

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

**UNIVERSIDADE DE COIMBRA  
FACULDADE DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**FABIO MARTIN ROCHA**

**Pilares de Aço e Mistos de Aço e Concreto Inseridos em  
Paredes em Situação de Incêndio**

**VERSÃO CORRIGIDA**

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

**SÃO CARLOS  
2016**



FABIO MARTIN ROCHA

**Pilares de Aço e Mistos de Aço e Concreto Inseridos em  
Paredes em Situação de Incêndio**

Tese apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, como parte dos quesitos necessários para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil (Estruturas) e Engenharia de Segurança ao Incêndio.

Orientador: Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto

Co-Orientador: Prof. Dr. João Paulo  
Correia Rodrigues

**VERSÃO CORRIGIDA**

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

SÃO CARLOS

2016

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

R672p Rocha, Fabio Martin  
Pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes em situação de incêndio / Fabio Martin Rocha ; orientador Jorge Munair Neto ; co-orientador João Paulo Correia Rodrigues. - São Carlos, 2016.

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, 2016.

1. Pilares de aço. 2. Pilares misto de aço e concreto.  
3. Gradientes térmicos. 4. Pilares inseridos em paredes.  
5. Incêndio. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **FABIO MARTIN ROCHA**.

Título da tese: "Pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes em situação de incêndio".

Data da defesa: 27/07/2016

### Comissão Julgadora:

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

Prof. Dr. **João Paulo Correia Rodrigues**  
(Universidade de Coimbra/Portugal)

Prof. Dr. **Luís Miguel dos Santos Laím**  
(Universidade de Coimbra/Portugal)

Prof. Associado **Maximiliano Malite**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

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

Profa. Dra. **Silvana De Nardin**  
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

### Resultado:

Aprovado

Aprovado

Aprovado

APROVADO

APROVADO

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):  
Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:  
Prof. Associado **Luis Fernando Costa Alberto**

## Aditamento à ata de defesa pública de tese de doutorado de Fabio Martin Rocha

Para verificação dos critérios de classificação da Universidade de Coimbra, no âmbito do acordo de cotutela do candidato mencionado em epígrafe, o júri da banca de defesa de doutorado decidiu atribuir por unanimidade ao candidato, a classificação de Aprovado com Distinção.

São Carlos, 27 de Julho de 2016.

Os Participantes da Banca;



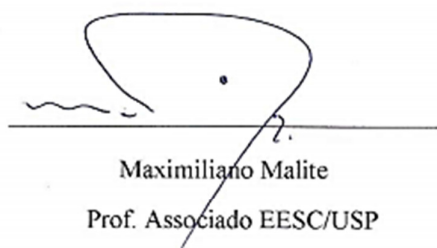
Jorge Munalar Neto

Prof. Associado EESC/USP



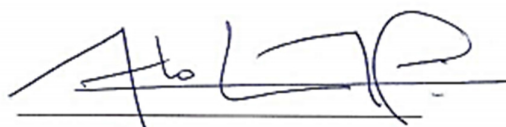
João Paulo Correia Rodrigues

Prof. Auxiliar com agregação FCT-UC



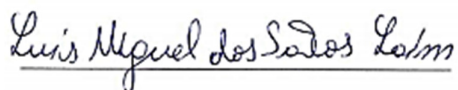
Maximiliano Malite

Prof. Associado EESC/USP



Armando Lopes Moreno Junior

Prof. Associado UNICAMP



Luis Miguel Laim

Luis Miguel Laim

Prof. Doutor FCT-UC



Silvana De Nardin

Silvana De Nardin

Profª. Adjunta DECiv - UFSCar

*Esta tese é dedicada aos meus pais, como resultado e demonstração de toda a dedicação, devoção e apoio que sempre me foi dado em todos os momentos da minha vida.*





## AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço aos meus pais, Claudemir e Márcia, que sempre me apoiaram em todas as etapas da minha vida, depositando confiança e esperança onde muitas vezes nem eu sabia que existia. Também agradeço aos meus irmãos Evelyn, Vitor e Matheus que estão sempre comigo, mesmo distantes. E aos meus sobrinhos Enzo e Henry, cujos sorrisos não consigo me imaginar sem.

Ao meu orientador brasileiro, Jorge Munaiar Neto, que já me acompanha nesta jornada acadêmica desde os primeiros anos de graduação e que ainda acompanhará por muitos anos que seguem.

Ao orientador português João Paulo Correia Rodrigues, pela grande oportunidade que me foi dada de aprendizado técnico, acadêmico e de vida nos meses em que passei em Portugal.

Às minhas amigas de Lençóis Paulista, cuja amizade ainda resiste aos anos e que não há perspectivas de acabar.

Aos amigos do Departamento de Engenharia de Estruturas, em especial à Gisele, Enio e David, que tem compartilhado desde o início da pós graduação as alegrias, tristezas, frustrações e conquistas, acadêmicas ou cotidianas, ao longo destes anos. Juntos crescemos e sei que hoje tenho um pouco de cada um vocês dentro de mim.

Aos amigos que fiz em Portugal, em especial à Jocelyn, Thiago, Slobodanka e Conrado. Muitas pessoas passam por nossas vidas, mas são poucas as que ficam. Minha estadia em Portugal seria impossível sem vocês.

Ao meu maior companheiro nestes anos de doutorado, Ricardo Brocenschi, cujo apoio jamais poderei compensar em toda uma vida.

À todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da USP e do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, pela ajuda indispensável no processo.

Por fim, agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), à Fundação de Amparo à Pesquisa de São Paulo (FAPESP) e à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), pelo financiamento dado de alguma forma à pesquisa aqui apresentada.



*“Ainda aqui, Laertes! Já devia estar no navio, que diabo! O vento já sopra na proa de teu barco; Só esperam por ti. Vai, com a minha bênção, vai! E trata de guardar estes poucos preceitos:*

*Não dá voz ao que pensares, nem transforma em ação um pensamento tolo. Sejas amistoso, sim, jamais vulgar. Os amigos que tenhas, já postos à prova, prende-os na tua alma com grampos de aço;*

*(...)*

*Procura não entrar em nenhuma briga; Mas, entrando, encurrala o medo no inimigo,*

*Presta ouvido a muitos, tua voz a poucos. Acolhe a opinião de todos – mas você decide.*

*(...)*

*E, sobretudo, isto: sê fiel a ti mesmo. Pois assim, como o dia que segue a noite, jamais serás falso pra ninguém”*

**Shakespeare em “Hamlet”**



## RESUMO

ROCHA, F. M. **Pilares de Aço e Mistos de Aço e Concreto Inseridos em Paredes em Situação de Incêndio**. 2016. 262 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil (Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil. Universidade de Coimbra, Portugal, 2016.

Neste trabalho é apresentado um estudo experimental e numérico acerca do comportamento em situação de incêndio de pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes. Tendo em vista que o aquecimento ocorre em apenas uma das faces do pilar, são instaurados gradientes térmicos ao longo da seção, adicionando momentos e tensões que alteram significativamente o comportamento termoestrutural do pilar. O estudo experimental foi realizado na Universidade de Coimbra, onde foram realizados ensaios em temperaturas elevadas de pilares de aço e mistos de aço e concreto, considerando o preenchimento entre as mesas do perfil. Dentre os parâmetros analisados, foram considerados dois tipos de perfis metálicos, três espessuras de paredes e a orientação do perfil em relação à parede. Todos os ensaios consideraram o pilar com restrição axial e rotacional nas extremidades. A partir da análise experimental, foi possível observar que os pilares com o gradiente térmico ao longo das mesas do perfil, que desenvolvem um gradiente térmico menos pronunciado, apresentam um comportamento mais semelhante aos pilares aquecidos uniformemente. Já com o gradiente térmico ao longo da alma, o comportamento obtido é bastante diferente, sendo que o desenvolvimento das forças de restrição no pilar apresenta dois ramos ascendentes até o valor de pico. Considerações acerca do efeito térmico e estrutural da espessura da parede e do tipo de perfil utilizado são apresentados no trabalho. Adicionalmente, foram realizadas análise numéricas térmicas e termoestruturais em elementos finitos a fim de compreender melhor o comportamento dos pilares ensaiados previamente. Por fim, em âmbito teórico é apresentada uma metodologia para a obtenção das curvas de interação da força normal e momento fletor para os pilares de aço e mistos de aço e concreto submetidos à gradientes térmicos ao longo das mesas e da alma do perfil.

**Palavras-chave:** Aço. Concreto. Pilar. Parede. Encurvamento Térmico. Restrição.



## ABSTRACT

ROCHA, F. M. **Steel and Steel and Concrete Composite Columns Embedded on Walls in Fire**. 2016. 262 p. Thesis (PhD in Civil Engineering (Structures)) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, Brazil. University of Coimbra, Portugal. 2016.

The present work presents an experimental and numerical study concerning the behaviour in fire of steel and composite steel and concrete columns embedded on walls. Considering that the heating occurs at only one side of the column, thermal gradients are developed along the cross section, adding bending moments and tensions which significantly changes the behaviour of the column in fire. The experimental study was conducted at the University of Coimbra, where tests were carried out at elevated temperatures on steel and composite columns with concrete between the flanges of the profile. Among the analysed parameters, were considered two types of steel profiles, three wall thicknesses and the column position in its two principal direction in comparison to the wall. All tests considered the column with axial and rotational restrictions on its ends. From the experimental analysis, we observed that the columns with the thermal gradient along the profile flanges, which develops a less pronounced thermal gradient, have a more similar behaviour with the columns uniformly heated. Considering the thermal gradient along the web, the behaviour obtained is quite different, with the development of axial forces presenting two ascending branches until the peak value. Considerations concerning the thermal and structural effect of wall thickness and type of profile used are presented along the results discussion. In addition, thermal and thermomechanical finite element analysis were developed in order to better understand the behaviour of the columns previously tested. Finally, in a theoretical scope a methodology for obtaining the normal force and bending moment interaction diagrams (N-M diagrams) for steel and composite columns subjected to thermal gradients along the flanges and the web is presented and compared with the experimental data.

**Keywords:** Steel. Concrete. Column. Wall. Thermal Bowing. Restraining.





# ÍNDICE

<b>AGRADECIMENTOS.....</b>	<b>vii</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>xi</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>xiii</b>
<b>ÍNDICE.....</b>	<b>xv</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>xix</b>
<b>ÍNDICE DE TABELAS .....</b>	<b>xxvii</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1. Apresentação.....	1
1.2. Objetivos.....	3
1.3. Justificativa.....	4
1.4. Metodologia.....	5
1.5. Estrutura da Tese.....	7
<b>2. ESTADO DA ARTE .....</b>	<b>9</b>
2.1. Comentários Gerais.....	9
2.2. Pilares de Aço e Mistos de Aço e Concreto em Situação de Incêndio .....	10
2.3. Pilares sob a ação de campos térmicos não uniformes.....	19
2.4. Método de Cálculo para Pilares de Aço e Mistos de Aço e Concreto em Situação de Incêndio .....	30
2.4.1. EUROCODE 3 e 4 Part 1.2.....	31
2.5. Considerações Finais.....	39
<b>3. ANÁLISE EXPERIMENTAL.....</b>	<b>41</b>
3.1. Comentários Gerais.....	41
3.2. Características dos Pilares Ensaaiados.....	41
3.3. Instrumentação.....	49
3.3.1. Temperaturas .....	49
3.3.2. Deslocamentos.....	51

3.3.3.	Forças .....	52
3.4.	Sistema de Ensaio .....	53
3.5.	Procedimento de Ensaio .....	56
3.6.	Resultados e Discussão .....	57
3.6.1.	Pilares sem Paredes.....	58
3.6.2.	Pilares de Aço com Paredes .....	70
3.6.3.	Pilares Mistos de Aço e Concreto com Paredes .....	78
3.6.4.	Corpos de Prova durante e após os Ensaios .....	87
3.6.5.	Sumário da Análise Experimental e Considerações Finais.....	93
<b>4.</b>	<b>ANÁLISE NUMÉRICA.....</b>	<b>97</b>
4.1.	Comentários Gerais .....	97
4.2.	Descrição do Modelo .....	97
4.2.1.	Elementos Finitos .....	97
4.2.2.	Propriedades dos Materiais .....	99
4.2.3.	Condições de Contorno, Carregamentos e Interação entre os Materiais .	101
4.2.4.	Imperfeições Geométricas.....	104
4.3.	Resultados.....	105
4.3.1.	Modelo Térmico .....	106
4.3.2.	Modelo Termoestrutural.....	114
4.4.	Modelo sem Molas.....	119
4.5.	Teste da Rigidez Axial e Rotacional para Pilares modelados com elementos Shell .....	123
4.5.1.	Considerações sobre o modelo .....	123
4.5.2.	Resultados .....	126
4.6.	Sinopse da Análise Numérica.....	131
<b>5.</b>	<b>DIAGRAMAS DE INTERAÇÃO DE FORÇA NORMAL E MOMENTO FLETOR.....</b>	<b>135</b>
5.1.	Comentários Gerais .....	135
5.2.	Desenvolvimento dos Diagramas.....	137
5.2.1.	Gradiente térmico ao longo da alma e momento em torno do eixo de maior inércia .....	140

5.2.2. Gradiente térmico ao longo das mesas e momento em torno do eixo de menor inércia	142
5.3. Resultados.....	144
5.4. Comparação com os Resultados Experimentais .....	150
<b>6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>157</b>
6.1. Considerações Finais.....	157
6.2. Conclusões sobre a Análise Experimental .....	158
6.3. Conclusões sobre o Estudo Numérico.....	160
6.4. Conclusões sobre a Análise Teórica .....	162
6.5. Sugestões para Trabalhos Futuros.....	163
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>165</b>

<b>APÊNDICE A – CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PILARES DE AÇO E MISTOS DE AÇO E CONCRETO SEGUNDO O EUROCODE .....</b>	<b>171</b>
--	------------

<b>APÊNDICE B – RESULTADOS EXPERIMENTAIS COMPLEMENTARES.....</b>	<b>177</b>
--	------------

<b>APÊNDICE C – RESULTADOS EXPERIMENTAIS TÉRMICOS COMPLETOS.....</b>	<b>187</b>
--	------------

<b>APÊNDICE E – ANÁLISES NUMÉRICAS COMPLEMENTARES.....</b>	<b>203</b>
--	------------

<b>APÊNDICE F – PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS DE INTERESSE.....</b>	<b>211</b>
--	------------



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - (a) Forno Vertical Elétrico da Universidade de Coimbra e (b) Instrumentação dos termopares dos elementos ensaiados, Correia & Rodrigues (2012).....	13
Figura 2.2 - Forças de restrição axial relativas em função da temperatura para a estrutura circundante com rigidez de (a) 13 e (b) 45 kN/mm, Correia & Rodrigues (2012). ....	14
Figura 2.3 - Diferentes seções transversais ensaiadas em Rodrigues <i>et al.</i> (2015) (Adaptado).....	16
Figura 2.4 - Evolução das forças axiais relativas para as seções do tipo A e C, Rodrigues <i>et al.</i> (2015). (Adaptado).....	17
Figura 2.5 - Modelo numérico desenvolvido em Young & Ellobody (2011). (Adaptado) .....	18
Figura 2.6 - Deslocamentos axiais para os pilares com e sem restrição axial, Young & Ellobody (2010). (Adaptado) .....	19
Figura 2.7 – Isolamento térmico adotado para induzir diferentes gradientes térmicos, Dwaikat <i>et al.</i> (2011). (Adaptado).....	22
Figura 2.8 – Diferentes tipos de aquecimento considerados em (a) perfis isolados e (b) com paredes, Agarwal <i>et al.</i> (2014).....	23
Figura 2. 9 – Alteração dos diagramas N-M para os casos com aquecimento não uniforme do pilar, Dwaikat & Kodur (2010).....	24
Figura 2. 10 - Seções transversais de pilares totalmente revestidos por concreto, Mao & Kodur (2011). (Adaptado).....	25
Figura 2. 11 – Detalhes do modelo numérico desenvolvido em Correia (2011).....	28
Figura 2. 12 – Redução da largura das mesas expostas ao fogo para diferentes temperaturas, Correia & Rodrigues (2012).....	28
Figura 2. 13 – Determinação da resistência plástica de um pilar embutido em parede a partir da distribuição das tensões na seção transversal com gradiente térmico, Correia & Rodrigues (2012). (Adaptado).....	29

Figura 3.1 - (a) Seção transversal dos pilares metálicos em conjunto com a chapa de topo soldada e (b) Elevação dos pilares.....	42
Figura 3.2 – (a) Detalhamento das armaduras e ganchos, (b) Estribo e (c) Montagem dos Estribos.....	43
Figura 3.3 - Pilares concretados em um dos lados. ....	43
Figura 3.4 – Esquemática: (a) do posicionamento dos ganchos para ancoragem da parede e (b) do detalhamento do quadro onde foram confeccionadas as paredes.....	44
Figura 3.5 – (a) Assentamento dos blocos nos quadros metálicos e (b) transporte e posicionamento das paredes nos locais de ensaio.....	45
Figura 3.6 – Seções transversais simplificadas dos ensaios com paredes, considerando as duas orientações relativas da alma em relação às paredes. ....	47
Figura 3.7 – Instrumentação de termopares nas seções: (a) de aço, (b) mistas sem paredes e (c) distribuição das seções transversais instrumentadas ao longo da altura do pilar. ....	49
Figura 3.8 - Posicionamento dos termopares em pilares sem concreto .....	50
Figura 3.9 – (Continuação) Posicionamento dos termopares nos pilares mistos com paredes.....	51
Figura 3.10 - (a) Transdutor de deslocamento tipo LVDT de 100 mm, (b) Posicionamento dos transdutores no topo do pilar, (c) Transdutor de fio do tipo DP-1000D, Almeida (2012) e (d) Posicionamento de transdutores de fio. ....	52
Figura 3.11 - (a) Esquema de ensaio utilizado em Correia (2011), (b) Detalhe da ligação do novo sistema de restrição utilizado nos ensaios apresentados e (c) Pilares para ensaios em paredes.....	53
Figura 3.12 - Dispositivo de medição dos esforços axiais, Correia (2011). ....	54
Figura 3.13 – Sistema completo de ensaio considerando apenas metade dos módulos do forno. ....	55
Figura 3.14 – Representação visual instantânea de alguns resultados durante o ensaio, por meio do sistema de aquisição de dados TML TDS-530. ....	57
Figura 3.15 – Pilares já posicionados no forno e antes dos ensaios: (a) HEA 220 Misto, (b) HEA 220 e (c) HEA 100.....	58
Figura 3.16 – Comparação entre as curvas de temperatura média do forno e o incêndio padrão da ISO 834:1999 para os ensaios com perfis: (a) HEA220-FC30-ISO-Misto, (b) HEA220-FC30-ISO, (c) HEA100-FC30-ISO e (d) HEA100-FC70-ISO. ....	59

Figura 3.17 – Evolução da temperatura na seção transversal para os pilares de aço com os perfis HEA 220 e HEA 100.....	60
Figura 3.18 – Evolução da temperatura na seção transversal para o pilar H220-CONC-ISO.....	61
Figura 3. 19 – Variação da temperatura média das seções ao longo da altura do pilar para o ensaio H220-ISO, sem concreto. ....	61
Figura 3. 20 – Variação das temperaturas na mesa e na alma ao longo da altura do pilar para o ensaio H220-CONC-ISO. ....	62
Figura 3.21 – (a) Deslocamento no topo e na base para o ensaio H220-CONC-ISO e (b) Evolução do deslocamento total do pilar ao longo do tempo para os ensaios em pilares metálicos aquecidos em todas as faces. ....	63
Figura 3.22 - Deslocamentos laterais na direção do eixo de menor inércia do pilar para os ensaios (a) H220-CONC-ISO, (b) H220-ISO, (c) H100-ISO e (d) H100-ISO-FC70. ....	64
Figura 3.23 – Pilares deformados após os ensaios: (a) H220-CONC-ISO Misto, (b) H220-ISO, (c) H100-ISO e (d) H100-ISO-FC70. ....	65
Figura 3.24 – Evolução das forças axiais em valores absolutos nos pilares em função do tempo para os ensaios (a) H220-CONC-ISO, (b) H220-ISO, (c) H100-ISO e (d) H100-ISO-FC70.....	65
Figura 3.25 – Evolução das forças axiais em valores relativos para os ensaios: (a) com concreto e (b) sem concreto.....	67
Figura 3.26 – Evolução da força axial relativa em função da temperatura média da seção mais quente e do pilar completo para os ensaios: (a) H220-CONC-ISO, (b) H220-ISO, (c) H100-ISO e (d) H100-ISO-FC70. ....	68
Figura 3. 27 – Evolução da temperatura no interior do forno para os ensaios (a) H100-ORT-E7, H100-PAR-E7, (b) H220-PAR-E15 e H220-ORT-E15. ....	71
Figura 3.28 – Pontos de leitura de temperatura nos ensaios com pilares metálicos com a alma (a) paralela e (b) ortogonal às paredes. Evolução da temperatura na seção transversal mais quente dos ensaios (c) H100-PAR-T7, (d) H100-ORT-T7, (e) H220-PAR-T15 e (f) H220-ORT-T15. ....	72
Figura 3. 29 – Deslocamentos Axiais Médios para os ensaios (a) H220-PAR-T15 e (b) H220-ORT-T15. ....	73

