80</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Meio Blocos 6,0 MPa e 19 cm</b>					
<b>Meio-bloco</b>	<b>Força (kN)</b>	<b>Área Bruta (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Área Líquida (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Tensão na Área Bruta (MPa)</b>	<b>Tensão na Área Líq. (MPa)</b>
MBL 1	337.57	361.38	177.97	9.34	18.97
MBL 2	330.23	359.48	179.00	9.19	18.45
MBL 3	260.49	359.10	178.84	7.25	14.57
MBL 4	294.18	359.73	180.23	8.18	16.32
MBL 5	286.37	362.77	180.59	7.89	15.86
MBL 6	275.12	361.63	178.92	7.61	15.38
<b>Média</b>	<b>297.32</b>	<b>360.68</b>	<b>179.26</b>	<b>8.24</b>	<b>16.59</b>
Desv. Pad.	30.60	1.46	0.97	0.85	1.75
CV (%)	10.29	0.40	0.54	10.30	10.54
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>				<b>6.97</b>	<b>14.08</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Meio Blocos 20,0 MPa e 14 cm</b>					
<b>Meio-bloco</b>	<b>Força (kN)</b>	<b>Área Bruta (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Área Líquida (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Tensão na Área Bruta (MPa)</b>	<b>Tensão na Área Líq. (MPa)</b>
MBL 1	537.35	264.36	147.54	20.33	36.42
MBL 2	478.34	265.10	149.03	18.04	32.10
MBL 3	512.67	264.96	150.08	19.35	34.16
MBL 4	409.49	263.99	150.16	15.51	27.27
MBL 5	437.90	262.94	148.28	16.65	29.53
MBL 6	535.85	264.43	149.66	20.26	35.80
<b>Média</b>	<b>485.27</b>	<b>264.30</b>	<b>149.12</b>	<b>18.36</b>	<b>32.55</b>
Desv. Pad.	53.02	0.78	1.05	1.98	3.61
CV (%)	10.93	0.29	0.70	10.78	11.11
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>				<b>14.12</b>	<b>24.71</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Meio Blocos 20,0 MPa e 19 cm</b>					
<b>Meio-bloco</b>	<b>Força (kN)</b>	<b>Área Bruta (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Área Líquida (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Tensão na Área Bruta (MPa)</b>	<b>Tensão na Área Líq. (MPa)</b>
MBL 1	912.37	366.85	178.67	24.87	51.06
MBL 2	909.36	366.40	177.78	24.82	51.15
MBL 3	984.16	369.02	180.78	26.67	54.44
MBL 4	966.46	367.04	179.06	26.33	53.98
MBL 5	900.63	366.08	177.83	24.60	50.64
MBL 6	1134.46	369.15	181.58	30.73	62.48
<b>Média</b>	<b>967.91</b>	<b>367.43</b>	<b>179.28</b>	<b>26.34</b>	<b>53.96</b>
Desv. Pad.	88.37	1.33	1.57	2.32	4.47
CV (%)	9.13	0.36	0.88	8.81	8.29
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>				<b>24.55</b>	<b>50.73</b>

Fonte: próprio autor

**Resultados dos prismas:**

<b>Ensaio de compressão - Prismas 6,0 MPa e 14 cm</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)
PRI 1	334.58	543.37	282.21	6.16	11.86
PRI 2	382.51	543.37	282.21	7.04	13.55
PRI 3	350.45	543.37	282.21	6.45	12.42
PRI 4	381.02	543.37	282.21	7.01	13.50
PRI 5	396.46	543.37	282.21	7.30	14.05
PRI 6	371.14	543.37	282.21	6.83	13.15
<b>Média</b>	<b>369.36</b>	-	-	<b>6.80</b>	<b>13.09</b>
Desv. Pad.	22.86	-	-	0.42	0.81
CV (%)	6.19	-	-	6.19	6.19
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>6.16</b>	<b>11.86</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Prismas 6,0 MPa e 19 cm</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)
PRI 1	366.96	742.89	383.25	4.94	9.57
PRI 2	346.25	742.89	383.25	4.66	9.03
PRI 3	396.22	742.89	383.25	5.33	10.34
PRI 4	395.45	742.89	383.25	5.32	10.32
PRI 5	388.70	742.89	383.25	5.23	10.14
PRI 6	380.95	742.89	383.25	5.13	9.94
<b>Média</b>	<b>379.09</b>	-	-	<b>5.10</b>	<b>9.89</b>
Desv. Pad.	19.40	-	-	0.26	0.51
CV (%)	5.12	-	-	5.12	5.12
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>4.47</b>	<b>8.67</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Prismas 20,0 MPa e 14 cm</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)
PRI 1	674.53	543.59	283.56	12.41	23.79
PRI 2	766.01	543.59	283.56	14.09	27.01
PRI 3	715.71	543.59	283.56	13.17	25.24
PRI 4	745.17	543.59	283.56	13.71	26.28
PRI 5	720.95	543.59	283.56	13.26	25.42
PRI 6	794.14	543.59	283.56	14.61	28.01
<b>Média</b>	<b>736.09</b>	-	-	<b>13.54</b>	<b>25.96</b>
Desv. Pad.	41.91	-	-	0.77	1.48
CV (%)	5.69	-	-	5.69	5.69
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>12.31</b>	<b>23.60</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Prismas 20,0 MPa e 19 cm</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)
PRI 1	1019.30	748.90	392.11	13.61	26.00
PRI 2	1049.66	748.90	392.11	14.02	26.77
PRI 3	1003.14	748.90	392.11	13.39	25.58
PRI 4	959.47	748.90	392.11	12.81	24.47
PRI 5	1014.51	748.90	392.11	13.55	25.87
PRI 6	1032.58	748.90	392.11	13.79	26.33
<b>Média</b>	<b>1013.11</b>	-	-	<b>13.53</b>	<b>25.84</b>
Desv. Pad.	30.77	-	-	0.41	0.78
CV (%)	3.04	-	-	3.04	3.04
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>12.66</b>	<b>24.18</b>