Figura 3.30 - Posições deformadas dos pilares com base nos deslocamentos horizontais para os ensaios (a) H100-PAR-T7, (b) H100-ORT-T7, (c) H220-PAR-T15 e (d) H220-ORT-T15.....	74
Figura 3.31 – Evolução das forças de restrição relativas em comparação com os deslocamentos axiais médios para os ensaios (a) H220-PAR-T15, (b) H220-ORT-T15, (c) H100-PAR-T7 e (d) H100-ORT-T7. ....	76
Figura 3.32 - Evolução das (a) Forças axiais relativas e (b) deslocamentos axiais médios em função da temperatura média do pilar. ....	77
Figura 3. 33 – Evolução da temperatura média do forno para os ensaios em pilares mistos de aço e concreto inseridos em paredes. ....	79
Figura 3. 34 - Pontos de leitura de temperatura nos ensaios com pilares mistos de aço e concreto com a alma (a) paralela e (b) ortogonal às paredes. Evolução da temperatura na seção transversal mais quente dos ensaios (c) H100-CONC-PAR-T15, (d) H100-CONC-ORT-T15, (e) H220-CONC-PAR-T11 e (f) H220-CONC-ORT-T11.....	80
Figura 3.35 – Evolução dos deslocamentos axiais médios em função do tempo para os ensaios nos pilares mistos com a alma na posição (a) paralela e (b) ortogonal às paredes. ....	82
Figura 3.36 - Evolução dos deslocamentos axiais médios em função da temperatura média para os ensaios nos pilares mistos com a alma na posição (a) paralela e (b) ortogonal às paredes. ....	83
Figura 3.37 - Posições deformadas dos pilares com base nos deslocamentos horizontais para os ensaios (a) H220-CONC-PAR-T15, (b) H220-CONC-ORT-T15, (c) H220-CONC-PAR-T11 e (d) H220-CONC-ORT-T11. ....	84
Figura 3. 38 – Evolução das forças de restrição em função do tempo para os ensaios em pilares mistos com a alma (a) paralela e (b) ortogonal às paredes. ....	84
Figura 3.39 – Evolução das forças de restrição em função da temperatura para os ensaios em pilares com a alma (a) paralela e (b) ortogonal às paredes.....	86
Figura 3. 40 – Pilares metálicos após os ensaios com paredes: (a) H100-ORT-T7, (b) H100-PAR-T7 e (c) H220-PAR-T15.....	88
Figura 3.41 - Imagens do ensaio H220-PAR-T15 com detalhes da (a) alma do perfil metálico, (b) rachaduras no topo da parede e (c) curvatura do pilar para o lado não aquecido. ....	89



Figura 3.42 – Pilares mistos deformados após os ensaios com paredes: (a) H220-CONC-PAR-T15, (b) H220-CONC-ORT-T15, (c) H220-CONC-PAR-T11 e (d) H220-CONC-ORT-T11.....	90
Figura 3.43 – Manifestação da umidade nos ensaios por meio da: (a) percolação pela argamassa da ligação das paredes, (b) pelo interior do concreto dos pilares e (c) pela evaporação. ....	90
Figura 3.44 – Condição do concreto após os ensaios: (a) H220-CONC-PAR-T15 na face exposta ao fogo, (b) H220-CONC-PAR-T11 na face exposta ao fogo, (c) H220-CONC-PAR-T15 na face não exposta ao fogo e (d) H220-CONC-ORT-T15. ....	91
Figura 3.45 – Detalhes das rachaduras desenvolvidas durante o ensaio H220-CONC-ORT-T15. (a) Vista lateral e (b) vista frontal.....	92
Figura 3.46 - Vista frontal da rachadura desenvolvida durante o ensaio H220-CONC-PAR-T15. ....	92
Figura 3. 47 – Evolução das forças de restrição relativas para os ensaios de pilares com a alma ortogonal ao plano das paredes. ....	94
Figura 3. 48 - Evolução das forças de restrição relativas para os ensaios de pilares com a alma paralela ao plano das paredes.....	95
Figura 4. 1 – Modelo numérico completo para o ensaio H220-PAR-T15.....	98
Figura 4.2 – Efeito de <i>hourglassing</i> em elementos com integração reduzida (Laim, 2013). ....	99
Figura 4. 3 – Condições de contorno aplicadas na primeira etapa da análise numérica (a) na base do pilar, (b) nas vigas do sistema de restrição e (c) acoplamento das molas na face inferior das vigas do sistema de restrição. ....	103
Figura 4.4 – Imperfeições geométricas inseridas no modelo de pilares com paredes..	105
Figura 4.5 – (a) Pontos de leitura das temperaturas no ensaio H220-CONC-ISSO e (b) Temperaturas obtidas numericamente após 60 minutos de aquecimento.....	106
Figura 4.6 – Comparação do desenvolvimento das temperaturas numéricas e experimentais na seção S3 para o (a) aço e (b) concreto. ....	107
Figura 4.7 – Temperatura ao longo do pilar misto sem paredes aos 60 minutos de exposição ao fogo. ....	108
Figura 4.8 – (a) Comparação das temperaturas numéricas e experimentais na seção S3 do pilar metálico sem paredes e (b) pontos de medição de temperatura no pilar.....	108

Figura 4.9 – Temperatura no pilar metálico sem paredes ao longo aos 10 e 21 minutos de exposição ao fogo. ....	109
Figura 4.10 – (a) Pontos de leitura de temperatura para o ensaio H220-CONC-PAR-T15 e (b) previsão numérica aos 120 minutos de exposição ao fogo. ....	110
Figura 4.11 – Comparação das temperaturas numéricas e experimentais no meio do pilar para o ensaio H220-CONC-PAR-T15. ....	110
Figura 4.12 – (a) Pontos de leitura de temperatura para o ensaio H220-CONC-ORT-T15 e (b) previsão numérica aos 120 minutos de exposição ao fogo. ....	111
Figura 4.13 – Comparação das temperaturas numéricas e experimentais no meio do pilar para o ensaio H220-CONC-ORT-T15. ....	111
Figura 4. 14 - (a) Pontos de leitura de temperatura para o ensaio H220-PAR-T15 e (b) previsão numérica aos 60 minutos de exposição ao fogo. ....	112
Figura 4. 15 - Comparação das temperaturas numéricas e experimentais no meio do pilar para o ensaio H220-PAR-T15. ....	113
Figura 4. 16 - (a) Pontos de leitura de temperatura para o ensaio H220-ORT-T15 e (b) previsão numérica aos 60 minutos de exposição ao fogo. ....	113
Figura 4.17 – Comparação das temperaturas numéricas e experimentais no meio do pilar para o ensaio H220-ORT-T15. ....	114
Figura 4.18 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das forças axiais relativas para os ensaios (a) H220-CONC-ISO e (b) H220-ISO.....	115
Figura 4. 19 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais dos deslocamentos axiais médios para os ensaios (a) H220-CONC-ISO e (b) H220-ISO. ....	116
Figura 4. 20 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para as forças axiais relativas nos ensaios (a) H220-PAR-T15 e (b) H220-ORT-T15.....	117
Figura 4. 21 - Comparação dos deslocamentos axiais médios obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico nos ensaios (a) H220-PAR-T15 e (b) H220-ORT-T15.....	117
Figura 4. 22 - Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para as forças axiais relativas nos ensaios (a) H220-CONC-PAR-T15 e (b) H220-CONC-ORT-T15.....	118
Figura 4. 23 - Comparação dos deslocamentos axiais médios obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico nos ensaios (a) H220-CONC-PAR-T15 e (b) H220-CONC-ORT-T15....	118
Figura 4.24 – Comparação das forças axiais relativas obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-CONC-ISO e (b) H220-ISO. ....	119

Figura 4. 25 – Comparação dos deslocamentos axiais médios obtidos pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-CONC-ISO e (b) H220-ISO. ....	119
Figura 4.26 - Comparação das forças axiais relativas obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-CONC-PAR-T15, (b) H220-CONC-ORT-T15, (c) H220-CONC-PAR-T11 e (d) H220-CONC-ORT-T11. ....	120
Figura 4. 27 - Comparação dos deslocamentos axiais médios obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-CONC-PAR-T15, (b) H220-CONC-ORT-T15, (c) H220-CONC-PAR-T11 e (d) H220-CONC-ORT-T11. ....	121
Figura 4.28 - Comparação das forças axiais relativas obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-PAR-T15 e (b) H220-ORT-T15. ....	122
Figura 4. 29 - Comparação dos deslocamentos axiais médios obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-PAR-T15 e (b) H220-ORT-T15.....	122
Figura 4. 30 – Modelo numérico para o ensaio H220-ORT-T15 composto por elementos do tipo SHELL e molas axiais e rotacionais no topo do pilar.....	124
Figura 4.31 – Evolução da força axial relativa em função do tempo para o caso H220-ORT-T15 com diferentes níveis de rigidez axial e rotacional.....	127
Figura 4. 32 – Zonas plastificadas e tensões de von Mises aos 1200 s de exposição ao fogo para os casos (a) com e (b) sem restrições rotacionais. ....	128
Figura 4. 33 – Deslocamentos laterais dos pilares considerando rigidez axial de 75 kN/mm e rotacional de (a) 1600 e (b) 0 kN.m/rad. ....	129
Figura 4. 34 – Variação da força axial relativa em função do tempo para restrição axial de 94 kN/mm e diferentes valores de rigidez rotacional.....	130
Figura 4. 35 – Tensão de von Mises no pilar considerando o modelo H220-ORT-T15 com rigidez axial de 94 kN/mm e rotacional de 16000 kN.m/rad. ....	131
Figura 5.1 – Diagrama de Interação Momento Fletor-Força Normal para uma seção mista de aço e concreto parcialmente revestida, Pereira (2014).....	136
Figura 5. 2 – Seções transversais e trechos com formulação semelhantes considerados no desenvolvimento dos diagramas de interação M-N para o gradiente térmico ao longo (a) da alma e (b) das mesas do perfil. ....	138
Figura 5. 3 – Divisão das seções transversais em relação aos coeficientes de redução de material para os casos com gradiente térmico ao longo (a) da alma e (b) das mesas do perfil metálico. ....	138

Figura 5. 4 – Diagramas de tensão na seção transversal para o aço, concreto e armaduras considerando o gradiente térmico ao longo da alma e LN entre os eixos 3 e 4. ....	139
Figura 5. 5 – Diagramas de tensão na seção transversal para o aço, concreto e armaduras considerando o gradiente térmico ao longo das mesas e LN entre os eixos 4 e 5. ....	139
Figura 5. 6 – Nomenclatura utilizada no equacionamento para as dimensões da seção transversal. ....	140
Figura 5. 7 – Diagramas de interação M-N para os pilares de aço com o perfil HEA 220 considerado aquecimento uniforme e gradiente térmico ao longo (a) da alma e (b) das mesas. ....	144
Figura 5.8 – Diagramas de interação M-N para pilares metálicos HEA220 com gradiente térmico ao longo da alma. ....	145
Figura 5.9 - Diagramas de interação M-N para pilares metálicos HEA220 com gradiente térmico ao longo da mesa. ....	147
Figura 5.10 - Diagramas de interação M-N para os pilares mistos de aço e concreto considerado aquecimento uniforme e gradiente térmico ao longo (a) da alma e (b) das mesas. ....	147
Figura 5. 11 - Diagramas de interação M-N para pilares mistos de aço e concreto com gradiente térmico ao longo da alma. ....	148
Figura 5.12 - Diagramas de interação M-N para pilares mistos de aço e concreto com gradiente térmico ao longo da mesa. ....	150
Figura 5.13 – Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-ORT-T15. ....	151
Figura 5. 14 - Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-PAR-T15. ....	152
Figura 5. 15 - Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-CONC-ORT-T15. ....	153
Figura 5. 16 - Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-CONC-ORT-T11. ....	153
Figura 5. 17 - Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-CONC-PAR-T15. ....	154
Figura 5. 18 - Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-CONC-PAR-T11. ....	155

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Exemplos de aplicação e cálculo do fator de massividade em alguns casos de seções de aço expostas ao fogo. (EN 1994-1-2, 2005).....	33
Tabela 2.2 – Dimensões mínimas da seção transversal, distância ao eixo mínima e percentagens mínimas de armadura de pilares mistos constituídos por perfis de aço parcialmente revestidos de concreto, EN 1994-1-2 (2005).....	39
Tabela 3.1 – Força normal de cálculo dos pilares à temperatura ambiente .....	46
Tabela 3.3 – Resumo dos resultados obtidos. ....	69
Tabela 3.4 – Resumo dos resultados para os ensaios em pilares inseridos em paredes. ....	93
Tabela 4.1 – Valores de rigidez axial e rotacional considerado nas análises numéricas. ....	126
Tabela 5. 1 - Temperaturas e coeficientes de redução para os diagramas de interação M-N para o caso de gradiente térmico ao longo da alma. ....	145
Tabela 5. 2 - Temperaturas e coeficientes de redução para os diagramas de interação M-N para o caso de gradiente térmico ao longo da mesa.....	146
Tabela 5.3 - Temperaturas e coeficientes de redução para os diagramas de interação M-N para o caso de pilares mistos com gradiente térmico ao longo da alma. ....	148
Tabela 5. 4 - Temperaturas e coeficientes de redução para os diagramas de interação M-N para o caso de pilares mistos com gradiente térmico ao longo da mesa. ....	149



## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Apresentação

A segurança das estruturas em situação de incêndio é uma área nova quando comparada a outros campos da engenharia de estruturas. Seu desenvolvimento em todo o mundo sempre foi impulsionado pelas grandes catástrofes que causam prejuízos humanos e financeiros.

Segundo Mao & Kodur (2011), no caso de edifícios altos, a resistência ao fogo é uma consideração crítica no projeto de pilares, pois o incêndio é uma das piores situações que edifício encontrará durante o seu tempo de utilização. Sendo que as considerações de segurança da estrutura frente ao fogo é a última linha de defesa do edifício submetido a um incêndio, o entendimento de maneira correta do comportamento dos pilares em temperaturas elevadas é essencial para garantir a integridade da estrutura.

Atualmente, tem-se observado que os pilares mistos de aço e concreto, tanto os parcialmente revestidos quanto os preenchidos, estão sendo cada vez mais utilizados na construção de edifícios de muitos pavimentos. Diversos edifícios altos construídos no oriente médio já utilizam este sistema construtivo, enquanto que no Japão todos os edifícios com mais de seis pavimentos são construídos com pilares mistos revestidos.

A escolha de pilares mistos se dá pela sua grande capacidade de carga, alta ductibilidade e o bom comportamento frente às ações sísmicas e ao fogo (Mao & Kodur, 2011). De maneira geral, os elementos mistos são bastante eficientes e apresentam boa resistência ao fogo, pois, quando o concreto é associado ao elemento metálico, além da sua contribuição estrutural, o concreto irá agir como revestimento contra o fogo, protegendo o perfil metálico. O aço, em contrapartida, reduz os efeitos de spalling e a fissuração, uma vez que o concreto também pode estar parcialmente ou totalmente envolvido pelo aço (Correia & Rodrigues, 2011b).

Na literatura científica se nota que a maioria dos estudos numéricos e experimentais acerca dos pilares mistos revestidos em situação de incêndio, trata de pilares expostos ao fogo em todas as faces e com carregamento sem excentricidade, situações que dificilmente serão encontradas na prática da construção.

Em Correia *et al.* (2014), onde foi desenvolvido um extenso estudo experimental em pilares metálicos sob aquecimento não-uniforme, foi estudado o efeito da consideração das paredes na análise de pilares metálicos em situação de incêndio. É ressaltado que as paredes irão reduzir a temperatura dos pilares, roubando calor dos elementos metálicos, aspecto este benéfico para efeitos de resistência ao fogo, pois retarda o aumento de temperatura da seção e, conseqüentemente, a deterioração de suas propriedades mecânicas.

Porém, o efeito do gradiente térmico na seção, causado pelo aquecimento em apenas um dos lados do compartimento, irá resultar na inclusão de momentos e tensões na seção, levando a situações de instabilidade no elemento. Os efeitos descritos anteriormente podem levar a reduções consideráveis na resistência ao fogo dos pilares, ainda mais pelo fato de estes elementos serem fortemente influenciados pelos efeitos de segunda ordem.

Em relação aos códigos normativos, o EN 1994-1-2 (2005) e a ABNT NBR 14323:2013 apresentam métodos tabulares e simplificados para o cálculo de pilares revestidos em situação de incêndio, porém apenas para situações com aquecimento em todas as faces da seção.

Ainda que seja notável o crescente interesse acadêmico no tema da segurança das estruturas em situação de incêndio, ainda são poucas as instituições que possuem equipamentos e mão de obra qualificada para a realização de ensaios estruturais em temperaturas elevadas, dificultando assim a pesquisa experimental em situação de incêndio no Brasil, principalmente para casos que vão além de elementos isolados e submetidos ao incêndio-padrão. O Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos possui nas suas dependências um forno horizontal à gás para ensaios de elementos horizontais, como vigas e lajes, fruto do Projeto Temático FAPESP 2006/06742-5 intitulado “SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO” que constou da colaboração de pesquisadores da EESC-USP, Escola Politécnica e UNICAMP.

Apesar do forno disponível nas dependências da EESC/USP, tal equipamento não é adequado para o ensaio dos elementos propostos neste trabalho, sendo que o programa experimental apresentado no Capítulo 3 desta tese foi realizado na Faculdade de Ciência e



Tecnologia da Universidade de Coimbra. É importante ressaltar que a tese aqui apresentada é resultado de um doutorado em regime de co-tutela entre a Universidade de São Paulo e a Universidade de Coimbra, sendo a instituição estrangeira particularmente interessante para este tipo de estudo, pois conta com um programa de doutorado específico na área de Segurança contra o Incêndio. Além do amplo conhecimento em análises experimentais em temperaturas elevadas, os principais trabalhos que constam do ensaio de pilares inseridos em paredes foram realizados no mesmo laboratório e sob a supervisão do Prof. Doutor João Paulo Correia Rodrigues.

Tendo em vista os aspectos mencionados, o presente trabalho compõe um conjunto de análises em contextos experimental e numérico para a melhor compreensão do comportamento estrutural em temperaturas elevadas de pilares de aço e mistos de aço e concreto parcialmente revestidos carregados e inseridos em paredes. Com este estudo se pretende aprofundar no conhecimento a respeito desta solução construtiva que ainda carece de estudos numéricos e, principalmente, experimentais.

## 1.2. Objetivos

Os objetivos gerais do trabalho visam o melhor entendimento do comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a campos térmicos não uniformes, para o desenvolvimento e verificação de métodos simplificados de cálculo em termos que se adequem à realidade da construção civil. De modo específico, o presente trabalho possui os seguintes objetivos:

- Avaliar experimentalmente o comportamento ao fogo de pilares de aço e mistos de aço e concreto carregados e submetidos à ação do fogo em todas as faces;
- Avaliar experimentalmente o comportamento ao fogo de pilares de aço e mistos de aço e concreto carregados e inseridos em paredes, considerando o aquecimento em apenas uma das faces;
- Desenvolver um estudo numérico no pacote computacional ABAQUS a fim de verificar e compreender os fenômenos observados na análise experimental.
- Comparar os resultados obtidos nesta pesquisa com outros trabalhos encontrados na literatura.

- Verificar a aplicabilidade dos resultados obtidos com os métodos simplificados presentes nos códigos normativos brasileiros e europeus.
- Desenvolver o ramo do conhecimento à que essa tese está inserida para melhor avaliar o desempenho estrutural de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto submetidos a ação gradientes térmicos.

### 1.3. Justificativa

Apesar de o estudo da segurança das estruturas contra o incêndio ser um tema de crescente interesse nos meios técnico e científico, há diversas soluções construtivas que ainda não foram devidamente abordadas com este enfoque. Parte desta lacuna no conhecimento diz respeito à complexidade e ao elevado custo de se desenvolver análises experimentais em situação de incêndio que representem fielmente a estrutura ou elemento estrutural de interesse. Desta forma, os métodos simplificados presentes nas normas, e que serão utilizados pelo meio técnico, podem não ser tão representativos para os casos que ainda não foram estudados na sua total complexidade.

No contexto descrito anteriormente, são destacados os pilares de aço e mistos de aço e concreto parcialmente revestidos, os quais representam solução construtiva amplamente difundida no meio técnico, principalmente na construção de edifícios de vários pavimentos, por apresentar uma elevada rigidez e ductibilidade, mas que ainda sofre com a carência de estudos que abordem o seu comportamento em situações realistas de incêndio. O estudo dos elementos mistos em situação de incêndio também é motivado pela proteção contra o fogo que o concreto irá garantir ao perfil metálico, que em alguns casos pode dispensar o uso de revestimentos contra o fogo.

Apesar de norma brasileira ABNT NBR 14323:2013 e o EN 1994-1-2 (2005) apresentar métodos simplificados para a determinação da capacidade resistente de pilares mistos parcialmente revestidos em situação de incêndio, tais métodos dizem respeito apenas a pilares aquecidos em todas as faces da seção transversal, ou seja, desenvolvendo campos térmicos uniformes na sua seção. Porém, sabe-se que os pilares estão comumente associados às paredes nas construções correntes, definindo os limites externos do edifício ou mesmo a sua compartimentação. Durante um incêndio em um dos compartimentos, este pilar associado à

parede estará submetido à ação térmica em apenas uma das suas faces, surgindo então um gradiente térmico ao longo da seção transversal.

Apesar de o aquecimento em apenas uma das faces resultar numa situação benéfica no sentido de reduzir a quantidade de calor que entra no pilar, o gradiente térmico irá induzir curvaturas no pilar resultando em deslocamentos laterais excessivos ou, se as extremidades estiverem restringidas à rotação, a adição de tensões e momentos que poderão ser críticos à capacidade resistente do pilar. Além disso, o efeito térmico severo na seção irá gerar um gradiente de rigidez, mudando a posição do centro de gravidade efetivo da seção e adicionando um novo momento no pilar, uma vez que o ponto de aplicação da carga já não coincide com o centro de gravidade efetivo.

Diversos estudos têm abordado o comportamento dos pilares submetidos à gradientes térmicos descrito anteriormente, com análises experimentais e numéricas contemplando, na sua grande maioria, o pilar metálico isolado submetido à gradientes térmicos obtidos por meio da proteção parcial do pilar com revestimento contra fogo. Porém, poucos trabalhos, especialmente os de caráter experimental, têm abordado o pilar carregado, com as paredes e em situação de incêndio, sendo este o principal foco do trabalho que aqui é apresentado.

#### **1.4. Metodologia**

Visando o entendimento do comportamento estrutural dos pilares de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio, o presente trabalho contempla um conjunto de estudos teórico, experimental e numérico acerca do tema.

O trabalho foi iniciado por meio da revisão bibliográfica na qual foram verificados os estudos presentes na literatura que estavam correlacionados e úteis ao desenvolvimento do projeto. Buscou-se definir a seção transversal ideal para os ensaios e os parâmetros que mais influenciariam no comportamento estrutural dos elementos ensaiados. Além disso, esta etapa visava a verificação do atual panorama de conhecimento acerca do estudo de pilares de aço e mistos de aço e concreto submetidos aos incêndios uniformes e não uniformes, a fim de comparar o comportamento em ambos os casos. A partir da revisão bibliográfica desenvolvida, as características geométricas dos pilares como a seção transversal e o comprimento foram definidas. No caso dos pilares mistos de aço e concreto, também foram definidos parâmetros referentes às armaduras, como a quantidade de barras, espaçamento, diâmetros e cobrimentos.

Com os parâmetros de análise definidos, prosseguiu-se para a confecção dos elementos que foram utilizados na análise experimental, neste caso os pilares de aço e mistos de aço e concreto e, por fim, as paredes, que foram confeccionadas em quadros metálicos para que pudessem ser transportadas até o sistema de ensaio. Não foram necessárias alterações significativas ao sistema de ensaio que, por sua vez, é bastante semelhante do utilizado em Correia (2011) e composto basicamente de um pórtico de reação, atuadores hidráulicos, células de carga e um pórtico de restrição responsável por submeter o pilar aos efeitos da restrição axial e rotacional.

Durante a análise experimental, foram realizados ensaios em pilares com e sem paredes, considerando elementos mistos e apenas metálicos, a fim de gerar dados para a comparação do comportamento termoestrutural para cada um destes parâmetros. O procedimento de análise experimental buscou a representação da real situação na qual o elemento estará submetido. Neste caso, o pilar era previamente solicitado axialmente com um carregamento de serviço, podendo se deslocar livremente na direção axial. Em seguida, o sistema de restrição era fixado com o carregamento aplicado para que, ao final desta etapa, o forno fosse acionado dando início ao efeito térmico. Esta situação representa o caso de um pilar carregado inserido em um edifício e submetido a um incêndio.

Completada a análise experimental, partiu-se para a análise numérica utilizando o pacote computacional ABAQUS, sendo esta uma etapa importante no estudo destes elementos estruturais em temperatura elevada, pois permite a visualização de parâmetros e grandezas que não podem ser aferidas experimentalmente, como tensões e deformações em pontos específicos do pilar. Os ensaios foram modelados numericamente com diferentes abordagens, tomando como base as análises desenvolvidas em Young & Ellobody (2010) e Correia (2011), buscando a estratégia que melhor representaria o comportamento dos elementos em situação de incêndio. O estudo numérico foi realizado tanto em relação ao comportamento térmico, buscando verificar a compatibilidade das temperaturas obtidas numericamente com as registradas nos ensaios, quanto em relação ao comportamento termoestrutural, focando desta vez no desenvolvimento das forças axiais e deslocamentos no pilar. Ao final da análise numérica é apresentado um estudo acerca da influência da rigidez axial e rotacional em pilares submetidos à gradientes térmicos ao longo da seção.

Por fim, partiu-se para a análise teórica, onde foram desenvolvidas as curvas de interação de Força Normal e Momento Fletor para diversos níveis de temperatura e considerando o

gradiente térmico ao longo da seção. Nesta etapa também foram verificados se os resultados obtidos nos ensaios eram compatíveis com os Diagramas de interação M-N propostos.

### 1.5. Estrutura da Tese

Esta tese está dividida em seis capítulos que são brevemente comentados a seguir:

No **Capítulo 1** é realizada a apresentação do trabalho desenvolvido, com uma breve abordagem do tema a ser estudado, explicitando os principais objetivos e justificativas da pesquisa, assim como a metodologia utilizada para o desenvolvimento da tese.

No **Capítulo 2**, é apresentado o estado da arte em relação aos pilares de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio. São descritas as principais pesquisas que abordaram o tema, divididas entre as que contemplavam o pilar aquecido em todas as faces e as que estavam sujeitas à um gradiente térmico ao longo da seção. Também é apresentado o método simplificado presente na normatização vigente para a determinação da capacidade resistente de pilares de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio.

O **Capítulo 3** diz respeito à análise experimental, iniciando pela descrição do sistema de ensaio e dos pilares que seriam ensaiados. Além das características geométricas dos elementos, também são apresentados os arranjos de armaduras para os pilares mistos e materiais utilizados, assim como os esquemas de instrumentação que, por sua vez, consideravam termopares, transdutores de deslocamento e células de carga. No total, foram realizados 12 ensaios considerando pilares de aço e mistos, com e sem paredes, e dois perfis metálicos diferentes. Por fim, são apresentados os resultados obtidos durante o programa experimental a partir de grandezas como a evolução da temperatura, das forças axiais e dos deslocamentos axiais e laterais. O comportamento estrutural em situação de incêndio dos pilares ensaiados é discutido ao longo do capítulo em conjunto com os resultados.

No **Capítulo 4** são apresentadas três diferentes abordagens para a modelagem numérica termoestrutural dos casos ensaiados utilizando o pacote computacional ABAQUS. Primeiramente é feita a apresentação do modelo numérico inicial, construído totalmente com elementos sólidos tridimensionais, que além de representar o sistema de ensaio completo, possuía molas no sistema de restrição a fim de calibrar a sua rigidez, que não havia sido determinada experimentalmente. Considerações sobre os parâmetros utilizados para a análise

térmica são comentados, assim como os resultados obtidos para esta parte da análise. Após a apresentação dos resultados utilizando o modelo inicial, uma nova abordagem de modelagem é apresentada, onde não eram consideradas as molas no sistema de restrição, sendo assim obtido resultados mais compatíveis com os experimentais para alguns dos modelos analisados. Ao final do capítulo, é desenvolvido um modelo utilizando elementos *Shell*, a fim de verificar a influência da rigidez axial e rotacional nas extremidades do pilar.

No **Capítulo 5** é realizada uma análise teórica do comportamento dos pilares submetidos a gradientes térmicos por meio do desenvolvimento dos diagramas de interação do momento com a força normal. Os diagramas foram obtidos por meio da teoria plástica clássica para o caso dos pilares de aço e mistos de aço e concreto, sendo atribuídos diferentes fatores de redução das propriedades dos materiais para cada parte da seção, a fim de representar o gradiente térmico. Por fim, são comparados os resultados experimentais e teóricos, verificando se há uma boa representatividade dos diagramas com o comportamento obtido.

Por fim, no **Capítulo 6** é apresentada uma visão geral sobre o trabalho desenvolvido e as principais conclusões obtidas por meio das análises experimental, numérica e teórica. Tendo em vista a complexidade do assunto estudado, são sugeridos novos tópicos para a continuidade da linha de pesquisa, visando o melhor entendimento do comportamento em situação de incêndio de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto submetidos a gradientes térmicos.

## 2. ESTADO DA ARTE

### 2.1. Comentários Gerais

Os sistemas estruturais mistos de aço e concreto são aqueles no qual o elemento metálico irá trabalhar estruturalmente em conjunto com um elemento de concreto (geralmente armado), dando origem a elementos estruturais como pilares, vigas, lajes ou ligações mistas. Sabe-se que nos primeiros aparições de elementos metálicos associados com o concreto, o comportamento misto não era considerado, sendo o concreto utilizado apenas como meio de proteção à corrosão e ao fogo.

Com o crescente uso dos sistemas mistos de aço e concreto, as vantagens estruturais dessa associação começaram a ser notadas, pois resultava na melhor utilização de ambos os materiais, em quesitos construtivos e estéticos, minimizando os inconvenientes intrínsecos de cada material (Paes, 2003).

Segundo Malite (1993), os primeiros estudos sobre vigas mistas ocorreram por volta de 1914, na Inglaterra, onde foram realizados diversos ensaios em sistemas de pisos mistos de aço e concreto. Em 1930 já era conhecido o método de dimensionamento de estruturas mistas, sendo que nas décadas de 1920 e 1930 vários edifícios foram construídos nesse sistema, entre eles, os mundialmente conhecidos *EMPIRE STATE BUILDING* e *CHRYSLER BUILDING*, ambos localizados na cidade de Nova Iorque. As normas da *American Association of State Highway* (AASHO), em 1944, e a da *American Institute of Steel Construction*, em 1952, foram as primeiras a apresentar métodos de dimensionamento para elementos mistos de aço e concreto (De Nardin, 1999).

Já no que diz respeito aos pilares mistos de aço e concreto totalmente e parcialmente revestidos, o seu uso na construção de edifícios altos ganhou popularidade em razão de sua considerável capacidade resistente, do uso mais eficiente dos materiais, de suas elevadas

rigidez e ductibilidade, de sua tenacidade em relação aos carregamentos sísmicos, da economia significativa no referente ao tempo de construção e, por fim, a boa resistência ao fogo (Young & Ellobody, 2011).

As vantagens mencionadas são resultado da associação entre os dois materiais, pois segundo Pereira (2014), devido à rigidez e à resistência do concreto, o comportamento à compressão dos perfis frente aos problemas de instabilidades locais e globais é melhorado, enquanto que na região na qual o concreto se encontra comprimido, há um aumento na ductibilidade do material, quando comparado a elementos estruturais isolados (pilar formado por pilares de aço isolado ou concreto armado).

No capítulo em questão serão apresentadas pesquisas relevantes ao estudo de pilares de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio, visando principalmente àqueles formados por perfis metálicos laminados.

Além do comportamento de pilares inseridos em paredes, que irão apresentar uma situação de aquecimento não uniforme em sua seção transversal, os elementos expostos ao fogo em todas as faces da sua seção transversal também serão abordados nesta seção, a fim de explicitar as principais diferenças e semelhanças no comportamento dos pilares quando expostos a diferentes tipos de campos térmicos.

Por fim, também será dedicada uma seção às pesquisas em vigas de aço e mistas de aço e concreto com restrições nas extremidades em situação de incêndio, pois o seu comportamento possui semelhanças com o que é esperado para os pilares com restrições nas extremidades aquecidos de forma não uniforme.

## **2.2. Pilares de Aço e Mistos de Aço e Concreto em Situação de Incêndio**

Sabe-se que os elementos de aço sem qualquer tipo de proteção, quando expostos ao fogo, têm suas propriedades mecânicas deterioradas rapidamente devido ao rápido aumento da temperatura da seção transversal, uma vez que estes elementos apresentam, frequentemente, elevada esbeltez, bem como o material possui elevada condutividade térmica. Esses fatores culminam em uma rápida deterioração das suas propriedades mecânicas e, conseqüentemente, da sua capacidade portante no evento de um incêndio.



Também é importante ressaltar que, apesar do constante interesse no estudo de elementos estruturais em situação de incêndio, o desenvolvimento da área sempre foi impulsionado pela ocorrência de grandes desastres, que levaram a prejuízos financeiros e humanos. Em Aasen (1985), são apresentadas algumas das mais antigas pesquisas de caráter numérico e experimental acerca dos pilares de aço expostos a altas temperaturas, sendo que já no ano de 1885 foram ensaiados pilares feitos por diferentes tipos de aço na posição horizontal.

Ainda em Aasen (1985) são apresentados vários outros estudos realizados nas décadas de 1970 e 1980, em que se buscou caracterizar o comportamento estrutural dos pilares metálicos em suas diversas formas e condições de contorno que poderiam ser encontradas em um edifício. Dentre os trabalhos apresentados na última referência, destacam-se Aribert *et al.* (1980) e Aasen (1985). Dentre os casos analisados pelos estudos enumerados nas últimas referências, podem ser citados os estudos de pilares com revestimento do tipo caixa, de pilares com ligações rotuladas, com restrições axiais e rotacionais, entre outros casos.

A partir destes estudos já foi possível determinar comportamentos característicos destes elementos, como por exemplo, no caso de pilares rotulados, a temperatura crítica encontrada no aço era próxima aos 500°C. Já no caso dos pilares com restrições axiais, foi observado que há um crescimento nas forças axiais durante o início do aquecimento, seguido então pelo seu decréscimo, sendo este um comportamento característico dos pilares com este tipo de vinculação nas extremidades. Também foi observado que os pilares apenas com restrição rotacional podiam apresentar temperaturas críticas bastante distintas, variando de 250 a 600 °C, de forma que a restrição rotacional de forma isolada pode ser benéfica ou não para a capacidade resistente do pilar, a depender da sua esbeltez.

Destaca-se o trabalho apresentado em Hoffend, entre os anos de 1977 e 1983, onde foi realizado um programa experimental bastante abrangente, avaliando parâmetros como a esbeltez do pilar, nível de carga aplicado, excentricidade do carregamento, bases fixas e rotuladas, presença de gradiente térmico ao longo do pilar, taxa de aquecimento e nível de restrição axial. Dentre as principais conclusões desse trabalho podem-se enumerar os seguintes pontos: a maior temperatura crítica foi obtida para os pilares mais esbeltos; o nível de carga tem maior influência nos pilares esbeltos, assim como a excentricidade do carregamento; o gradiente térmico ao longo do comprimento tem pouca influência nos pilares rotulados.

Em Ali *et al.* (1988, 2001) são apresentadas análises experimentais desenvolvidas em pilares apenas com restrição axial e outra considerando também a restrição rotacional nas extremidades. Levando em conta somente a restrição axial, foi observado que a magnitude das forças que se desenvolviam ao longo do ensaio diminuía quanto maior era o fator de carga aplicado. Também se observou que o colapso era mais brusco nos pilares mais esbeltos. De forma geral, a restrição axial diminuiu a resistência ao fogo destes elementos, bem como a sua temperatura crítica. Tal conclusão também foi obtida em Rodrigues *et al.* (2000), em ensaios de barras comprimidas com seção transversal retangular, observando que a consideração da restrição axial reduzia em até 300°C a temperatura crítica destes elementos.

Ainda em Ali & Connor (2001) que considerava pilares com restrição rotacional, verificou-se que o aumento da rigidez rotacional tem pouco efeito na intensidade das forças axiais geradas durante o ensaio, no entanto esta situação resultou em aumento das temperaturas críticas quando considerado um mesmo nível de carga. Outra informação importante a respeito da rigidez rotacional diz respeito ao não aparecimento de colapso brusco quando esta condição era utilizada.

A consideração da rigidez axial e rotacional em pilares visa aproximar os modelos de ensaio às reais condições de uso em uma estrutura completa. Porém, com tal abordagem ainda não é possível analisar a distribuição dos esforços dos pilares expostos à ação térmica para outros elementos estruturais adjacentes que irá ocorrer durante um incêndio. Para isso, foi ensaiado em Wang & Davies (2003) uma estrutura que consistia em um pilar, com vigas conectadas na região superior, o qual foi ensaiado na posição horizontal.

Neste ensaio foi possível observar que a falha do pilar dependia principalmente do carregamento total aplicado, com pouca influência do tipo de conexão viga-pilar utilizado. Notou-se também que os momentos fletores nas vigas passam por mudanças significativas durante o incêndio.

Já em Correia & Rodrigues (2012) é apresentado um conjunto de análises experimentais acerca de pilares metálicos com restrições nas extremidades, onde foram ensaiados pilares com dois valores de esbeltez diferentes, considerando fatores de carga iguais a 30 e 70% do valor de cálculo à temperatura ambiente, bem como três níveis diferentes de rigidez da estrutura circundante. Também foram analisados pilares com cargas excêntricas em relação ao eixo fraco ou em relação a ambos os eixos da seção transversal.

Os ensaios foram realizados na Universidade de Coimbra utilizando o forno elétrico vertical que também foi utilizado para os ensaios da presente tese. Os diferentes níveis de rigidez para o pilar foram obtidos por meio de uma estrutura tridimensional, apresentada na Figura 2.1a, na qual os pilares tinham suas posições alteradas com vistas a proporcionar maior ou menor rigidez ao elemento que seria ensaiado. Mais detalhes sobre o sistema de ensaio utilizado neste trabalho serão apresentados no Capítulo 3, onde se descreve o programa experimental desenvolvido, uma vez que grande parte do sistema utilizado provém do apresentado em Correia & Rodrigues (2012).

Os pilares ensaiados nesse trabalho consistiam de elementos de 3,0 metros de altura, considerando chapas de topo nas extremidades do elemento, e eram formados por perfis do tipo HEA 160 e HEA 200. No total, foram realizados 14 ensaios.