Fonte: próprio autor

### Resultados das pequenas paredes:

<b>Ensaio de compressão - Paredes 6,0 MPa e 14 cm</b>								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1	561.75	5.17	9.95	0.26	1.55	0.011	0.146	9.53
PAR 2	562.66	5.18	9.97	0.26	1.55	0.008	0.134	10.30
PAR 3	570.60	5.25	10.11	0.26	1.58	0.023	0.174	8.68
<b>Média</b>	<b>565.00</b>	<b>5.20</b>	<b>10.01</b>	0.26	1.56	0.014	0.151	<b>9.50</b>
Desv. Pad.	4.87	0.04	0.09	-	-	-	-	0.81
CV (%)	0.86	0.86	0.86	-	-	-	-	8.55
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	<b>4.14</b>	<b>7.96</b>	-	-	-	-	-

<b>Ensaio de compressão - Paredes 6,0 MPa e 19 cm</b>								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1	526.65	3.54	6.87	0.18	1.06	0.017	0.128	7.97
PAR 2	556.56	3.75	7.26	0.19	1.12	0.025	0.155	7.20
PAR 3	574.79	3.87	7.50	0.19	1.16	0.018	0.159	6.82
<b>Média</b>	<b>552.66</b>	<b>3.72</b>	<b>7.21</b>	0.19	1.12	0.020	0.148	<b>7.33</b>
Desv. Pad.	24.31	0.16	0.32	-	-	-	-	0.58
CV (%)	4.40	4.40	4.40	-	-	-	-	7.97
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	<b>2.84</b>	<b>5.50</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor

Ensaio de compressão - Paredes 20,0 MPa e 14 cm								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1	874.36	8.04	15.42	0.40	2.41	0.043	0.217	11.53
PAR 2	731.14	6.73	12.89	0.34	2.02	0.010	0.120	15.28
PAR 3	875.20	8.05	15.43	0.40	2.42	0.004	0.146	14.25
<b>Média</b>	<b>826.90</b>	<b>7.61</b>	<b>14.58</b>	0.38	2.28	0.019	0.161	<b>13.69</b>
Desv. Pad.	82.93	0.76	1.46	-	-	-	-	1.94
CV (%)	10.03	10.03	10.03	-	-	-	-	14.16
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>5.38</b>	<b>10.31</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor

Ensaio de compressão - Paredes 20,0 MPa e 19 cm								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1	1038.64	6.93	13.24	0.35	2.08	0.028	0.174	11.80
PAR 2	1181.71	7.89	15.07	0.39	2.37	0.033	0.289	7.72
PAR 3	1138.52	7.60	14.52	0.38	2.28	0.020	0.155	14.08
<b>Média</b>	<b>1119.62</b>	<b>7.48</b>	<b>14.28</b>	0.37	2.24	0.027	0.206	<b>11.20</b>
Desv. Pad.	73.38	0.49	0.94	-	-	-	-	3.22
CV (%)	6.55	6.55	6.55	-	-	-	-	28.78
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>5.55</b>	<b>10.60</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor

### Resultados da argamassa de assentamento:

Argamassa - cura em câmara úmida - Compressão								Tração		
	Força (kN)	Resist. à Compressão (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{33\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{33\%}$ (‰)	Módulo de Elast. (GPa)	Força (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	
CP 1	25.91	13.20	0.66	4.36	0.040	0.270	16.07	CP 1	8.60	1.09
CP 2	21.88	11.15	0.56	3.68	0.030	0.240	14.86	CP 2	9.80	1.25
CP 3	21.93	11.17	0.56	3.69	0.040	0.260	14.21	CP 3	9.20	1.17
CP 4	21.66	11.03	0.55	3.64	0.030	0.270	12.87	CP 4	10.10	1.29
CP 5	24.17	12.31	0.62	4.06	0.020	0.260	14.36	CP 5	6.50	0.83
CP 6	20.51	10.45	0.52	3.45	0.040	0.230	15.39	CP 6	6.50	0.83
<b>Média</b>	<b>22.68</b>	<b>11.55</b>	0.58	3.81	0.033	0.255	<b>14.63</b>	<b>Média</b>	<b>8.45</b>	<b>1.08</b>
Desv. Pad.	1.98	1.01	-	-	-	-	1.10	Desv. Pad.	1.60	0.20
CV (%)	8.74	8.74	-	-	-	-	7.52	CV (%)	18.89	18.89

Fonte: próprio autor

Argamassa - cura ao ar livre - Compressão								Tração		
	Força (kN)	Resist. à Compressão (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{33\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{33\%}$ (‰)	Módulo de Elast. (GPa)	Força (kN)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	
CP 1	9.16	4.66	0.23	1.54	0.020	0.130	11.87	CP 1	4.40	0.56
CP 2	11.08	5.64	0.28	1.86	0.020	0.170	10.53	CP 2	4.90	0.62
CP 3	9.52	4.85	0.24	1.60	0.030	0.200	7.99	CP 3	-	-
CP 4	8.84	4.50	0.23	1.49	0.010	0.120	11.45	CP 4	6.40	0.81
CP 5	9.80	4.99	0.25	1.65	0.010	0.140	10.75	CP 5	4.80	0.61
CP 6	9.34	4.76	0.24	1.57	0.020	0.120	13.32	CP 6	4.20	0.53
<b>Média</b>	<b>9.62</b>	<b>4.90</b>	0.25	1.62	0.018	0.147	<b>10.99</b>	<b>Média</b>	<b>4.94</b>	<b>0.63</b>
Desv. Pad.	0.78	0.40	-	-	-	-	1.77	Desv. Pad.	0.86	0.11
CV (%)	8.15	8.15	-	-	-	-	16.13	CV (%)	17.51	17.51

Fonte: próprio autor



## ***APÊNDICE C – Propriedades mecânicas da alvenaria pós-fogo (residuais)***

No item 3.5, foram apresentados os resultados *médios* dos ensaios mecânicos realizados com blocos, prismas e pequenas após serem submetidos ao Incêndio-Padrão no forno de ensaios. Neste apêndice, são apresentados os resultados *individuais* de todos os corpos de prova ensaiados.

### **FORNADA 1 – Resultados dos blocos, prismas e pequenas paredes:**

<b>Ensaio de compressão - Blocos 6,0 MPa e 14 cm - Fornada 1</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líq. (MPa)
BL 1-P	144.80	542.55	282.34	2.67	5.13
BL 2-P	96.20	543.65	281.51	1.77	3.42
BL 3-P	106.00	542.90	279.59	1.95	3.79
BL 4-P	86.60	544.04	282.88	1.59	3.06
BL 5-P	122.20	543.47	283.01	2.25	4.32
BL 6-P	96.50	543.60	283.91	1.78	3.40
<b>Média</b>	<b>108.72</b>	<b>543.37</b>	<b>282.21</b>	<b>2.00</b>	<b>3.85</b>
Desv. Pad.	21.38	0.55	1.51	0.40	0.76
CV (%)	19.67	0.10	0.53	19.76	19.66
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>1.59</b>	<b>3.08</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Blocos 20,0 MPa e 14 cm - Fornada 1</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líq. (MPa)
BL 1-P	175.80	543.16	283.57	3.24	6.20
BL 2-P	243.40	543.50	284.62	4.48	8.55
BL 3-P	302.70	543.99	282.82	5.56	10.70
BL 4-P	258.90	543.66	283.64	4.76	9.13
BL 5-P	223.20	544.18	283.46	4.10	7.87
BL 6-P	250.60	543.06	283.26	4.61	8.85
<b>Média</b>	<b>242.43</b>	<b>543.59</b>	<b>283.56</b>	<b>4.46</b>	<b>8.55</b>
Desv. Pad.	41.91	0.44	0.60	0.77	1.49
CV (%)	17.29	0.08	0.21	17.25	17.38
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>2.88</b>	<b>5.52</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Prismas 6,0 MPa e 14 cm - Fornada 1</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)
PRI 1-P	49.39	543.37	282.21	0.91	1.75
PRI 2-P	66.81	543.37	282.21	1.23	2.37
PRI 3-P	66.80	543.37	282.21	1.23	2.37
PRI 4-P	34.02	543.37	282.21	0.63	1.21
PRI 5-P	50.95	543.37	282.21	0.94	1.81
PRI 6-P	49.09	543.37	282.21	0.90	1.74
<b>Média</b>	<b>52.84</b>	<b>543.37</b>	<b>282.21</b>	<b>0.97</b>	<b>1.87</b>
Desv. Pad.	12.44	-	-	0.23	0.44
CV (%)	23.54	-	-	23.54	23.54
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0.62</b>	<b>1.19</b>

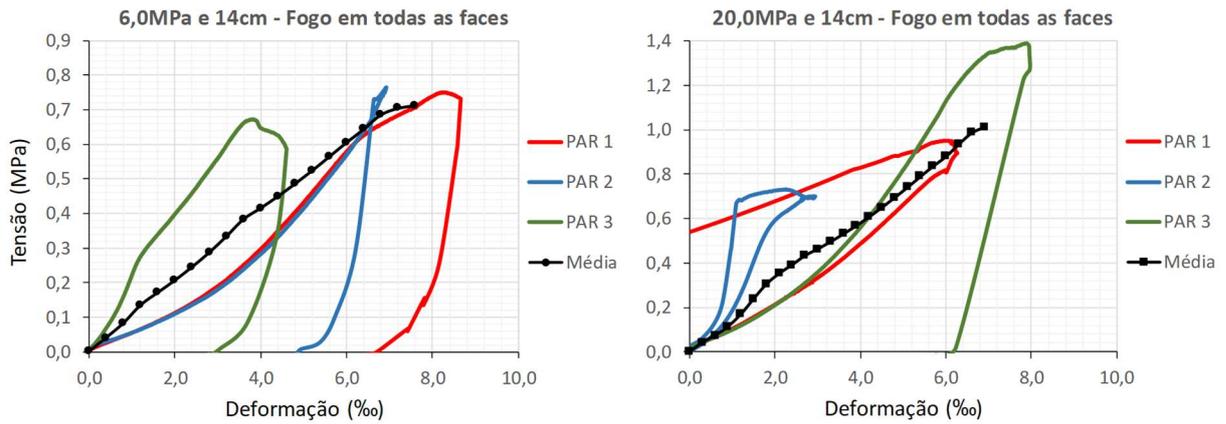
Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Paredes 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces</b>								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-N	81.57	0.75	1.45	0.04	0.23	0.614	3.351	0.07
PAR 2-N	83.09	0.76	1.47	0.04	0.23	0.624	3.508	0.07
PAR 3-N	73.10	0.67	1.30	0.03	0.20	0.205	0.945	0.23
<b>Média</b>	<b>79.25</b>	<b>0.73</b>	<b>1.40</b>	0.04	0.22	0.481	2.601	<b>0.12</b>
Desv. Pad.	5.38	0.05	0.10	-	-	-	-	0.09
CV (%)	6.79	6.79	6.79	-	-	-	-	76.45
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	<b>0.54</b>	<b>1.04</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Paredes 20,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces</b>								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-N	103.62	0.95	1.83	0.05	0.29	0.328	2.618	0.10
PAR 2-N	79.81	0.73	1.41	0.04	0.22	0.288	1.081	0.23
PAR 3-N	150.93	1.39	2.66	0.07	0.42	0.639	3.316	0.13
<b>Média</b>	<b>111.45</b>	<b>1.03</b>	<b>1.97</b>	0.05	0.31	0.418	2.338	<b>0.16</b>
Desv. Pad.	36.20	0.33	0.64	-	-	-	-	0.07
CV (%)	32.48	32.48	32.48	-	-	-	-	43.45
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	<b>0.59</b>	<b>1.13</b>	-	-	-	-	-