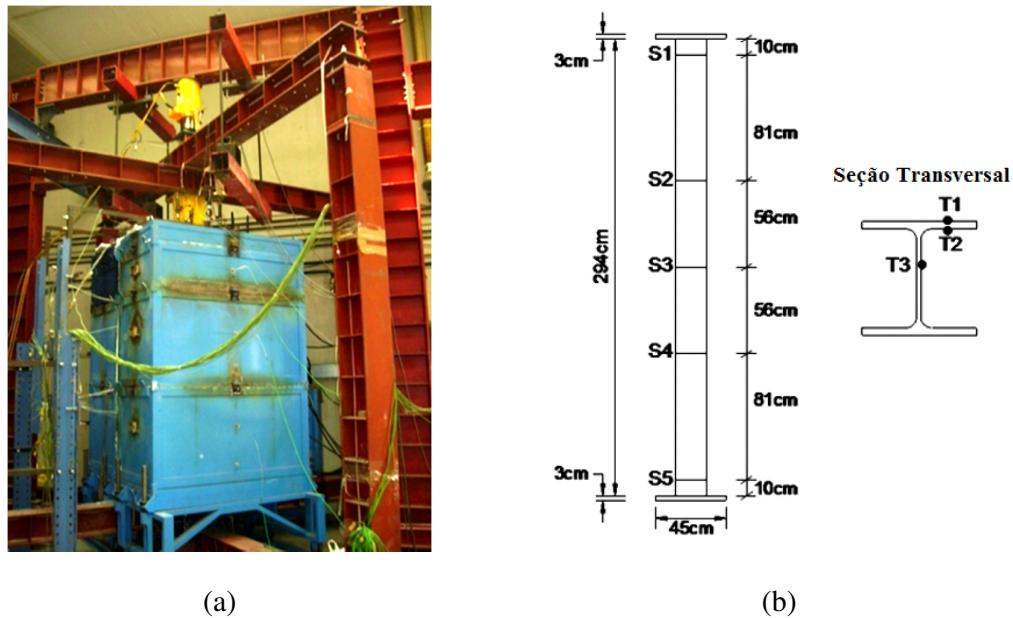


Figura 2.1 - (a) Forno Vertical Elétrico da Universidade de Coimbra e (b) Instrumentação dos termopares dos elementos ensaiados, Correia & Rodrigues (2012).

Dentre os resultados obtidos, foi observado que o deslocamento axial dos pilares foi maior nos casos que possuíam menores níveis de carga e rigidez da estrutura circundante. Outro ponto de interesse no estudo se refere à avaliação da força axial gerada durante o ensaio, conforme Figura 2.2, em que são apresentadas curvas de força axial relativa para os ensaios com fatores de carga iguais a 30% e 70% e dois níveis diferentes de restrição ao alongamento térmico.

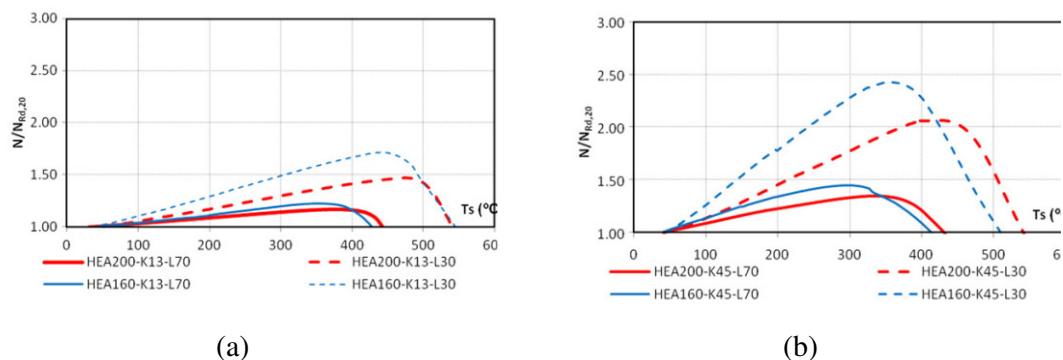


Figura 2.2 - Forças de restrição axial relativas em função da temperatura para a estrutura circundante com rigidez de (a) 13 e (b) 45 kN/mm, Correia & Rodrigues (2012).

Vale ressaltar que a resistência ao fogo do pilar foi caracterizada pelo momento no qual a força axial volta ao valor inicial, encontrado antes do aquecimento, simbolizando que a partir daquele momento o pilar já não consegue resistir à sua carga de projeto.

Como era de se esperar, as forças de restrição são fortemente influenciadas pela rigidez da estrutura circundante, sendo maiores para os casos com maior rigidez. As forças de restrição para um fator de carga igual a 70% eram sempre da ordem de 1,2, 1,4 e 1,6 vezes a carga inicial aplicada, para a estrutura circundante com rigidez iguais a 13, 45 e 128 kN/m, respectivamente.

Em relação à temperatura crítica, foi observado neste trabalho que a rigidez da estrutura não influencia neste parâmetro, diferentemente do fator de carga, no qual se constatou que a mudança no fator de carga de 30% para 70% da carga resistente à temperatura ambiente resultou em uma diminuição de 100°C na temperatura crítica.

Vale ressaltar que este sistema de ensaio também fornece ao pilar rigidez rotacional, que também aumenta em conjunto com a rigidez axial. Em relação aos dois tipos de restrição, foi observado que elas possuem efeitos opostos no pilar, uma vez que o aumento da rigidez axial irá reduzir sua temperatura crítica, enquanto que o aumento da rigidez rotacional irá causar efeito contrário. Por fim, neste trabalho também foi verificado o efeito das excentricidades na aplicação do carregamento, as quais resultaram em situações de temperaturas críticas maiores, sendo explicadas pelo menor carregamento axial que teria sido aplicado.

Em relação aos pilares mistos de aço e concreto, segundo Correia (2011), há poucos trabalhos experimentais na literatura referentes aos pilares mistos revestidos ou parcialmente revestidos, sendo a grande maioria referente a elementos tubulares preenchidos de concreto.

Sobre os estudos em pilares preenchidos, vale ressaltar o trabalho de Han *et al.* (2003, 2005 e 2007) que se concentrou no estudo de perfis com seções quadradas e retangulares. Na sua série de análises experimentais, parâmetros como a duração do incêndio, dimensões da seção transversal e excentricidade do carregamento foram avaliados. Foi verificado que pilares mistos se comportam de maneira mais dúctil, podendo reduzir a espessura da camada de proteção ao fogo de 25% a 70%, quando comparados aos pilares unicamente metálicos. O comportamento após o incêndio também foi estudado e um método de cálculo foi desenvolvido, sendo então verificado por outros ensaios apresentando boa concordância entre as fórmulas e os resultados obtidos.

Também de destaque no quesito de pilares preenchidos, se tem o trabalho apresentado em Wang & Davies (2003), onde foi observado, a partir de ensaios em pilares com vigas conectadas, que a posição em que se identifica instabilidade local no elemento tinha influência direta no comprimento efetivo do pilar.

Porém, de maior interesse na tese apresentada são as seções mistas parcialmente revestidas, compostas por perfis do tipo I ou H com revestimento total ou parcial do perfil metálico, conforme abordadas por Huang *et al.* (2007a e 2007b). Na última referência foram ensaiados pilares mistos parcialmente revestidos considerando a restrição axial nas extremidades e uma curva especial de aquecimento, na qual duas fases de temperatura ascendente foram consideradas. As conclusões obtidas estão de acordo com as já apresentadas anteriormente, em que a restrição axial resultou em diminuição da resistência ao fogo dos elementos, uma vez que aumentava a força axial no pilar. Todos os pilares sofreram colapso por instabilidade global e apresentaram taxa elevada de *spalling* no concreto, aspecto que colaborou na perda da capacidade resistente do pilar. Também foram verificados os métodos normativos apresentados no EN 1994-1-2 (2005), mostrando que os métodos simplificados lá apresentados fornecem valores conservativos.

Ainda em caráter experimental, em Rodrigues *et al.* (2015) é apresentado um conjunto de análises experimentais em pilares com seções mistas totalmente revestidas, conforme apresentado na Figura 2.3. Os ensaios foram realizados no mesmo sistema apresentado na Figura 2.1, e fatores como o nível de carga (30 e 70% da carga de colapso à temperatura ambiente), rigidez da estrutura circundante e dimensões da seção transversal foram analisados.

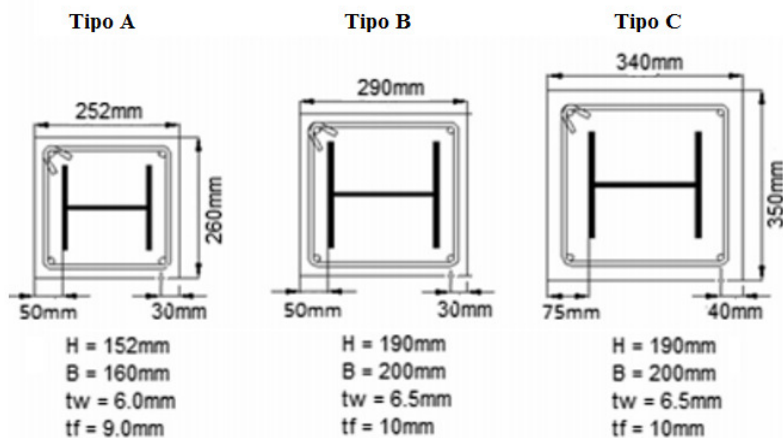


Figura 2.3 - Diferentes seções transversais ensaiadas em Rodrigues *et al.* (2015) (Adaptado).

No que diz respeito às forças axiais geradas durante os ensaios, pode-se verificar que a esbeltez dos pilares não exercia grande influência neste parâmetro, porém não é possível fazer conclusões mais assertivas sobre esse quesito pelo fato de a esbeltez dos pilares considerados nessa pesquisa possuírem valores muito próximos entre si. O mesmo não pode ser dito da rigidez da estrutura circundante e do nível de carga aplicado no início do ensaio. Maiores forças de restrição relativas (razão entre o valor absoluto da força axial e o valor aplicado no início do ensaio) foram encontradas nos casos em que a estrutura circundante era mais rígida e também quando eram utilizados fatores de carga menores. O comportamento descrito anteriormente pode ser visualizado na Figura 2.4, na qual é apresentada a evolução da força de restrição relativa para os pilares com seções do tipo A e C, com diferentes níveis de rigidez da estrutura circundante e fatores de carga.

Vale ressaltar que a curva de incêndio utilizada não era exatamente a apresentada na ISO 834:1999, sendo assim, o conceito de tempo de resistência ao fogo foi alterado para tempos críticos, definidos como o instante no qual as forças axiais, após o acréscimo na fase inicial do aquecimento, retornavam para o valor aplicado no início do ensaio, como já comentado anteriormente.

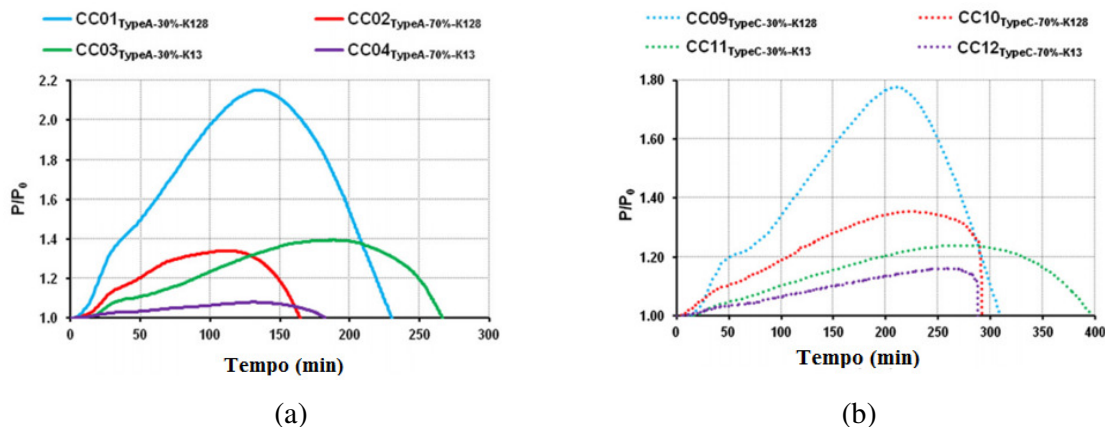


Figura 2.4 - Evolução das forças axiais relativas para as seções do tipo A e C, Rodrigues *et al.* (2015). (Adaptado)

Foi observado que os tempos críticos obtidos neste estudo resultaram maiores que 180 minutos, mostrando um bom desempenho dos pilares mistos revestidos quando expostos ao fogo. Verificou-se também que a rigidez da estrutura não influenciou no tempo crítico, uma vez que, no sistema de ensaio, ao aumentar a rigidez axial também é aumentada a rigidez rotacional, que possuem efeitos contrários entre si na resistência ao fogo dos pilares lá inseridos, resultando então em um balanceamento das suas ações.

Como era de se esperar, o recobrimento de concreto e a distância das barras de armadura da face exposta ao fogo tem grande influência no tempo crítico dos pilares, de forma a dificultar o aumento de temperatura e, conseqüentemente, aumentar o tempo em que ocorre deterioração das propriedades mecânicas do perfil e nas barras de aço.

Em Correia & Rodrigues (2011b), são apresentados resultados de ensaios em pilares com seções mistas parcialmente revestidas, considerando as restrições axiais e rotacionais, de forma que os resultados obtidos foram semelhantes ao caso dos pilares totalmente revestidos.

Demais trabalhos de caráter numérico são encontrados na literatura e abrangem pilares mistos preenchidos e revestidos. Em Huang *et al.* (2007a, 2007b e 2008) é apresentado um estudo numérico de pilares parcialmente revestidos no qual foram avaliados os efeitos da dimensão da seção transversal e o fator de carga aplicado no início do ensaio. Os resultados foram comparados a métodos normativos apresentados no EN 1994-1-2 (2005), obtendo boa concordância com os resultados. No entanto, o autor ressalta que os casos analisados numericamente têm as condições de contorno bastante simplificadas e dizem respeito somente

aos pilares rotulados, com o carregamento centrado e aquecimento em todas as faces da seção transversal.

Em Young & Ellobody (2011) e Ellobody (2013) é apresentado um modelo numérico tridimensional para a análise de pilares mistos revestidos em situação de incêndio utilizando o pacote computacional ABAQUS. Os modelos desenvolvidos consideravam diferentes dimensões da seção transversal, agregados graúdos para o concreto, níveis de carga e rigidez aos deslocamentos axiais. Na Figura 2.5 é apresentado o elemento modelado tridimensionalmente.

Neste trabalho vale ressaltar a abordagem utilizada para a modelagem do concreto dos pilares, que foi dividido em zonas, ou regiões, nas quais o concreto se encontrava com diferentes níveis de confinamento, como pode ser visto na Figura 2.5a. Os parâmetros para a correta representação de cada uma dessas regiões foram retirados da literatura, conforme recomendado por outros autores. Já a interação entre o aço dos perfis metálicos e o concreto de revestimento foi modelada por meio de elementos de contato em conjunto com o modelo de atrito de Mohr-Coulomb, considerando um coeficiente de atrito de 0,25.

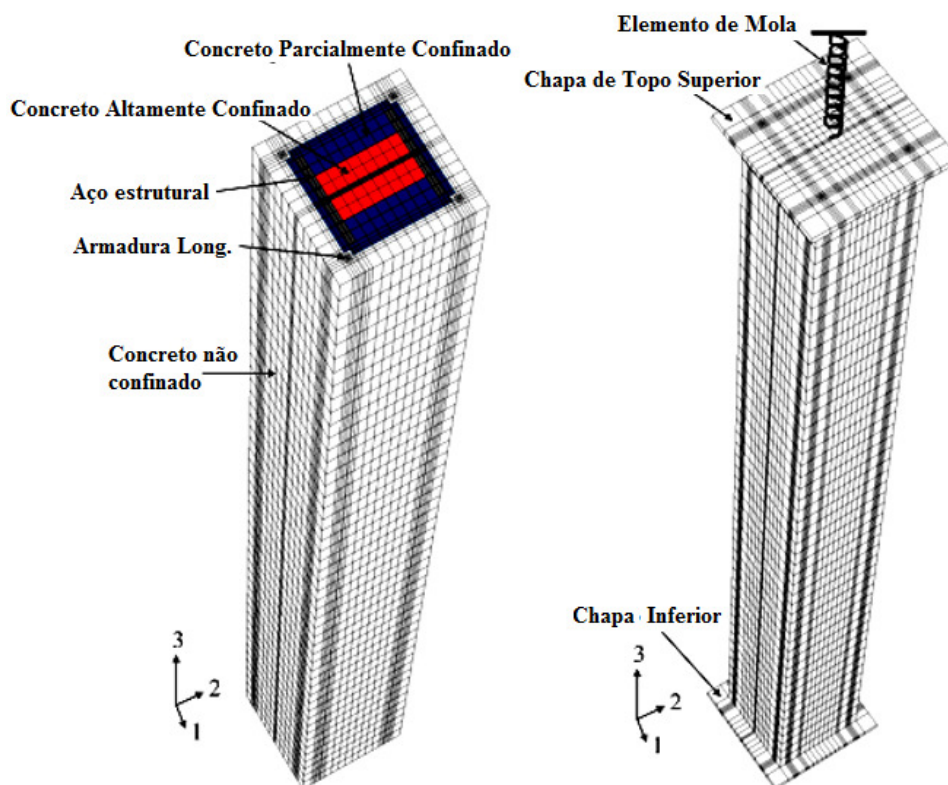


Figura 2.5 - Modelo numérico desenvolvido em Young & Ellobody (2011). (Adaptado)



Em relação às condições de contorno, os elementos foram considerados rotulados e a restrição ao deslocamento térmico foi modelada por meio de um elemento de mola conectado à face superior da chapa de topo do pilar. A rigidez axial considerada variava de 20% a 100% da rigidez dos pilares à temperatura ambiente. Este trabalho contou, no total, com 48 análises numéricas considerando os parâmetros descritos anteriormente. Pela análise dos resultados, pode-se notar que os pilares com restrições axiais se comportam de maneira bastante diferente quando comparado aos sem restrições, uma vez que não apresentam um ponto de colapso brusco, como se pode notar na Figura 2.6.

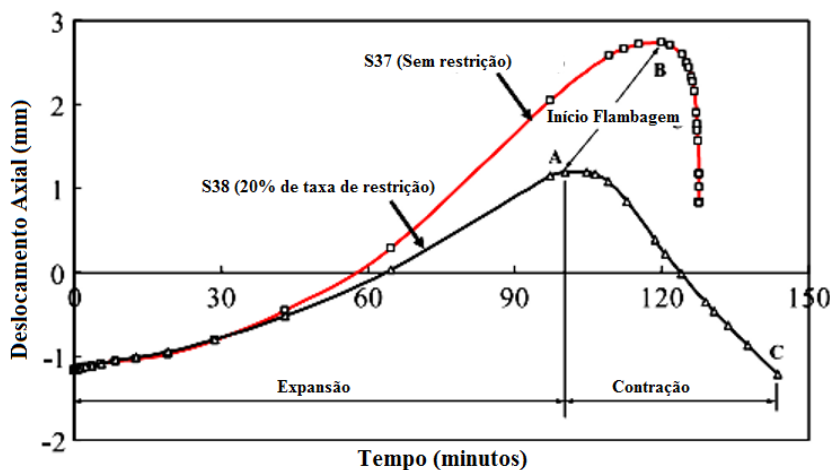


Figura 2.6 - Deslocamentos axiais para os pilares com e sem restrição axial, Young & Ellobody (2010). (Adaptado)

As previsões do EN 1994-1-2 (2005) foram comparadas com os resultados obtidos numericamente mostrando que os métodos simplificados lá existentes levam a resultados, em sua grande maioria, a favor da segurança, excetuando alguns casos de pilares com maior nível de carga e fator de esbeltez.

### 2.3. Pilares sob a ação de campos térmicos não uniformes

Apesar de a grande parte dos trabalhos numéricos e experimentais em pilares em situação de incêndio considerarem aquecimento em todas as faces do pilar, sabe-se que em um edifício real essa situação dificilmente ocorre, pois é usual que o pilar esteja associado a uma parede que delimita um compartimento que poderá estar em chamas. Esta situação fará com que o pilar seja aquecido em apenas uma ou algumas de suas faces, gerando um gradiente térmico ao longo da seção transversal.