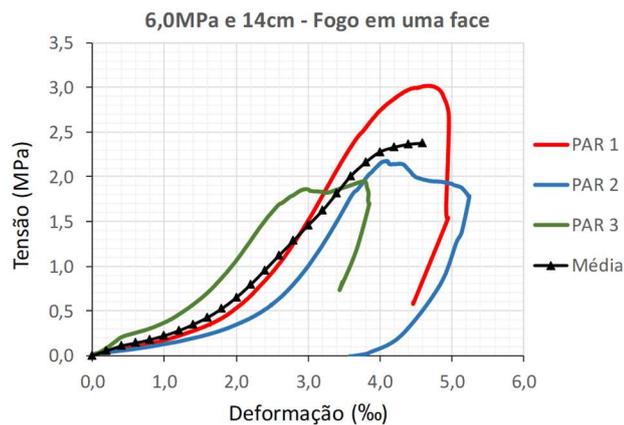
Fonte: próprio autor



Fonte: próprio autor

Ensaio de compressão - Paredes 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em uma face (trio)								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\epsilon_{5\%}$ (‰)	$\epsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-C	328.41	3.02	5.82	0.15	0.91	0.916	2.473	0.49
PAR 2-C	236.62	2.18	4.19	0.11	0.65	0.840	2.613	0.31
PAR 3-C	211.82	1.95	3.75	0.10	0.58	0.221	1.426	0.40
<b>Média</b>	<b>258.95</b>	<b>2.38</b>	<b>4.59</b>	<b>0.12</b>	<b>0.71</b>	<b>0.659</b>	<b>2.171</b>	<b>0.40</b>
Desv. Pad.	61.42	0.57	1.09	-	-	-	-	0.09
CV (%)	23.72	23.72	23.72	-	-	-	-	22.38
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>1.56</b>	<b>3.00</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor



Fonte: próprio autor

**FORNADA 2 – Resultados dos blocos, prismas e pequenas paredes:**

<b>Ensaio de compressão - Blocos 6,0 MPa e 14 cm - Fornada 2</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líq. (MPa)
BL 1-P	93.60	542.55	282.34	1.73	3.32
BL 2-P	107.90	543.65	281.51	1.98	3.83
BL 3-P	91.30	542.90	279.59	1.68	3.27
BL 4-P	74.50	544.04	282.88	1.37	2.63
BL 5-P	75.80	543.47	283.01	1.39	2.68
BL 6-P	94.70	543.60	283.91	1.74	3.34
<b>Média</b>	<b>89.63</b>	<b>543.37</b>	<b>282.21</b>	<b>1.65</b>	<b>3.18</b>
Desv. Pad.	12.64	0.55	1.51	0.23	0.45
CV (%)	14.10	0.10	0.53	14.11	14.26
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>1.22</b>	<b>2.34</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Blocos 20,0 MPa e 14 cm - Fornada 2</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líq. (MPa)
BL 1-P	143.20	543.16	283.57	2.64	5.05
BL 2-P	138.90	543.50	284.62	2.56	4.88
BL 3-P	155.20	543.99	282.82	2.85	5.49
BL 4-P	135.90	543.66	283.64	2.50	4.79
BL 5-P	152.00	544.18	283.46	2.79	5.36
BL 6-P	97.40	543.06	283.26	1.79	3.44
<b>Média</b>	<b>137.10</b>	<b>543.59</b>	<b>283.56</b>	<b>2.52</b>	<b>4.83</b>
Desv. Pad.	20.82	0.44	0.60	0.38	0.74
CV (%)	15.19	0.08	0.21	15.14	15.21
<b><math>f_{bk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>1.74</b>	<b>3.35</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Prismas 6,0 MPa e 14 cm - Fornada 2</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)
PRI 1-P	31.69	543.37	282.21	0.58	1.12
PRI 2-P	38.67	543.37	282.21	0.71	1.37
PRI 3-P	36.86	543.37	282.21	0.68	1.31
PRI 4-P	21.51	543.37	282.21	0.40	0.76
PRI 5-P	29.40	543.37	282.21	0.54	1.04
PRI 6-P	-	543.37	282.21	-	-
<b>Média</b>	<b>31.63</b>	<b>543.37</b>	<b>282.21</b>	<b>0.58</b>	<b>1.12</b>
Desv. Pad.	6.79	-	-	0.12	0.24
CV (%)	21.46	-	-	21.46	21.46
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0.35</b>	<b>0.68</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Prismas 20,0 MPa e 14 cm - Fornada 2</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)
PRI 1-P	51.36	543.16	283.57	0.95	1.81
PRI 2-P	62.26	543.50	284.62	1.15	2.19
PRI 3-P	35.29	543.99	282.82	0.65	1.25
PRI 4-P	31.09	543.66	283.64	0.57	1.10
PRI 5-P	32.03	544.18	283.46	0.59	1.13
PRI 6-P	-	543.06	283.26	-	-
<b>Média</b>	<b>42.41</b>	<b>543.59</b>	<b>283.56</b>	<b>0.78</b>	<b>1.49</b>
Desv. Pad.	13.79	-	-	0.25	0.48
CV (%)	32.52	-	-	32.57	32.32
<b><math>f_{pk}</math> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0.51</b>	<b>0.98</b>

Obs: prisma PRI 6 foi danificado durante o transporte para a máquina de ensaios.