Dessa forma, segundo Correia (2011), as temperaturas de colapso de pilares que possuem distribuição de temperatura não uniforme podem ser maiores ou menores do que aqueles submetidos ao incêndio em todas as faces, obviamente a depender de parâmetros como a diferença de temperatura entre a face exposta e não exposta ao fogo, seção transversal, condições de contorno, altura do pilar, entre outros aspectos. Nesses casos, é observado o fenômeno chamado encurvamento térmico, caracterizado pelo aparecimento de tensões e forças devido ao gradiente térmico ao longo da seção transversal, resultando em um pilar com forma semelhante a um arco.

Ao decorrer desta seção serão apresentados alguns dos principais trabalhos que abordaram o estudo de pilares inseridos em paredes ou apenas que consideram o efeito do gradiente térmico ao longo da seção transversal em elementos estruturais.

Um dos primeiros trabalhos que abordaram o estudo de pilares inseridos em paredes foi o de Wainman *et al.* (1988) no qual são apresentados os resultados de seis ensaios de pilares metálicos. Os perfis foram todos posicionados com a alma perpendicular a superfície da parede, mostrando que os pilares nessa situação apresentaram grandes deflexões horizontais no meio do vão. Já os deslocamentos verticais no topo são praticamente negligenciáveis.

Já nos trabalhos apresentados em Cooke & Morgan (1988) e Cooke (1988), é apresentado um conjunto de análises experimentais e teóricas acerca do encurvamento térmico em pilares e como este fenômeno afetaria o dimensionamento de edifícios. Foi verificado que em pilares rotulados formados por perfis metálicos do tipo I, o encurvamento ocorre primeiramente no sentido da fonte de calor, para em seguida voltar a posição vertical inicial e então apresentar o colapso por encurvamento no sentido contrário. As influências de diferentes parâmetros como as relações entre o comprimento/espessura das paredes, nível de carga, tipo de concreto e o uso da curva de incêndio para hidrocarbonetos foram avaliados.

Tendo em vista que o trabalho visava encontrar soluções para atenuar os efeitos do encurvamento térmico no dimensionamento de edifícios, as seguintes recomendações foram fornecidas: deve-se escolher um material com um baixo coeficiente de expansão térmica; Reduzir a diferença de temperatura e aumentar a distância entre as faces expostas e não expostas ao fogo; Transformar o elemento de uma situação em balanço para simplesmente apoiada, pois os deslocamentos no meio do vão resultam da ordem de um quarto dos deslocamentos encontrados na situação com a extremidade livre.

Outro trabalho de interesse se refere àquele apresentado em Rotter & Usmani (2000), onde foram descritos princípios fundamentais do comportamento estrutural de elementos estruturais expostos a efeitos térmicos uniformes e diferenciais. Durante a discussão o autor aponta que forças induzidas termicamente e deslocamentos governam o comportamento estrutural em situação de incêndio de estruturas apertadas, como as ensaiadas em Cardington, e não apenas a degradação dos materiais. Ou seja, o fator mais importante que irá determinar a resposta da estrutura é como a mesma irá se comportar perante as deformações térmicas durante o aquecimento. Se uma estrutura não possuir restrição axial suficiente, as deformações térmicas irão resultar em deslocamento. Os gradientes térmicos, por sua vez, irão induzir curvaturas e, se as extremidades estiverem livres para as rotações, grandes deflexões irão ocorrer. Se as extremidades foram restringidas à rotação, momentos serão gerados ao longo de todo o comprimento sem que haja deflexão.

Vale ressaltar que tanto vigas quanto pilares que estejam expostos aos gradientes térmicos e restrições nas extremidades terão comportamento semelhante por apresentar uma combinação de forças axiais e momentos. Este agrupamento é tema de estudo de diversos trabalhos como o apresentado em Garlock & Quiel (2007), Dwaikat & Kodur (2010), Dwaikat *et al.* (2011) e outros, sendo que tais elementos são chamados de vigas-pilar.

Em Dwaikat *et al.* (2011) são apresentados estudos experimentais e numéricos sobre o comportamento de vigas-pilares submetidos à gradientes térmicos. O programa experimental consistiu de pilares metálicos com diferentes padrões de isolamento contra o fogo visando induzir diferentes gradientes térmicos na seção transversal, como pode ser visto na Figura 2.7. O isolamento simulava um cenário de aquecimento em três faces, comumente obtido em pilares no perímetro do edifício que se encontram inseridos em paredes.

Além dos diferentes tipos de isolamento e, conseqüentemente, do gradiente térmico obtido, foram avaliadas diversas combinações de níveis de carga e cenários de incêndio. Foi observado, em todos os ensaios, que o colapso ocorreu pela plastificação total da seção devido a uma combinação de esforço normal e momento, que ocorria sempre na seção com maior temperatura e menor momento.

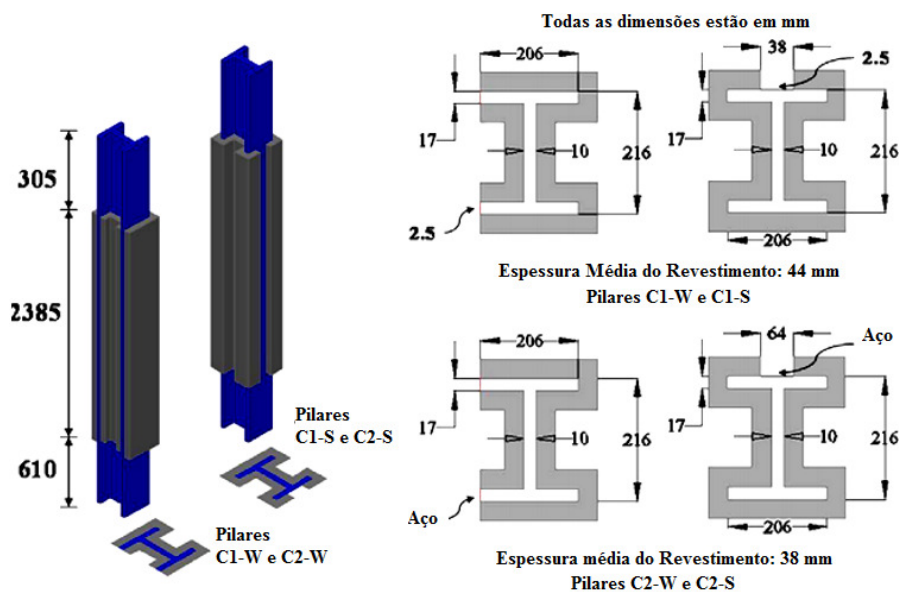


Figura 2.7 – Isolamento térmico adotado para induzir diferentes gradientes térmicos, Dwaikat *et al.* (2011). (Adaptado)

Durante os ensaios, como as seções transversais dos pilares aqueciam de forma não uniforme e desenvolviam um gradiente térmico no seu interior, os pilares inicialmente apresentavam um momento fletor positivo devido à restrição rotacional das extremidades do elemento, de forma que a face quente da seção se tornava mais extensa e, conseqüentemente, comprimida em resposta ao tipo de aquecimento. Ao mesmo tempo, o centroide efetivo de cada seção transversal passa a se mover em direção ao lado mais frio, gerando um gradiente de rigidez não uniforme (distribuição não uniforme do módulo de elasticidade) ao longo da seção.

As forças axiais aplicadas no centro geométrico da seção, por meio de um atuador hidráulico, irão resultar em um momento fletor, uma vez que o ponto de aplicação já não coincide com o centro de rigidez da seção. Este momento fletor possui direção oposta e pode ser maior que aquele causado pela restrição do encurvamento térmico, resultando em inversão de sentido no momento resultante da seção. Vale ressaltar que nos experimentos realizados, os pilares com gradiente térmico na direção do eixo forte da seção apresentaram maiores momentos se comparados àqueles considerados no eixo fraco, devido ao maior momento de inércia na direção da flexão (e na direção do gradiente térmico).

De forma semelhante ao realizado no estudo apresentado na última referência, é apresentado em Agarwal *et al.* (2014), um conjunto de análises numéricas e experimentais em

pilares metálicos com diferentes padrões de aquecimento, como apresentados na Figura 2.8, sendo alguns deles semelhantes aos considerados em Dwaikat *et al.* (2011).

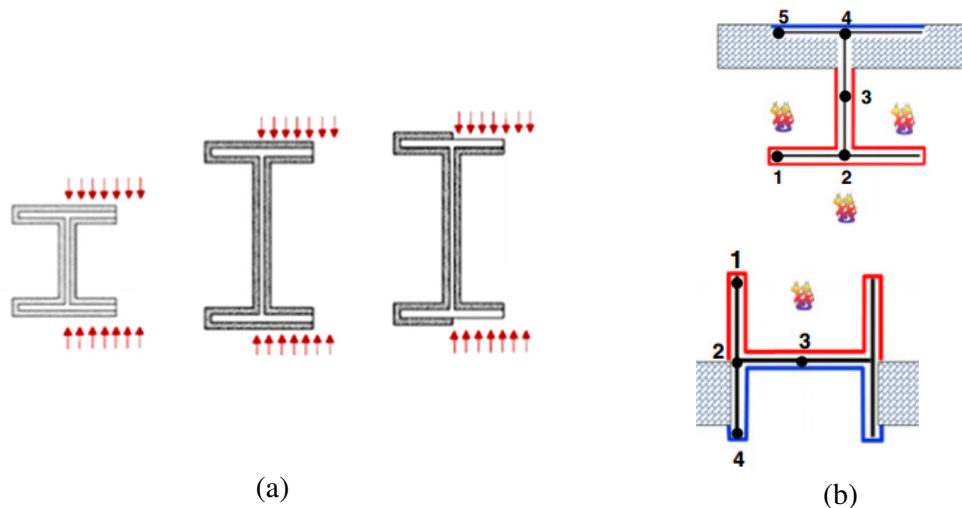


Figura 2.8 – Diferentes tipos de aquecimento considerados em (a) perfis isolados e (b) com paredes, Agarwal *et al.* (2014).

O comportamento estrutural obtido na análise paramétrica é bem semelhante ao já apresentado, sendo que, na maioria dos casos dos pilares aquecidos uniformemente, as temperaturas críticas foram atingidas antes que aquelas identificadas nos pilares aquecidos apenas parcialmente. Todos os pilares, com exceção dos mais esbeltos que foram carregados com mais de 50% da sua capacidade de carga a temperatura ambiente, apresentaram colapso mais rapidamente quando aquecidos em todas as faces.

Em relação aos modos de falha, os pilares com gradientes térmicos ao longo das mesas sempre apresentaram instabilidade em relação ao eixo fraco. Um pilar mais esbelto tende a fletir em direção ao lado mais quente, no entanto, pilares mais robustos submetidos a um pequeno carregamento tendem a fletir para o lado frio antes do colapso. Já os pilares com gradiente térmico ao longo da alma podem apresentar instabilidade em torno do eixo forte ou por flexo-torção em relação ao eixo fraco. Sendo assim, o autor conclui que o modo de flexo-torção é mais provável de acontecer em pilares esbeltos do que nos robustos.

Ainda em Agarwal *et al.* (2014), um método simplificado é proposto para levar em conta os efeitos do encurvamento térmico, assimetrias na seção transversal dos pilares e os efeitos de segunda ordem dos momentos, porém, os efeitos de instabilidade local não foram computados.

Já em Dwaikat & Kodur (2010) é apresentado um método para determinar a capacidade resistente de vigas-pilar submetidos a gradientes térmicos por meio de curvas de interação esforço Normal e Momento (Curvas N-M). Os métodos normativos recomendam o uso de uma temperatura média para determinar as curvas N-M em temperaturas elevadas, sendo que essa abordagem é representativa apenas para os casos em que a temperatura no perfil metálico é uniforme, ou seja, quando é exposta ao fogo por todas as suas faces. No caso de exposição em 1, 2 ou 3 faces, o gradiente térmico que será gerado ao longo da seção transversal causa distorção nas curvas N-M, tornando as curvas dos códigos normativos inadequadas para a determinação da capacidade resistente destes elementos.

O método proposto em Dwaikat & Kodur (2010) consiste basicamente de duas etapas, sendo uma primeira para o cálculo das temperaturas na seção transversal e, em seguida, um ajuste das curvas N-M tomando como parâmetro uma temperatura média aproximada a partir do gradiente térmico obtido. Na Figura 2. 9 são apresentadas algumas curvas N-M obtidas para o aquecimento uniforme (linha cheia) e modificadas para diferentes tipos de gradientes térmicos (linha tracejada).

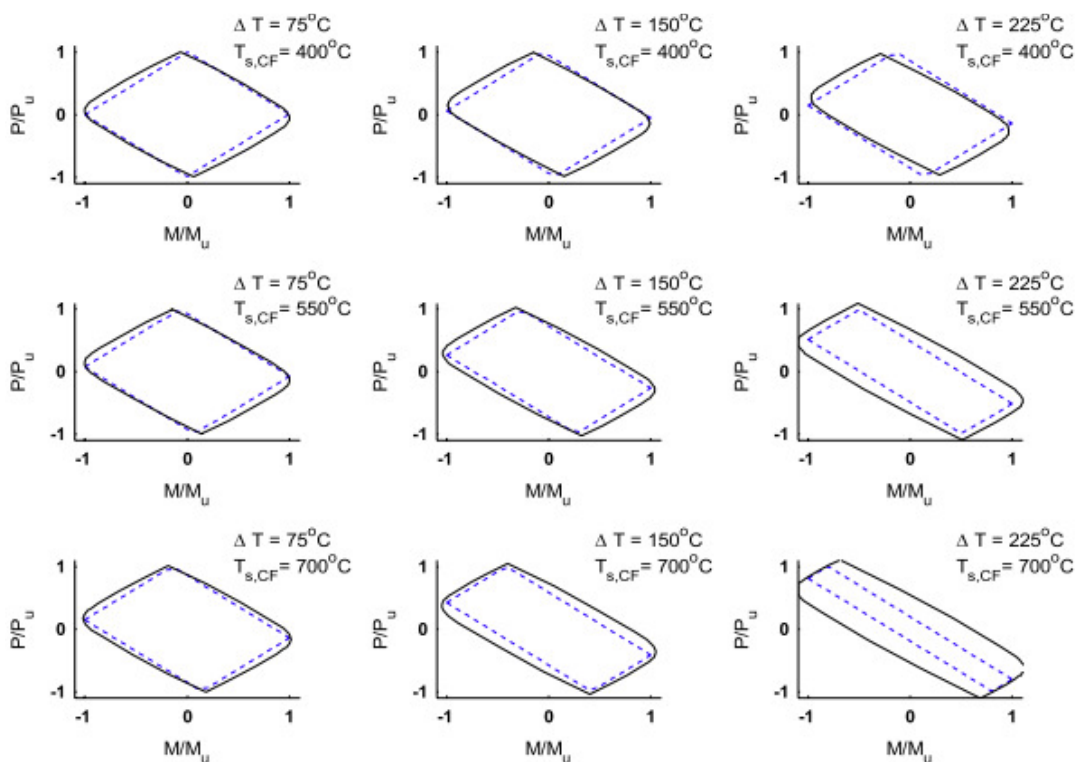


Figura 2. 9 – Alteração dos diagramas N-M para os casos com aquecimento não uniforme do pilar, Dwaikat & Kodur (2010).

Dentre as conclusões obtidas em Dwaikat & Kodur (2010), foi verificado que o tamanho da seção transversal e as espessuras relativas das chapas têm pouca influência no formato das novas curvas N-M calculadas considerando os gradientes térmicos. Porém, a distorção nos diagramas pode ser significativa quando o gradiente térmico se encontra no eixo forte do perfil.

Ainda no que diz respeito aos elementos metálicos do tipo viga-pilar com gradientes térmicos, vale ressaltar o estudo apresentado em Quiel *et al.* (2014), o qual avalia a adequação de diferentes metodologias para determinar a capacidade resistente e resposta deste tipo de elemento.

As comparações foram desenvolvidas a partir de três tipos de modelos com diferentes graus de complexidade. Primeiro foram utilizadas equações baseadas nas normatizações americana e europeia, porém sabe-se que nestas os gradientes térmicos não são devidamente computados, pois modificam os diagramas de Força Normal e Momento, como apresentado anteriormente no trabalho de Dwaikat & Kodur (2010).

Em Mao & Kodur (2011) são apresentados os resultados experimentais de 7 ensaios de pilares de aço revestidos por concreto expostos ao incêndio-padrão em 3 ou 4 faces da seção. Foram analisadas duas seções distintas (Figura 2. 10), considerando também a influência do nível de carga e excentricidade do carregamento.

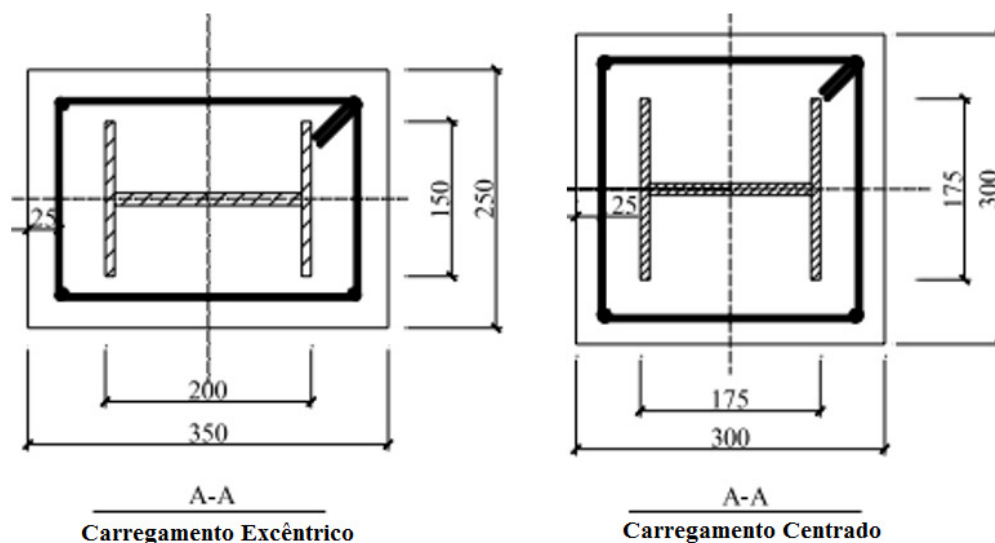


Figura 2. 10 - Seções transversais de pilares totalmente revestidos por concreto, Mao & Kodur (2011).  
 (Adaptado)

Como esperado, as temperaturas subiam mais rápido nos elementos expostos ao fogo em todas as faces, sendo que a fissuração e o *spalling* do concreto também possuíam grande importância no aumento de temperatura da seção e, conseqüentemente, no seu comportamento estrutural durante o incêndio. Foi observado também que os pilares submetidos a carregamentos excêntricos apresentaram um maior nível de *spalling* que os pilares carregados concentricamente.

Outras informações já obtidas para pilares de outros materiais se repetiram nesses ensaios como, por exemplo, o fato de que quanto maior o nível de carga e a excentricidade do carregamento, menor era o tempo de resistência ao fogo do elemento. Por fim, verificou-se que os métodos normativos atuais para determinar a resistência ao fogo de pilares mistos revestidos que, por sua vez, são baseados em situações de aquecimento em todas as faces podem ser contra a segurança em algumas situações e não levam em consideração fatores importantes como o nível de carga, número de faces em exposição ao fogo e *spalling*.

Em Correia *et al.* (2009a,b) são apresentados trabalhos que visavam a avaliação dos efeitos dos gradientes térmicos na seção transversal do pilar quando exposto à real situação que irá acontecer na prática, que é o caso de pilares inseridos em paredes. Diferentemente dos casos anteriores, onde o efeito do gradiente térmico era obtido por meio do revestimento do pilar nas zonas de interesse (que não estariam em contato com o fogo), criando assim uma zona adiabática, o uso das paredes irá considerar também as trocas de calor dos pilares para as paredes e para o meio sem chamas.

Neste trabalho foram ensaiados pilares formados pelos perfis HEA 160 e HEA 200, em diferentes orientações do perfil em relação às paredes e com diferentes espessuras de parede. As análises realizadas foram unicamente térmicas, visando avaliar a evolução das temperaturas e os deslocamentos gerados. Dentre os resultados obtidos pode-se observar que quando as mesas estão paralelas às paredes, as mesas não expostas possuem temperaturas mais altas quando a espessura da parede era maior, e o oposto era observado na mesa exposta.

Em Correia *et al.* (2010a), os resultados publicados em Correia *et al.* (2009a,b) foram utilizados para validar um modelo numérico desenvolvido no pacote computacional *SuperTempCalc* (STC), que foi em seguida expandido para outras análises a fim de verificar os métodos simplificados apresentados no EN 1993-1-2 (2005), com vistas a sugerir algumas



mudanças. Vale ressaltar que os métodos simplificados consideravam uma distribuição de temperatura uniforme na seção.

Já em Correia *et al.* (2010b) são apresentados os resultados dos trabalhos anteriores e uma descrição dos efeitos do encurvamento térmico verificado neste estudo, além da comparação com resultados obtidos para pilares aquecidos uniformemente. Também é apresentado um modelo em elementos finitos desenvolvido utilizando o pacote computacional Abaqus considerando os ensaios com os elementos isolados e também com as paredes. Como principal conclusão destes estudos, foi verificado que as paredes aumentaram a resistência ao fogo dos pilares, de modo que quanto maior a espessura da parede, maior é a resistência do pilar.

Dentre os trabalhos pesquisados, vale ressaltar a tese de doutoramento apresentada em Correia (2011), onde foram realizados estudos numéricos e experimentais em pilares de aço e mistos de aço e concreto parcialmente revestidos, com e sem paredes, ressaltando que apenas os metálicos foram ensaiados com paredes. Os ensaios foram realizados na Universidade de Coimbra e no *Bundesanstalt für Material-forschung und -prüfung* (BAM), em Berlim. Um grande volume de resultados é apresentado neste trabalho evidenciando os efeitos do encurvamento térmico, já descritos anteriormente, e a influência benéfica na resistência ao fogo dos pilares de aço e mistos de aço e concreto.

O modelo numérico desenvolvido e utilizado neste estudo era bastante complexo, onde foram modelados todos os elementos que compunham o ensaio, como o sistema de restrição, dispositivo de medição das forças axiais e até as ligações do sistema de restrição, como pode ser visto na Figura 2. 11. O modelo foi validado a partir dos resultados experimentais apresentados no estudo.

Nesse estudo foi possível obter conclusões a respeito do efeito da restrição axial e rotacional à dilatação térmica sob os pilares aquecidos, observando que estas restrições possuem efeito contrário na resistência ao fogo, como já comentado e verificado em pesquisas anteriores. Foi observado também que o fator de carga é um dos parâmetros com maior influência na resistência ao fogo do pilar. Dentre outros resultados apresentados no estudo são propostas novas formas de calcular o aumento de temperatura na seção transversal e Curvas N-M para os pilares aquecidos em apenas um dos lados.

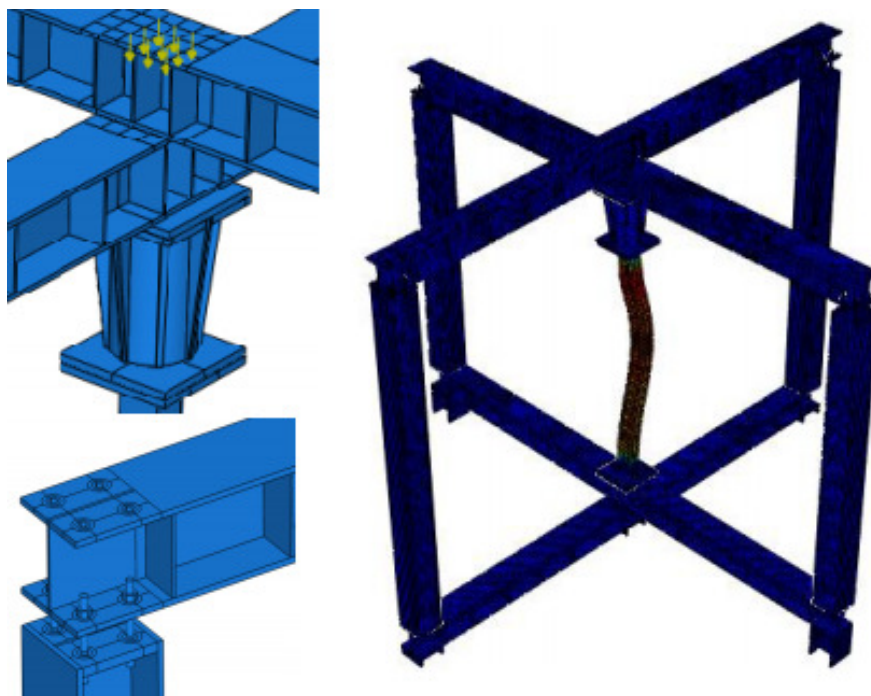


Figura 2. 11 – Detalhes do modelo numérico desenvolvido em Correia (2011).

Já em Correia & Rodrigues (2012) são apresentados dois métodos para determinar o comportamento mecânico dos pilares inseridos em paredes, sendo um deles (1) referente a considerar uma redução na área da seção transversal, mais especificamente na região que estará exposta ao fogo e irá apresentar temperaturas maiores; e (2) considerar os diagramas de tensão plástica da seção transversal, com as tensões de escoamento do material afetadas pelos coeficientes de redução apresentados no EN 1993-1-2 (2005), de acordo com uma temperatura previamente definida. Os métodos (1) e (2) são apresentados nas Figura 2. 12 e Figura 2. 13, respectivamente.

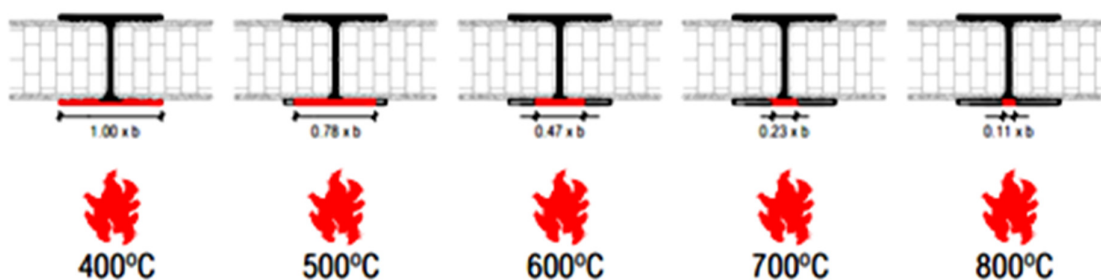


Figura 2. 12 – Redução da largura das mesas expostas ao fogo para diferentes temperaturas, Correia & Rodrigues (2012).

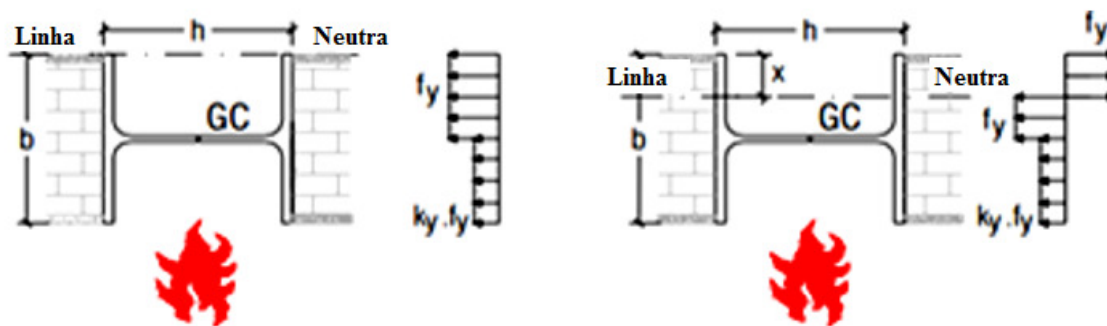


Figura 2. 13 – Determinação da resistência plástica de um pilar embutido em parede a partir da distribuição das tensões na seção transversal com gradiente térmico, Correia & Rodrigues (2012).

(Adaptado)

Por fim, em Correia *et al.* (2014), novos estudos foram realizados em pilares inseridos em paredes. Além de algumas conclusões já apresentadas anteriormente, como o fato de o contato com a parede ser responsável por uma grande redução nas temperaturas da seção transversal que, conseqüentemente, irá levar a maiores tempos de resistência ao fogo, são também feitas as seguintes considerações: Salienta-se para o fato de que pilares com maior índice de esbeltez apresentaram uma maior resistência ao fogo que outros com menor valor, devido aos efeitos do encurvamento térmico. Pela análise numérica foi possível observar mais precisamente a inversão dos momentos fletores durante o aquecimento e o mecanismo de colapso, devido à formação de rótulas plásticas na base, topo e a meia altura do pilar.

O autor aponta que estas observações levam a crer que o critério de falha do elemento utilizado, que considera o instante no qual a força axial volta ao seu valor inicial após atingir um determinado valor de pico, pode ser inadequado para o caso de pilares inseridos em paredes. Isso devido ao fato que o colapso não é brusco, sendo observada uma grande resistência ao fogo mesmo após um longo período de tempo. Como já observado nos estudos de diversos autores apresentados nessa seção (Garlock & Quiel, 2007; Dwaikat & Kodur, 2010; Dwaikat *et al.*, 2011), estes elementos se comportam mais como vigas-pilares, apresentando a sua falha por flexão induzida pelo encurvamento térmico e não por instabilidade do perfil. Essa afirmação tem como base o fato da inversão dos momentos e os deslocamentos laterais de um lado para o outro, bem como o aparecimento de rótulas plásticas em diversos pontos do pilar. Não foi observado o fenômeno típico de pilares entrando em colapso pela instabilidade causada pelo aumento dos esforços internos, em função da posição deformada do pilar.

De modo geral, esses estudos mostraram que para os casos de pilares inseridos em paredes analisados o método de cálculo do EN 1993-1-2 (2005) que usa os diagramas de interação Força Normal – Momento fletor considerando uma distribuição de temperaturas uniforme na seção é sempre a favor da segurança.

#### **2.4. Método de Cálculo para Pilares de Aço e Mistos de Aço e Concreto em Situação de Incêndio**

Como já comentado anteriormente, as normas atuais que abordam a segurança das estruturas em situação de incêndio possuem métodos para determinar a capacidade resistente de elementos estruturais como vigas, pilares e lajes quando submetidos à ação do fogo. Dentre os métodos lá apresentados, são destacadas as alternativas avançadas (métodos numéricos), experimentais e modelos simplificados de cálculo.

Os métodos numéricos podem ser aplicados a todos os tipos de estrutura, sendo possível levar em conta as não linearidades do material e geométricas intrínsecas dos problemas da análise estrutural de elementos estruturais em situação de incêndio. Apesar de ser uma técnica bastante versátil, utilizando pacotes computacionais específicos que tenham como base o método dos elementos finitos ou diferenças finitas, é necessário que o projetista possua um considerável conhecimento da ferramenta computacional e da teoria em torno dos métodos numéricos, sendo muitas vezes de difícil acesso para o público em geral. Por fim, para o desenvolvimento de qualquer modelo numérico são necessários dados experimentais de casos semelhantes para a devida validação do modelo.

Em muitos casos, como na presente tese, se faz necessária a execução de ensaios para determinar corretamente a resistência ao fogo de determinados elementos e sistemas estruturais que ainda não foram estudados adequadamente. Porém, a análise experimental de elementos em tamanho real ainda é muito cara e necessita de mão de obra especializada e equipamentos próprios para esse fim, como os fornos para ensaios. Apesar de ideal para compreender o comportamento ao fogo das estruturas, o custo e a necessidade de mão de obra e equipamento especializados resulta na dificuldade em aplicar esta abordagem.

Por fim, os métodos simplificados de cálculo são uma boa opção para os projetistas de estruturas pois apresentam uma metodologia de cálculo fácil de ser aplicada. Porém, tais métodos costumam ser desenvolvidos com base em uma série de ensaios ou estudos específicos,

de forma que a formulação apresentada para o cálculo de temperaturas ou mesmo da capacidade resistente do elemento, frequentemente só apresenta bons resultados para os casos que foram desenvolvidos. Como é de se esperar, nem todos os casos presentes na construção civil são apresentados nas normas por meio de equações simples ou tabelas, sendo que o uso de tal abordagem pode levar a resultados diferentes dos reais.

Em relação aos métodos simplificados, no Brasil a norma ABNT NBR 14323:2013 intitulada “*Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*”, apresenta os critérios para o dimensionamento de estruturas de aço e mistas de aço e concreto em situação de incêndio e apresenta equações e tabelas que permitem realizar a verificação dos elementos estruturais.

Já na Europa, os EUROCODES 3 e 4, que também apresentam os aspectos de dimensionamento de estruturas de aço e mistas de aço e concreto, respectivamente, possuem nas suas Partes 1-2 as regras gerais de verificação da resistência ao fogo. Lá são apresentados métodos para a determinação da temperatura nos elementos bem como o comportamento das propriedades mecânicas e térmicas do aço e do concreto em função da temperatura e, por fim, equações de cálculo para determinar a resistência de vigas, pilares e lajes em situação de incêndio. Nesta seção será apresentado o método de determinação da resistência ao fogo de pilares de aço e mistos de aço e concreto segundo o EN 1993-1-2 (2005) e EN 1994-1-2 (2005).

#### **2.4.1. EUROCODE 3 e 4 Part 1.2.**

Os EUROCODES 3 e 4 apresentam algumas diferenças no procedimento de cálculo das temperaturas nas seções e da capacidade resistente de pilares em situação de incêndio. No caso dos pilares puramente metálicos, o EN 1993-1-2 (2005), apresenta uma formulação para o cálculo de diversos tipos de seções transversais com base no fator de massividade e, em seguida, utiliza esta temperatura para determinar a capacidade resistente do pilar composto por essa seção.

Já no caso do EN 1994-1-2 (2005), o método mais claro e detalhado apresentado para os pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos consiste do equacionamento apresentado no ANEXO G da norma, no qual as temperaturas são determinadas por meio de valores tabelados para cada parte da seção transversal e, em seguida, aplicadas nas equações lá

apresentadas que, por sua vez, se baseiam nos princípios gerais apresentados no corpo da norma.

A seguir serão apresentados separadamente os métodos para os pilares de aço e mistos de aço e concreto.

#### 2.4.1.1. Cálculo da Temperatura em Elementos Metálicos

O EN 1993-1-2 (2005) apresenta a Equação (2.1) para o cálculo do aumento de temperatura de uma seção metálica após um determinado intervalo de tempo, quando exposta ao fogo em todas as faces.

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (2.1)$$

Sendo que:

- $A_m$  é a área da superfície do elemento por unidade de comprimento [ $m^2/m$ ];
- $V$  é o volume do elemento por unidade de comprimento [ $m^3/m$ ];
- $c_a$  é o calor específico do aço, apresentado no Anexo A;
- $h_{net,d}$  é o valor de cálculo do fluxo de calor efetivo por unidade de área [ $W/m^2$ ];
- $\Delta t$  é o intervalo de tempo considerado [s];
- $\rho_a$  é a massa específica do aço, apresentado no Anexo A;
- $k_{sh}$  é o fator de correção para o efeito de sombra, calculado de acordo com as equações (2.2) e (2.3), apresentadas a seguir para seções do tipo I e demais seções quando submetidas a incêndios nominais como o incêndio padrão da ISO 834:1999.

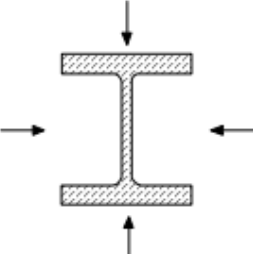
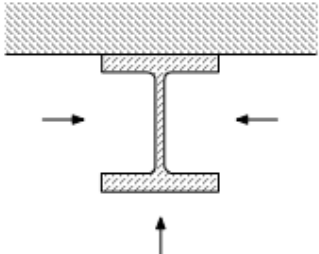
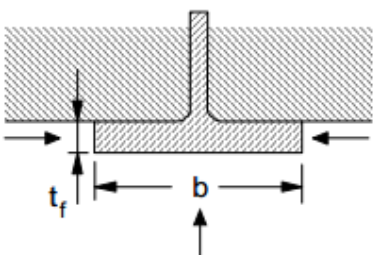
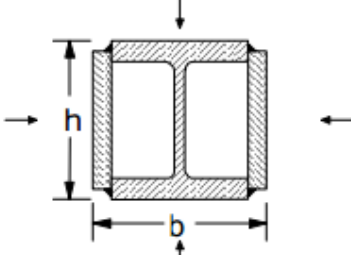
$$k_{sh} = 0,9 [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad (2.2)$$

$$k_{sh} = [A_m/V]_b / [A_m/V] \quad (2.3)$$

O equacionamento apresentado leva ao conceito de fator de massividade, parâmetro dado pela razão entre a área da superfície pelo volume do elemento [ $A_m/V$ ]. Nas equações (2.2) e (2.3) também é apresentado o fator [ $A_m/V$ ]<sub>b</sub> que é calculado como se a seção tivesse proteção do tipo caixão. No caso de seções retangulares [ $A_m/V$ ]<sub>b</sub> é igual a [ $A_m/V$ ], levando a um fator de sombra  $k_{sh}$  igual à unidade. Para os demais casos, considerar  $k_{sh}$  igual a 1 leva a soluções conservativas apresentando temperaturas maiores do que as reais.

Na Tabela 2.1 são apresentados alguns exemplos de fator de massividade para diferentes tipos de seção

Tabela 2.1 – Exemplos de aplicação e cálculo do fator de massividade em alguns casos de seções de aço expostas ao fogo. (EN 1994-1-2, 2005)

Seção aberta exposta ao fogo em todos os lados:	Seção aberta exposta ao fogo em três lados:
$\frac{A_m}{V} = \frac{\textit{perímetro}}{\textit{área da seção transversal}}$	$\frac{A_m}{V} = \frac{\textit{Superfície exposta ao fogo}}{\textit{área da seção transversal}}$
	
Banzo de seção I exposto ao fogo em três lados:	Seção com reforço caixão, fogo em todos lados
$\frac{A_m}{V} = \frac{(b + 2t_f)}{bt_f}; \textit{Se } t \ll b : \frac{A_m}{V} \approx \frac{1}{t_f}$	$\frac{A_m}{V} = \frac{2(b + h)}{\textit{área da seção transversal}}$
	

Para o cálculo do fluxo de calor efetivo por unidade de área ( $h_{net,d}$ ) recorre-se ao EN 1991-1-2 (2005), onde são apresentadas as ações térmicas que os elementos estarão sujeitos em um incêndio. Tal fluxo será resultado das trocas de calor do meio em chamas para o perfil metálico de acordo com fenômenos de convecção e radiação.

$$\dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (2.4)$$

Para a parcela convectiva, é considerada a seguinte equação:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad (2.5)$$

Onde,

- $\alpha_c$  é o coeficiente de troca de calor por convecção que deve ser considerado igual a 25 W/m<sup>2</sup>K para regiões expostas ao fogo e 9 W/m<sup>2</sup>K para as regiões não expostas ao fogo, sendo que para este último caso não é necessário considerar os efeitos da troca de calor por radiação.
- $\theta_g$  é a temperatura do gás nas redondezas do elemento exposto ao fogo,
- $\theta_m$  é a temperatura da superfície do elemento.

Já para a parcela correspondente à radiação é utilizada a equação (2.6) que tem por base a lei de Stefan-Boltzmann:

$$\dot{h}_{net,r} = \phi \varepsilon_f \varepsilon_m \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (2.6)$$

Sendo,

- $\phi$  o fator de configuração,
- $\varepsilon_f$  o fator de emissividade do fogo,
- $\varepsilon_m$  o fator de emissividade da superfície do elemento,
- $\sigma$  a constante de Stefan Boltzmann igual a 5,67 x 10<sup>-8</sup> W/m<sup>2</sup>K<sup>4</sup>,
- $\theta_r$  a temperatura do meio em chamas,
- $\theta_m$  a temperatura na superfície do elemento.

Em relação aos parâmetros apresentados anteriormente, é recomendado o uso das emissividades iguais a 0,7, 0,8 e 1,0 para o aço, o concreto e o fogo, respectivamente porém a depender do tipo de incêndio e material, tais emissividades podem apresentar valores diferentes. Já o fator de configuração, que leva em conta o tamanho e a posição relativa entre o elemento e a chama pode ser considerado igual a 1 de forma conservativa.

#### **2.4.1.2. Resistência ao Fogo de Pilares Metálicos**

A resistência ao fogo de elementos comprimidos com seções de Classe 1, 2 ou 3 é obtida pela aplicação da equação (2.7) que determina a resistência à encurvadura num instante t.