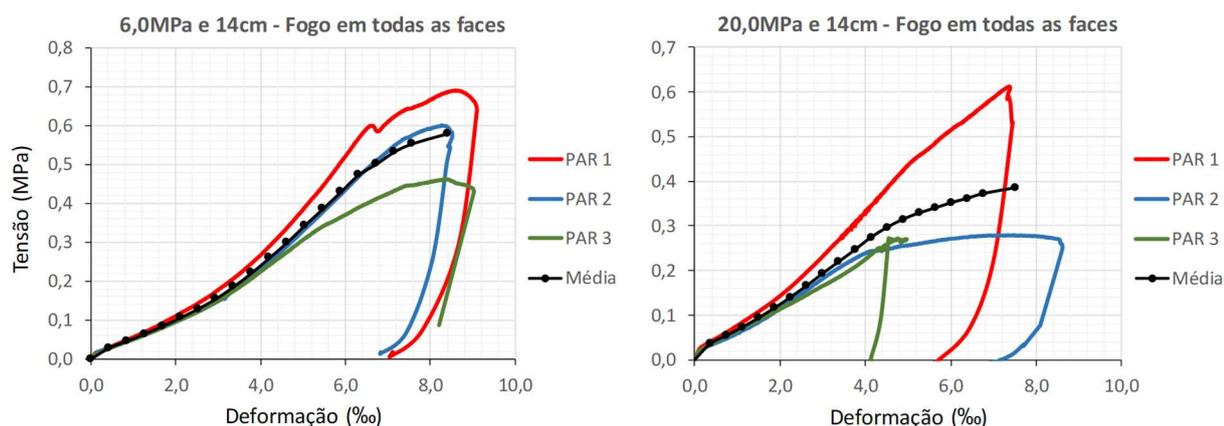
Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Paredes 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces</b>								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-N-G	74.85	0.69	1.33	0.03	0.21	0.546	3.360	0.06
PAR 2-N-G	65.16	0.60	1.15	0.03	0.18	0.426	3.382	0.05
PAR 3-N-G	50.13	0.46	0.89	0.02	0.14	0.309	2.806	0.05
<b>Média</b>	<b>63.38</b>	<b>0.58</b>	<b>1.12</b>	0.03	0.17	0.427	3.183	<b>0.05</b>
Desv. Pad.	12.46	0.11	0.22	-	-	-	-	0.01
CV (%)	19.65	19.65	19.65	-	-	-	-	14.61
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	<b>0.37</b>	<b>0.71</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Paredes 20,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces</b>								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-N-G	66.69	0.61	1.18	0.03	0.18	0.168	2.478	0.07
PAR 2-N-G	30.37	0.28	0.54	0.01	0.08	0.074	1.473	0.05
PAR 3-N-G	29.61	0.27	0.52	0.01	0.08	0.057	1.353	0.05
<b>Média</b>	<b>42.22</b>	<b>0.39</b>	<b>0.74</b>	0.02	0.12	0.100	1.768	<b>0.06</b>
Desv. Pad.	21.19	0.19	0.37	-	-	-	-	0.01
CV (%)	50.20	50.20	50.20	-	-	-	-	15.73
<b><math>f_{ppk}</math> (MPa)</b>	-	<b>0.22</b>	<b>0.42</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor



Fonte: próprio autor

### FORNADA 3 – Resultados dos blocos, prismas e pequenas paredes:

Ensaio de compressão - Blocos 6,0 MPa e 19 cm - Fornada 3					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líq. (MPa)
BL 1-P	132.50	743.18	381.32	1.78	3.47
BL 2-P	171.50	744.62	385.57	2.30	4.45
BL 3-P	152.60	744.04	384.18	2.05	3.97
BL 4-P	121.70	741.65	380.65	1.64	3.20
BL 5-P	137.90	741.95	384.93	1.86	3.58
BL 6-P	-	741.93	382.83	-	-
<b>Média</b>	<b>143.24</b>	<b>742.89</b>	<b>383.25</b>	<b>1.93</b>	<b>3.73</b>
Desv. Pad.	19.33	1.24	1.99	0.26	0.49
CV (%)	13.49	0.17	0.52	13.33	13.01
<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>	-	-	-	<b>1.57</b>	<b>3.09</b>

Fonte: próprio autor

Ensaio de compressão - Blocos 20,0 MPa e 19 cm - Fornada 3					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líq. (MPa)
BL 1-P	298.40	750.36	394.75	3.98	7.56
BL 2-P	500.30	749.05	391.38	6.68	12.78
BL 3-P	252.50	748.08	392.40	3.38	6.43
BL 4-P	311.30	748.42	391.72	4.16	7.95
BL 5-P	262.10	749.96	392.32	3.49	6.68
BL 6-P	406.40	747.54	390.08	5.44	10.42
<b>Média</b>	<b>338.50</b>	<b>748.90</b>	<b>392.11</b>	<b>4.52</b>	<b>8.64</b>
Desv. Pad.	96.30	1.10	1.54	1.29	2.48
CV (%)	28.45	0.15	0.39	28.48	28.68
<b>f<sub>bk</sub> (MPa)</b>	-	-	-	<b>3.00</b>	<b>5.73</b>

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Prismas 6,0 MPa e 19 cm - Fornada 3</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)
PRI 1-P	80.22	743.18	381.32	1.08	2.10
PRI 2-P	93.55	744.62	385.57	1.26	2.43
PRI 3-P	-	744.04	384.18	-	-
PRI 4-P	-	741.65	380.65	-	-
PRI 5-P	-	741.95	384.93	-	-
PRI 6-P	-	741.93	382.83	-	-
<b>Média</b>	<b>86.89</b>	<b>742.89</b>	<b>383.25</b>	<b>1.17</b>	<b>2.27</b>
Desv. Pad.	9.43	-	-	0.13	0.23
CV (%)	10.85	-	-	10.71	10.07
<b>f<sub>pk</sub> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0.86</b>	<b>1.68</b>

Obs: os prismas 3 a 6 foram danificados durante o transporte para a máquina de ensaios.

Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Prismas 20,0 MPa e 19 cm - Fornada 3</b>					
	Força (kN)	Área Bruta (cm <sup>2</sup> )	Área Líquida (cm <sup>2</sup> )	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)
PRI 1-P	165.40	750.36	394.75	2.20	4.19
PRI 2-P	63.74	749.05	391.38	0.85	1.63
PRI 3-P	132.80	748.08	392.40	1.78	3.38
PRI 4-P	62.96	748.42	391.72	0.84	1.61
PRI 5-P	-	749.96	392.32	-	-
PRI 6-P	-	747.54	390.08	-	-
<b>Média</b>	<b>106.23</b>	<b>748.90</b>	<b>392.11</b>	<b>1.42</b>	<b>2.70</b>
Desv. Pad.	51.27	-	-	0.68	1.29
CV (%)	48.26	-	-	48.18	47.91
<b>f<sub>pk</sub> (MPa)</b>	-	-	-	<b>0.67</b>	<b>1.29</b>

Obs: os prismas 5 e 6 foram danificados durante o transporte para a máquina de ensaios.

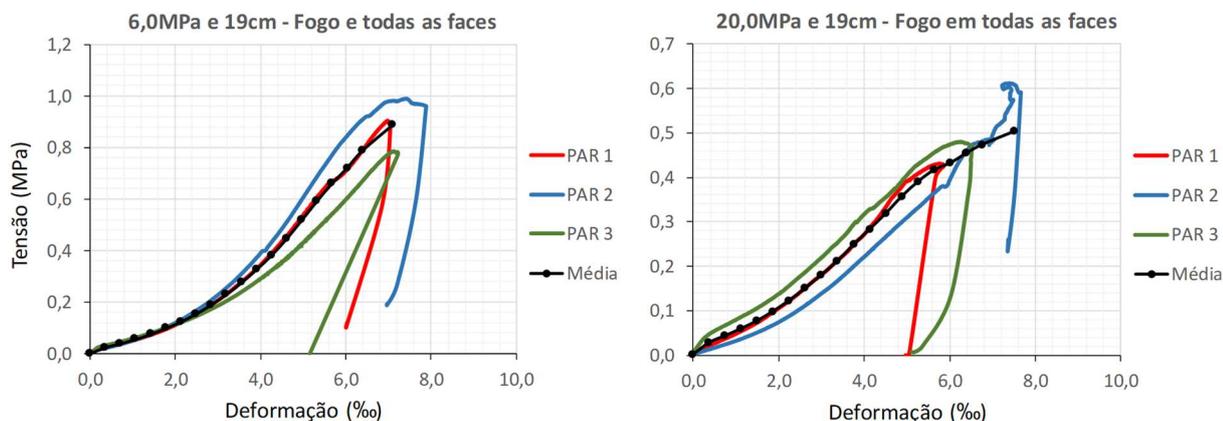
Fonte: próprio autor

<b>Ensaio de compressão - Paredes 6,0 MPa e 19 cm - Fogo em todas as faces</b>								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	f <sub>5%</sub> (MPa)	f <sub>30%</sub> (MPa)	ε <sub>5%</sub> (‰)	ε <sub>30%</sub> (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-N-G	134.14	0.90	1.75	0.05	0.27	0.914	3.509	0.09
PAR 2-N-G	146.73	0.99	1.91	0.05	0.30	1.000	3.464	0.10
PAR 3-N-G	116.59	0.78	1.52	0.04	0.24	0.567	3.519	0.07
<b>Média</b>	<b>132.49</b>	<b>0.89</b>	<b>1.73</b>	<b>0.04</b>	<b>0.27</b>	<b>0.827</b>	<b>3.497</b>	<b>0.08</b>
Desv. Pad.	15.14	0.10	0.20	-	-	-	-	0.02
CV (%)	11.43	11.43	11.43	-	-	-	-	20.12
<b>f<sub>ppk</sub> (MPa)</b>	-	<b>0.63</b>	<b>1.22</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor

Ensaio de compressão - Paredes 20,0 MPa e 19 cm - Fogo em todas as faces								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-N-G	64.78	0.43	0.83	0.02	0.13	0.366	2.337	0.05
PAR 2-N-G	91.87	0.61	1.17	0.03	0.18	0.970	3.570	0.06
PAR 3-N-G	72.03	0.48	0.92	0.02	0.14	0.133	2.091	0.06
<b>Média</b>	<b>76.23</b>	<b>0.51</b>	<b>0.97</b>	<b>0.03</b>	<b>0.15</b>	<b>0.490</b>	<b>2.666</b>	<b>0.06</b>
Desv. Pad.	14.02	0.09	0.18	-	-	-	-	0.00
CV (%)	18.40	18.40	18.40	-	-	-	-	5.68
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>0.35</b>	<b>0.66</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor



Fonte: próprio autor

#### FORNADA 4 – Resultados das pequenas paredes:

Ensaio de compressão - Paredes 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em uma face (trio)								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-C-G	344.20	3.17	6.10	0.16	0.95	0.953	2.746	0.44
PAR 2-C-G	268.97	2.48	4.77	0.12	0.74	0.269	1.399	0.55
PAR 3-C-G	233.72	2.15	4.14	0.11	0.65	1.224	3.224	0.27
<b>Média</b>	<b>282.30</b>	<b>2.60</b>	<b>5.00</b>	<b>0.13</b>	<b>0.78</b>	<b>0.815</b>	<b>2.456</b>	<b>0.42</b>
Desv. Pad.	56.44	0.52	1.00	-	-	-	-	0.14
CV (%)	19.99	19.99	19.99	-	-	-	-	33.55
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>1.72</b>	<b>3.31</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor

Ensaio de compressão - Paredes 6,0 MPa e 19 cm - Fogo em uma face (trio)								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-C-G	344.13	2.32	4.49	0.12	0.69	0.805	2.262	0.40
PAR 2-C-G	377.47	2.54	4.92	0.13	0.76	0.870	2.339	0.43
PAR 3-C-G	298.19	2.01	3.89	0.10	0.60	0.555	1.996	0.35
<b>Média</b>	<b>339.93</b>	<b>2.29</b>	<b>4.43</b>	0.11	0.69	0.743	2.199	<b>0.39</b>
Desv. Pad.	39.81	0.27	0.52	-	-	-	-	0.04
CV (%)	11.71	11.71	11.71	-	-	-	-	10.75
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>1.61</b>	<b>3.11</b>	-	-	-	-	-