$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (2.7)$$

Sendo,

- $\chi_{fi}$  é o coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio;
- $k_{y,\theta}$  é o fator de redução para a tensão de escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$  atingida no instante t, determinado na seção anterior.

Já o valor do coeficiente de redução para a flambagem por flexão é calculado pela equação (2.8) apresentada a seguir:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (2.8)$$

Onde,

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[ 1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right] \quad (2.9)$$

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y} \quad (2.10)$$

A esbeltez normalizada  $\bar{\lambda}_{\theta}$  para a temperatura  $\theta_a$  pode ser obtida por meio da equação (2.11); os parâmetros principais são os fatores de redução da tensão de escoamento ( $k_{y,\theta}$ ), do módulo de elasticidade ( $k_{E,\theta}$ ) na temperatura em questão e da esbeltez normalizada à temperatura ambiente dada pela equação (2.12).

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} [k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0,5} \quad (2.11)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad (2.12)$$

Em relação ao comprimento de flambagem  $l_{fi}$  de um pilar em situação de incêndio, o EN 1993-1-2 (2005) indica que deve ser determinado como à temperatura normal. Porém, se estiver como parte de um pórtico contraventado, o pilar no comportamento em chamas pode ter as suas extremidades consideradas engastadas tanto para ligações contínuas como semicontínuas. Essa

condição só poderá ser utilizada se os elementos que separam este compartimento possuírem resistência ao fogo superior à do pilar.

Ainda em relação ao comprimento de flambagem, o comprimento a ser considerado para um pilar em um piso intermediário do edifício deve ser  $l_{fi} = 0,5L$  e, no último piso,  $l_{fi} = 0,7L$ , sendo  $L$  o comprimento do pilar em questão.

#### 2.4.1.3. Resistência ao Fogo de Pilares Mistos de Aço e Concreto Parcialmente Revestidos

Como já apresentado anteriormente, o EN 1994-1-2 (2005) possui métodos simplificados e tabulares para determinar a resistência ao fogo dos pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos. O primeiro método, apresentado no corpo da norma, pode ser utilizado para a flexão em torno de qualquer um dos eixos da seção, porém não dá grandes informações à respeito do cálculo das temperaturas na seção. Dessa forma, este método deve ser utilizado em conjunto com alguma outra ferramenta para a determinação das temperaturas no tempo requerido de resistência ao fogo.

Sendo assim, a resistência dos pilares mistos à compressão axial é obtida por meio da equação (2.13):

$$N_{fi,Rd} = \chi N_{fi,pl,Rd} \quad (2.13)$$

Em que,

- $\chi$  é o coeficiente de redução correspondente à curva de encurvadura do EN 1993-1-1 (2005);
- $N_{fi,pl,Rd}$  é o valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial da seção em situação de incêndio.

O valor de  $N_{fi,pl,Rd}$  é calculado por meio da somatória das capacidades plásticas de cada um dos elementos da seção transversal como na equação (2.14), onde os índices a, s e c representam as parcelas relativas ao perfil de aço, às armaduras e ao concreto, respectivamente.

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{cy,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (2.14)$$

Para o cálculo do coeficiente de redução  $\chi$  é necessário determinar primeiro a esbeltez normalizada de seção em situação de incêndio por meio da equação (2.15), que é equivalente às equações (2.11) e (2.12), porém considerando todas as parcelas da seção transversal.

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / \pi^2 (EI)_{eff} / l_\theta^2} \quad (2.15)$$

Na equação (2.15)  $N_{fi,pl,R}$  é calculado com a equação (2.14) para  $N_{fi,pl,Rd}$ , porém com os coeficientes  $\gamma_{M,fi,a}$ ,  $\gamma_{M,fi,s}$  e  $\gamma_{M,fi,c}$  iguais à 1,0;  $l_\theta$  o comprimento de encurvadura do pilar em situação de incêndio e  $(EI)_{eff}$  a rigidez efetiva à flexão calculada pela equação (2.16).

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (2.16)$$

Sendo,

- $I_{i,\theta}$  o momento de inércia da parte i, parcialmente reduzida, da seção transversal em relação ao eixo de menor resistência ou ao eixo de maior resistência;
- $\varphi_{i,\theta}$  o coeficiente de redução dependente do efeito das tensões térmicas;
- $E_{c,sec,\theta}$  o valor característico do módulo secante do concreto em situação de incêndio, obtido dividindo  $f_{c,\theta}$  por  $\varepsilon_{cu,\theta}$ .

Com todos estes parâmetros definidos, já é possível determinar o coeficiente de redução da curva de encurvadura do EN 1993-1-1 (2005), representado pela equação (2.17).

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \quad (2.17)$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(\bar{\lambda}_\theta - 0,2) + \bar{\lambda}_\theta^2] \quad (2.18)$$

Além do método apresentado pelas equações (2.13) a (2.18), o EN 1994-1-2 (2005) apresenta no seu ANEXO G um modelo de cálculo mais detalhado, com base nos conceitos listados neste item, para pilares de aço e concreto parcialmente revestidos, considerando a flexão no eixo de menor inércia. Por este método é possível determinar as temperaturas de cada

parte da seção por meio de valores tabelados e, em seguida, aplicá-los para a determinação da força normal resistente de cálculo. Tal método é mais simples porém só pode ser utilizado respeitando as restrições para as quais foi desenvolvido.

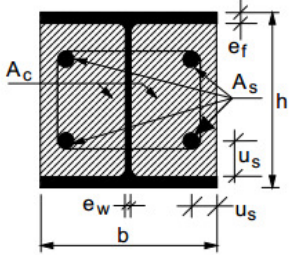
Por fim, há também um método tabular em que as dimensões mínimas da seção e do espaçamento das armaduras são apresentadas em uma tabela que leva em conta o nível de carregamento do pilar ( $\eta_{fi,t}$ ) e a classe de resistência ao fogo que se deseja atingir. Vale lembrar que esta tabela diz respeito a pilares com aquecimento em todas as faces da seção e com perfis compostos por aços S235, S275 e S355. A tabela apresentada na norma é reproduzida na Tabela 2.2.

#### **2.4.1.4. Considerações sobre a ABNT NBR 14323:2013**

O conteúdo apresentado na ABNT NBR 14323:2013 “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio” é basicamente um compilado do que foi apresentado nas seções anteriores referentes aos EUROCODES. A diferença é que ao invés de referenciar as outras partes dos EUROCODES, sendo necessário ao projetista um conhecimento amplo das normas européias de aço, mistas e as suas respectivas partes relativas ao incêndio, a ABNT NBR 14323:2013 já se encontra compilada com todas as informações necessárias.

Em relação ao que é apresentado, no ANEXO B desta norma é descrito todo o método analítico do corpo do EN 1994-1-2 (2005), apresentado no item 2.5.1 e também o conteúdo do ANEXO G da norma Européia. Também é possível encontrar na norma brasileira a Tabela 2.2, sem mudanças significativas, alterando apenas o valor de referência dos níveis de carregamento do pilar para arredondamentos do que antes era apresentado.

Tabela 2.2 – Dimensões mínimas da seção transversal, distância ao eixo mínima e percentagens mínimas de armadura de pilares mistos constituídos por perfis de aço parcialmente revestidos de concreto, EN 1994-1-2 (2005).

		Resistência ao fogo padrão			
		R 30	R 60	R 90	R 120
					
Relação mínima entre as espessuras da alma e do banzo $e_w/e_f$		0,5	0,5	0,5	0,5
1	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carregamento $\eta_{fi,t} \leq 0,28$				
1.1	Dimensões mínimas $h$ e $b$ [mm]	160	200	300	400
1.2	Distância ao eixo mínima $u_s$ dos varões da armadura [mm]	-	50	50	70
1.3	Percentagem mínima de armadura $A_s/(A_c+A_s)$	-	4	3	4
2	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carregamento $\eta_{fi,t} \leq 0,47$				
2.1	Dimensões mínimas $h$ e $b$ [mm]	160	300	400	-
2.2	Distância ao eixo mínima $u_s$ dos varões da armadura [mm]	-	50	70	-
2.3	Percentagem mínima de armadura $A_s/(A_c+A_s)$	-	4	4	-
3	Dimensões mínimas da seção transversal para o nível de carregamento $\eta_{fi,t} \leq 0,66$				
3.1	Dimensões mínimas $h$ e $b$ [mm]	160	400	-	-
3.2	Distância ao eixo mínima $u_s$ dos varões da armadura [mm]	40	70	-	-
3.3	Percentagem mínima de armadura $A_s/(A_c+A_s)$	1	4	-	-

## 2.5. Considerações Finais

Neste capítulo foram apresentadas as principais pesquisas relacionadas ao tema de pilares de aço e mistos de aço e concreto submetidos a gradientes térmicos. Porém, para o melhor entendimento do tema foram também apresentados trabalhos a respeito de pilares sem paredes e submetidos à ação térmica em todas as faces.

Pela revisão bibliográfica pode-se notar que há diversas pesquisas que contemplam os pilares com restrição nas extremidades e com aquecimento em todas as faces, considerando diversos tipos de seções transversais metálicas ou mistas, como pilares mistos preenchidos, parcialmente ou totalmente revestidos. Também já é abordado o comportamento termoestrutural de pilares submetidos a gradientes térmicos, tanto em contexto experimental quanto numérico porém apenas para o caso de pilares metálicos e poucos deles considerando os efeitos das paredes como o causador destes gradientes de temperatura.

Neste capítulo também foram apresentados alguns estudos referentes à vigas com restrição ao alongamento térmico nas extremidades. Estes casos possuem semelhanças com os pilares submetidos a gradientes térmicos, sendo também agrupados como elementos viga-pilar, pois também estão sujeitos a uma combinação de força normal e momento fletor que podem levar o elemento ao colapso.

Em relação aos códigos normativos, pode-se observar que o método simplificado apresentado contempla o caso de pilares de aço e mistos de aço e concreto parcialmente revestidos considerando apenas o aquecimento em todas as faces da seção transversal, situação essa que não representa muitos dos casos encontrados na prática da construção civil. Desta forma, a revisão aqui apresentada teve como principal objetivo explicitar a necessidade de estudo do tema desenvolvido nesta tese, evidenciando a falta de trabalhos científicos e de métodos simplificados.

### **3. ANÁLISE EXPERIMENTAL**

#### **3.1. Comentários Gerais**

Como apresentado no capítulo anterior, o comportamento dos pilares em situação de incêndio varia consideravelmente com as condições de contorno no qual está submetido, mais especificamente, com os parâmetros que irão influenciar sua capacidade de se deformar, em função da sua temperatura, e também no modo como o pilar aquece.

O programa experimental que foi desenvolvido visou estabelecer um panorama do comportamento estrutural de pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes, analisando parâmetros como: (1) a influência do revestimento parcial de concreto nos perfis metálicos; (2) a esbeltez dos pilares; (3) a orientação do pilar em relação ao plano da parede e (4) a espessura da parede.

No que se segue, será apresentado o detalhamento do sistema de ensaio, as características dos pilares, instrumentação, número de ensaios e demais equipamentos relevantes à análise.

#### **3.2. Características dos Pilares Ensaados**

O programa experimental compreendeu, principalmente, o ensaio de elementos de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes, porém, ensaios sem paredes também foram realizados nas análises. Os pilares e as paredes foram montados separadamente e então posicionados no sistema de ensaio. Na Figura 3.1 é apresentado um esquema dos pilares em conjunto com as paredes, já prontos para serem ensaiados. Foram realizados 12 ensaios no total e foram avaliados pilares metálicos e mistos de aço e concreto com

diferentes orientações do perfil, fatores de carga, espessuras da parede e rigidez do sistema de restrição.

Os pilares foram confeccionados a partir de dois tipos de perfis metálicos, neste caso, HEA220 e HEA 100, ambos no grau S355 e com comprimento de 2940 mm. Chapas quadrada de 450 mm de lado e 30 mm de espessura foram soldadas nas extremidades do perfil, deixando os pilares com altura final igual a 3000 mm. Na Figura 3.1 pode ser vista a seção transversal dos pilares de aço compostos pelos perfis HEA 220 e HEA 100, em conjunto com as chapas de topo e a sua furação e os pilares metálicos, sem as paredes.

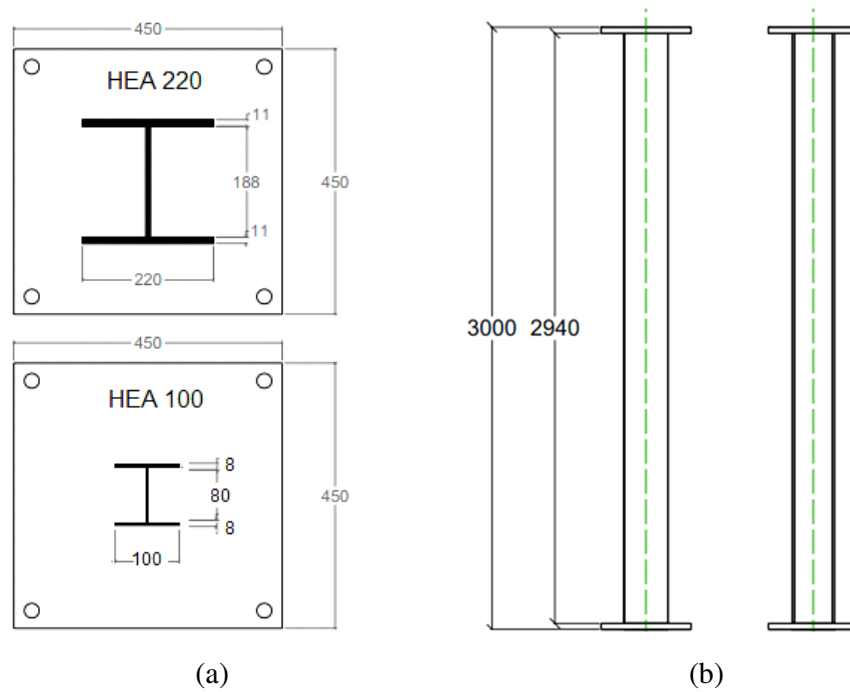


Figura 3.1 - (a) Seção transversal dos pilares metálicos em conjunto com a chapa de topo soldada e (b) Elevação dos pilares.

Para os pilares mistos de aço e concreto, os quais foram considerados apenas para os perfis HEA 220, foi utilizado concreto usinado classe C30/37 reforçado com quatro barras de aço S500 de diâmetro igual a 20 mm na direção longitudinal do perfil, e estribos de 8 mm de diâmetro espaçados de 150 mm entre si. O detalhamento das armaduras pode ser visto na Figura 3.2a.

Para cada seção transversal, dois ramos dos estribos em forma de C e com os lados desiguais foram confeccionados. A partir de então, cada ramo era inserido em furos de 12 mm de diâmetro e então amarrados dos dois lados com arame recozido, como mostra a Figura 3.2b e c.



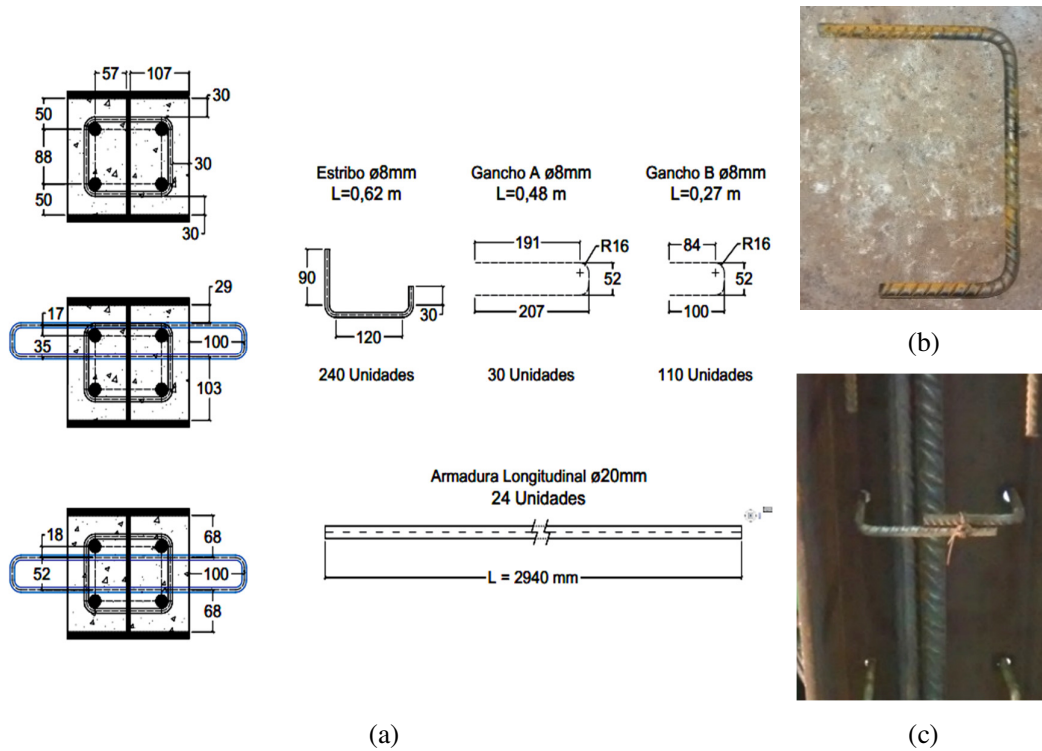


Figura 3.2 – (a) Detalhamento das armaduras e ganchos, (b) Estribo e (c) Montagem dos Estribos.

A concretagem dos pilares mistos foi realizada em duas etapas, com seis dias de diferença entre elas, sendo uma para cada lado do perfil metálico. Os pilares concretados podem ser vistos na Figura 3.3.



Figura 3.3 - Pilares concretados em um dos lados.

Também foram soldados ganchos metálicos feitos a partir de barras de 8 mm de diâmetro em lados opostos dos perfis metálicos, dependendo da orientação do perfil que será analisada. Foram colocados cinco ganchos em cada lado do pilar a fim de garantir a fixação das paredes. Na Figura 3.4a são indicadas as seções nas quais foram soldados os ganchos.

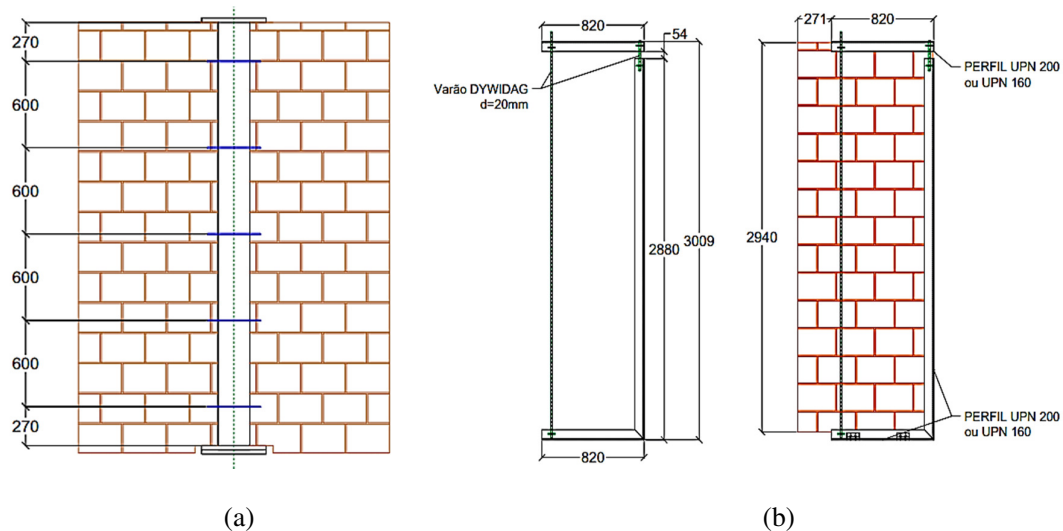


Figura 3.4 – Esquemática: (a) do posicionamento dos ganchos para ancoragem da parede e (b) do detalhamento do quadro onde foram confeccionadas as paredes.