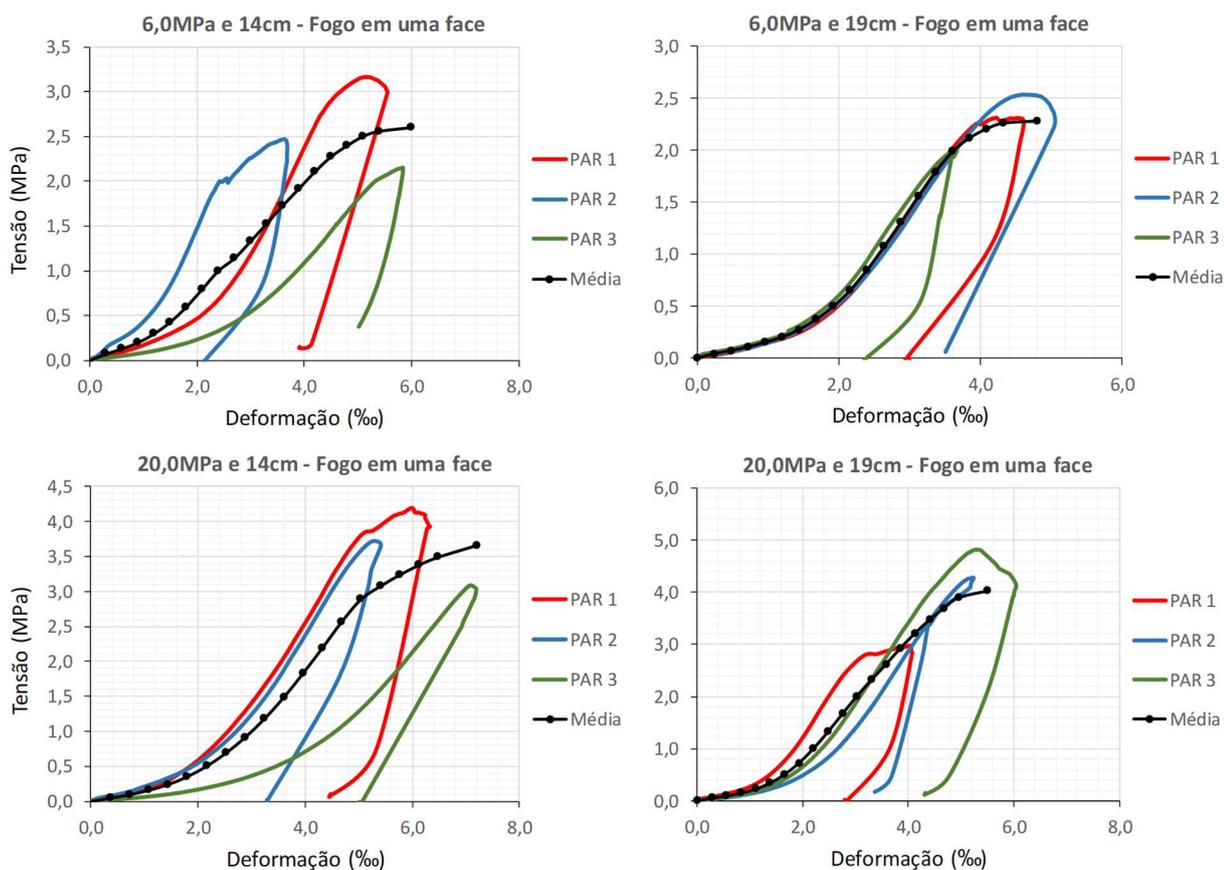
Fonte: próprio autor

Ensaio de compressão - Paredes 20,0 MPa e 14 cm - Fogo em uma face (trio)								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-C-G	455.38	4.19	8.03	0.21	1.26	1.179	2.846	0.63
PAR 2-C-G	404.26	3.72	7.13	0.19	1.12	0.907	2.859	0.48
PAR 3-C-G	335.66	3.09	5.92	0.15	0.93	1.891	4.435	0.30
<b>Média</b>	<b>398.43</b>	<b>3.66</b>	<b>7.03</b>	0.18	1.10	1.326	3.380	<b>0.47</b>
Desv. Pad.	60.07	0.55	1.06	-	-	-	-	0.16
CV (%)	15.08	15.08	15.08	-	-	-	-	34.63
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>2.47</b>	<b>4.73</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor

Ensaio de compressão - Paredes 20,0 MPa e 19 cm - Fogo em uma face (trio)								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-C-G	445.23	2.97	5.68	0.15	0.89	0.633	1.774	0.65
PAR 2-C-G	640.95	4.28	8.17	0.21	1.28	1.299	2.902	0.67
PAR 3-C-G	721.68	4.82	9.20	0.24	1.45	1.243	2.705	0.82
<b>Média</b>	<b>602.62</b>	<b>4.02</b>	<b>7.68</b>	0.20	1.21	1.058	2.460	<b>0.71</b>
Desv. Pad.	142.15	0.95	1.81	-	-	-	-	0.10
CV (%)	23.59	23.59	23.59	-	-	-	-	13.34
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>2.38</b>	<b>4.54</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor



Fonte: próprio autor

### FORNADA 5 – Resultados das pequenas paredes:

Ensaio de compressão - Paredes 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\epsilon_{5\%}$ (‰)	$\epsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-N-E	45.84	0.42	0.81	0.02	0.13	0.764	3.634	0.04
PAR 2-N-E	42.56	0.39	0.75	0.02	0.12	0.428	3.890	0.03
PAR 3-N-E	49.96	0.46	0.89	0.02	0.14	0.098	3.346	0.04
<b>Média</b>	<b>46.12</b>	<b>0.42</b>	<b>0.82</b>	0.02	0.13	0.430	3.623	<b>0.03</b>
Desv. Pad.	3.71	0.03	0.07	-	-	-	-	0.00
CV (%)	8.04	8.04	8.04	-	-	-	-	13.58
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>0.31</b>	<b>0.60</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor

Ensaio de compressão - Paredes 20,0 MPa e 14 cm - Fogo em todas as faces								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-N-E	173.38	1.59	3.06	0.08	0.48	0.912	3.513	0.15
PAR 2-N-E	82.14	0.76	1.45	0.04	0.23	0.173	1.643	0.13
PAR 3-N-E	108.47	1.00	1.91	0.05	0.30	0.650	2.689	0.12
<b>Média</b>	<b>121.33</b>	<b>1.12</b>	<b>2.14</b>	<b>0.06</b>	<b>0.33</b>	<b>0.578</b>	<b>2.615</b>	<b>0.13</b>
Desv. Pad.	46.96	0.43	0.83	-	-	-	-	0.02
CV (%)	38.71	38.71	38.71	-	-	-	-	12.18
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>0.60</b>	<b>1.16</b>	-	-	-	-	-

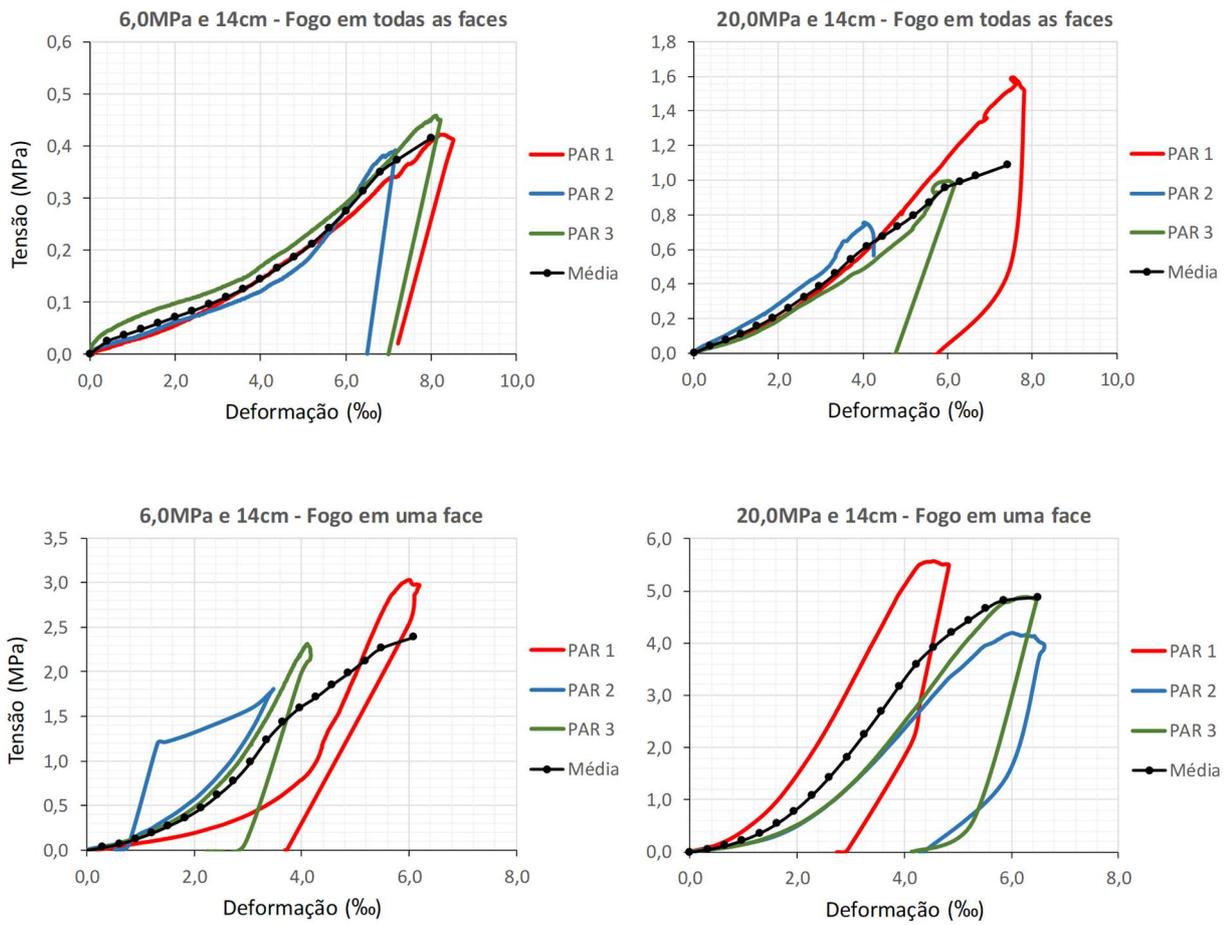
Fonte: próprio autor

Ensaio de compressão - Paredes 6,0 MPa e 14 cm - Fogo em uma face (trio)								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-C-E	328.97	3.03	5.83	0.15	0.91	1.640	4.171	0.30
PAR 2-C-E	196.44	1.81	3.48	0.09	0.54	0.720	1.941	0.37
PAR 3-C-E	251.96	2.32	4.46	0.12	0.70	0.779	2.379	0.36
<b>Média</b>	<b>259.12</b>	<b>2.38</b>	<b>4.59</b>	<b>0.12</b>	<b>0.72</b>	<b>1.046</b>	<b>2.830</b>	<b>0.34</b>
Desv. Pad.	66.55	0.61	1.18	-	-	-	-	0.04
CV (%)	25.68	25.68	25.68	-	-	-	-	11.35
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>1.45</b>	<b>2.78</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor

Ensaio de compressão - Paredes 20,0 MPa e 14 cm - Fogo em uma face (trio)								
	Força (kN)	Tensão na Área Bruta (MPa)	Tensão na Área Líquida (MPa)	$f_{5\%}$ (MPa)	$f_{30\%}$ (MPa)	$\varepsilon_{5\%}$ (‰)	$\varepsilon_{30\%}$ (‰)	Módulo de Elasticidade (GPa)
PAR 1-C-E	604.56	5.56	10.66	0.28	1.67	0.800	2.127	1.05
PAR 2-C-E	456.09	4.20	8.04	0.21	1.26	1.308	2.981	0.63
PAR 3-C-E	531.82	4.89	9.38	0.24	1.47	1.382	3.175	0.68
<b>Média</b>	<b>530.82</b>	<b>4.88</b>	<b>9.36</b>	<b>0.24</b>	<b>1.46</b>	<b>1.163</b>	<b>2.761</b>	<b>0.79</b>
Desv. Pad.	74.24	0.68	1.31	-	-	-	-	0.23
CV (%)	13.99	13.99	13.99	-	-	-	-	29.12
$f_{ppk}$ (MPa)	-	<b>3.36</b>	<b>6.43</b>	-	-	-	-	-

Fonte: próprio autor



Fonte: próprio autor