As paredes foram confeccionadas separadamente do esquema de ensaio, visando pré-preparação e reaproveitamento das mesmas para mais de um ensaio. Dessa forma, foram projetados e construídos dois conjuntos de quadros metálicos compostos por perfis do tipo UPN200 e UPN160, para a confecção das paredes com blocos de 11 e 15 cm de espessura, como apresentado no detalhamento da Figura 3.4b. As paredes com blocos de 7 cm para os ensaios nos perfis HEA 100 foram construídas nos quadros formados por perfis UPN160.

Após o assentamento dos blocos, apresentado na Figura 3.5a, foi aplicado na face não exposta ao fogo uma camada de argamassa chapiscada e outra de reboco industrializado. As duas camadas de revestimento somadas apresentaram espessura final igual a 1,5 cm, resultando em paredes de aproximadamente 8,5, 12,5 e 16,5 cm, dependendo do tipo de bloco utilizado.

De uma única vez poderiam ser contruídos quatro conjuntos de paredes utilizando todos os oito quadros. Dessa forma, durante a preparação dos ensaios as paredes já

estariam ganhando a resistência necessária e só precisariam ser transportadas até o pórtico de ensaio quando necessárias.

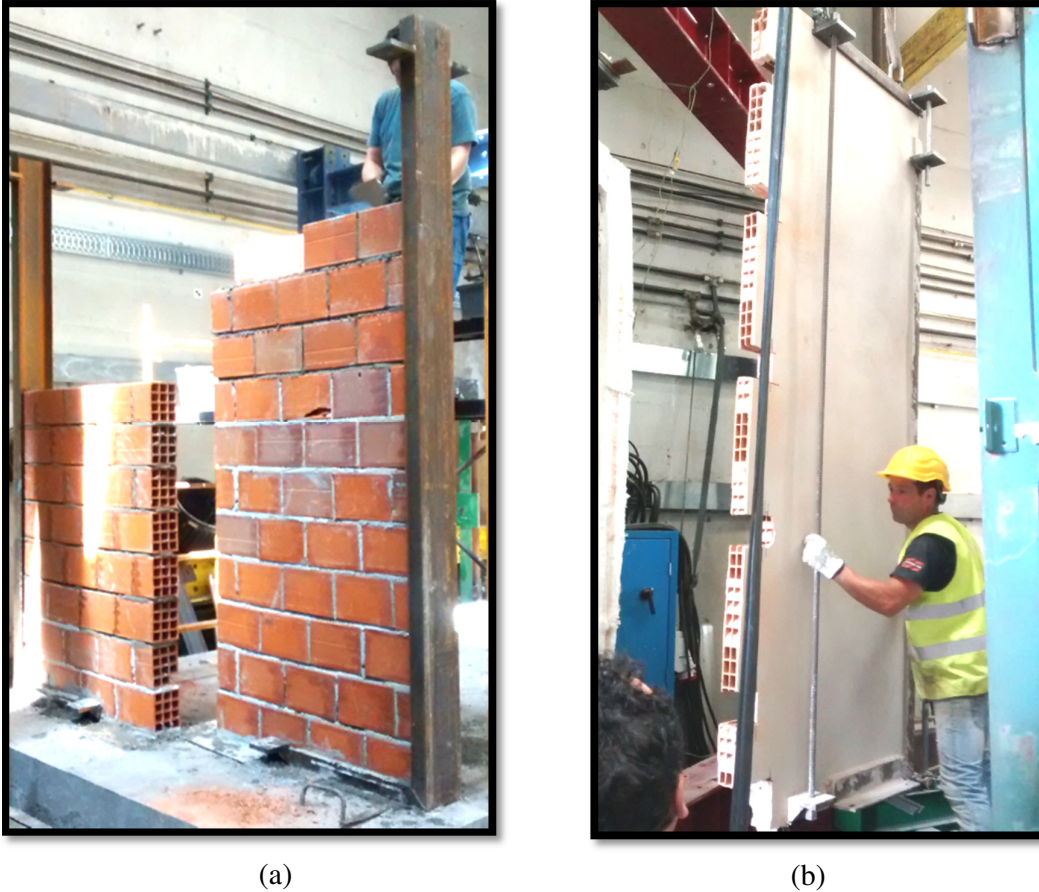


Figura 3.5 – (a) Assentamento dos blocos nos quadros metálicos e (b) transporte e posicionamento das paredes nos locais de ensaio.

Com as paredes finalizadas foram realizados cortes de 10x10 cm com disco diamantado nas regiões das ligações do pilar com a parede e então realizado o transporte até o local de ensaio. Para tanto, outro perfil UPN foi colocado na face superior da parede e ligado ao resto do quadro por meio de varões DYWIDAG A900/1000 de 20 mm de diâmetro e 3,5 metros de comprimento. Com o sistema preso, o transporte das paredes foi realizado com o auxílio da ponte rolante (como mostra a Figura 3.5b).

Por fim, a ligação entre as paredes era feita com argamassa constituída de cimento comum, areia fina e superplastificante Sika® ViscoCrete® 3002 HE. A argamassa era inserida na região dos cortes das paredes, secando por aproximadamente dois dias. É importante ressaltar que a ligação era eficiente, uma vez que, durante os ensaios, não houve o descolamento do pilar nessas regiões e ocorriam rachaduras no interior das

paredes decorrentes do deslocamento do pilar na direção normal ao plano das paredes, mostrando que, nas zonas de ligação, a parede se deslocava em conjunto com o pilar.

Vale ressaltar que o carregamento aplicado em cada um dos ensaios se fez função do fator de carga especificado e da capacidade de carga à temperatura ambiente, definidas pelo EN 1993-1-1 e EN1994-1-2. O cálculo detalhado da capacidade de carga dos pilares é apresentado no Apêndice A sendo que o valor de cálculo para os casos analisados é apresentada na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Força normal de cálculo dos pilares à temperatura ambiente

PERFIL	$N_{Rd}$ [kN]
HEA 100	727
HEA 220 – Metálico	1560
HEA 220 - Misto	2610

Como comentado anteriormente, foram realizados 12 ensaios, conforme resumido na Tabela 3.2. A nomenclatura de referência para cada ensaio foi definida a partir de siglas que representam cada um dos parâmetros analisados e suas variações, sendo definidas da seguinte forma:

- **Tipo do Perfil (H220 ou H100)** – Sigla referente ao tipo de perfil metálico utilizado, sendo eles o HEA 100 ou HEA 220.
- **Orientação da Alma (PAR ou ORT)** – Posição relativa da alma do perfil metálico em relação às paredes, considerados os casos com a orientação paralela ou ortogonal.
- **Espessura do Bloco (T7, T11 ou T15)** – Espessura do bloco utilizado para a construção da parede anexada ao pilar, podendo ser 7, 11 ou 15cm.
- **Uso de Concreto (CONC)** – Indica os casos em que foram utilizados o concreto entre as mesas do perfil metálico para formar os pilares mistos. Nesses casos, é incluída a indicação “CONC” após a indicação do perfil utilizado.
- **Fator de carga (FC70)** – Como a maioria dos ensaios foi realizada considerando um fator de carga de 30%, optou-se por utilizar a indicação FC70 no ensaio em que se usou fator de carga de 70%.
- **Aquecimento uniforme (ISO)** – a indicação ISO foi utilizada nos casos onde foram ensaiados os pilares de forma isolada, resultando em um aquecimento uniforme em todas as faces.

Seguindo a nomenclatura anteriormente apresentada, o pilar misto formado pelo perfil HEA 220, com a alma paralela às paredes que, por sua vez, foram construídas com blocos de 15 cm, recebe a nomenclatura **H220-CONC-PAR-T15-FC30**. Por fim, na Figura 3.6, são apresentadas as seções transversais simplificadas dos ensaios com paredes, e o lado no qual o aquecimento foi aplicado. Na última coluna da Tabela 3.2 é apresentada a correlação entre o ensaio em questão e a seção transversal da Figura 3.6

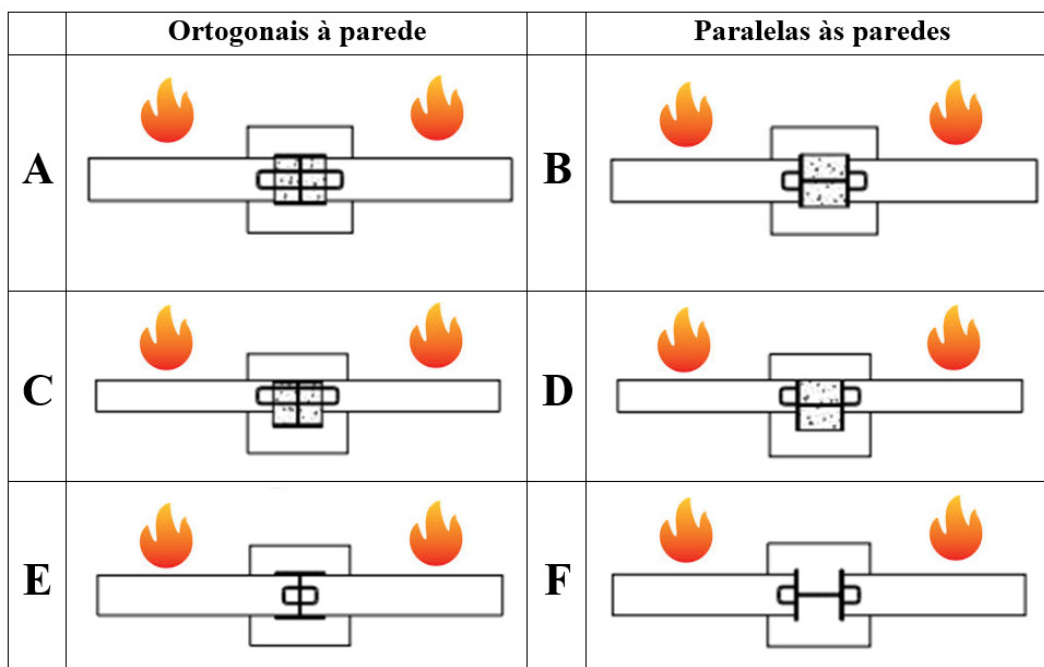


Figura 3. 6 - Seções transversais simplificadas dos ensaios com paredes, considerando as duas orientações relativas da alma em relação às paredes.

Tabela 3. 2 - Detalhamento dos corpos-de-prova do programa experimental.

Número	Referência	Perfil HEA	Orientação da Alma	Espessura do Bloco	Concreto	Fator de Carga	Carrregamento Aplicado [kN]	Na Figura 3.6
1	H220-CONC-ISO	220	-	-	Sim	0.3	783	-
2	H220-ISO	220	-	-	-	0.3	468	-
3	H100-ISO	100	-	-	-	0.3	218	-
4	H100-ISO-FC70	100	-	-	-	0.7	509	-
5	H100-PAR-T7	100	Paralela	7 cm		0.3	218	F
6	H100-ORT-T7	100	Ortogonal	7 cm	-	0.3	218	E
7	H220-CONC-PAR-T15	220	Paralela	15 cm	Sim	0.3	783	B
8	H220-CONC-ORT-T15	220	Ortogonal	15 cm	Sim	0.3	783	A
9	H220-CONC-PAR-T11	220	Paralela	11 cm	Sim	0.3	783	D
10	H220-CONC-ORT-T11	220	Ortogonal	11 cm	Sim	0.3	783	C
11	H220-PAR-T15	220	Paralela	15 cm	-	0.3	468	F
12	H220-ORT-T15	220	Ortogonal	15 cm	-	0.3	468	E

### 3.3. Instrumentação

De maneira geral, em ensaios de elementos estruturais em temperaturas elevadas as grandezas básicas a serem medidas durante o experimento são as temperaturas, em diversas seções ao longo do elemento, os deslocamentos em pontos de interesse e as forças aplicadas ou que se desenvolvem ao longo do ensaio. No que se segue, serão apresentadas as estratégias e equipamentos utilizados para a medição de cada uma das grandezas de interesse ao trabalho.

#### 3.3.1. Temperaturas

As temperaturas ao longo do pilar foram medidas por meio de cabos termopares do tipo K instalados em 5 seções diferentes dos perfis. O esquema de instrumentação é diferenciado de acordo com a orientação do pilar em relação às paredes bem como de acordo com a existência ou não de revestimento de concreto e paredes.

No que diz respeito aos pilares de aço e mistos de aço e concreto sem paredes, os termopares foram instalados conforme apresentado nas Figura 3.7a e 3.7b. A posição das cinco seções instrumentadas é apresentada na Figura 3.7c e se repetiu em todos os ensaios.

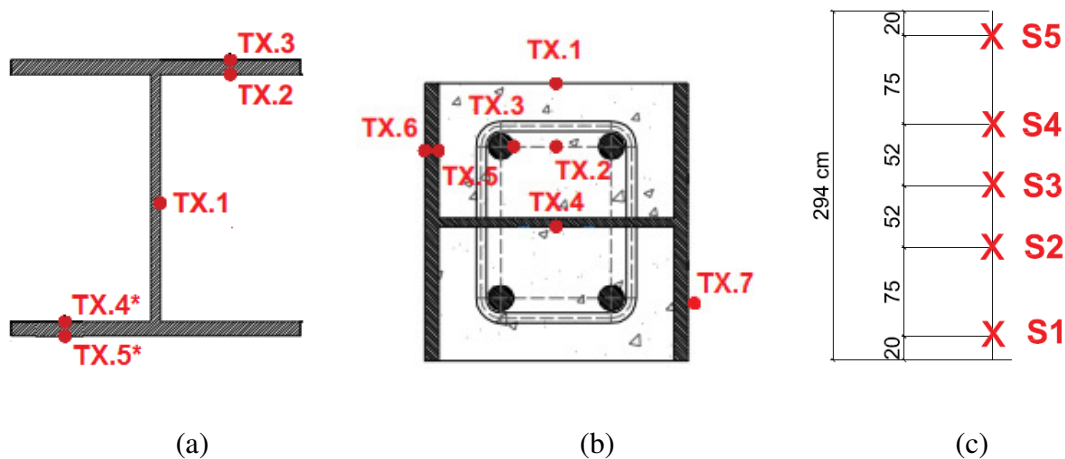


Figura 3.7 – Instrumentação de termopares nas seções: (a) de aço, (b) mistas sem paredes e (c) distribuição das seções transversais instrumentadas ao longo da altura do pilar.

No caso dos elementos puramente metálicos, um número menor de pontos de instrumentação foi considerado devido ao fato da maior uniformidade do aumento de

temperatura no perfil. Os pontos de leitura foram nomeados como TX.Y, em que X representa a seção ao longo da altura do pilar (mostrada na Fig. 3.10c) e Y representa o ponto de leitura (conforme mostrado nas Fig. 3.7a-b, 3.8 e 3.9).

Já para os elementos sem concreto inseridos em paredes, os pontos de instrumentação escolhidos foram os mesmos, independentemente da orientação do pilar em relação às paredes, como pode ser visto na Figura 3.8. Os termopares foram soldados aos perfis metálicos com o auxílio de um equipamento específico para este fim visando garantir que o circuito seja formado entre o ponto de medição e o ponto de aquisição dos dados.

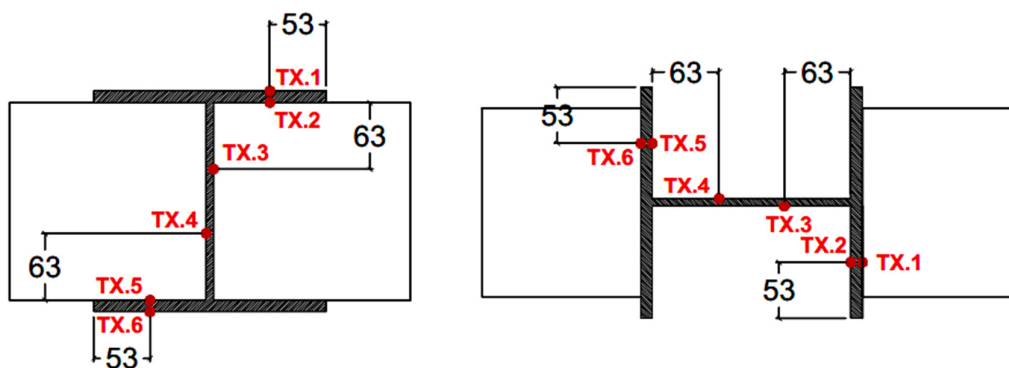


Figura 3.8 - Posicionamento dos termopares em pilares sem concreto

Por fim, na Figura 3.9 é apresentado o esquema de instrumentação para os pilares mistos com paredes, que consiste em 6 pontos de leitura para cada seção instrumentada. Os termopares marcados com TX.7\* serão colocados apenas à meia altura do pilar, referente à seção S3 indicada na Figura 3.7c.

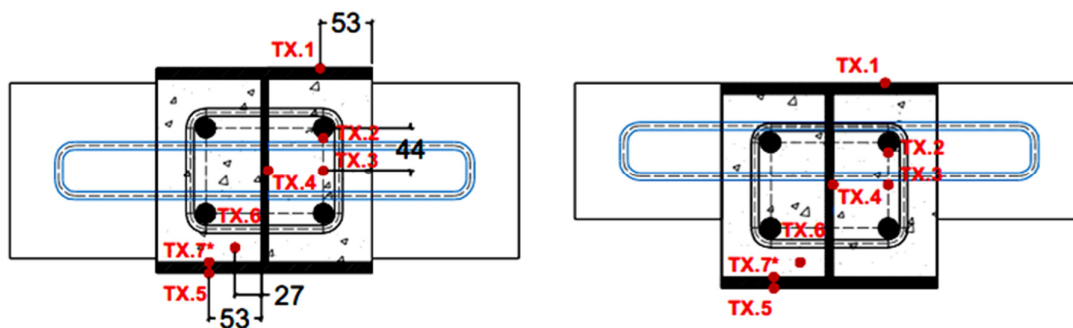


Figura 3.12- Posicionamento dos termopares nos pilares mistos com paredes.



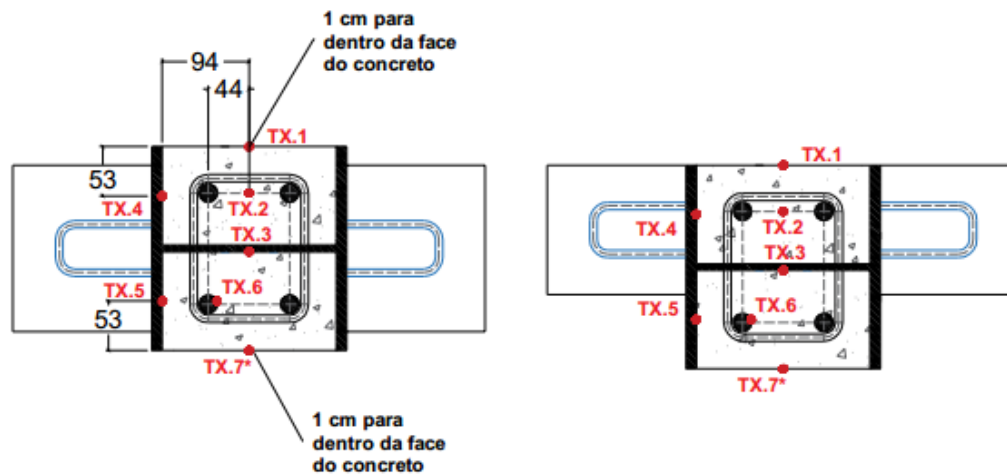


Figura 3.9 – (Continuação) Posicionamento dos termopares nos pilares mistos com paredes.

### 3.3.2. Deslocamentos

Em ensaios termoestruturais, o deslocamento é uma das principais fontes de informação para a determinação do comportamento estrutural do elemento ao longo do ensaio. Dois tipos de transdutores de deslocamento foram utilizados nos ensaios. Para a medição dos deslocamentos axiais foram instalados quatro transdutores do tipo LVDT, de diferentes modelos e cursos máximos, no topo bem como em mais quatro pontos na base do pilar, posicionados em cada um dos cantos das chapas de topo do pilar. Na Figura 3.10a é apresentado um dos transdutores que foram utilizados no topo do pilar.

Na Figura 3.10b são apresentados dois dos transdutores posicionados na base do pilar, sendo mais dois transdutores posicionados do lado oposto ao que é mostrado. O mesmo esquema se repete no topo do pilar. O deslocamento axial do pilar se determina a partir da diferença entre as médias aritméticas dos transdutores do topo e da base do pilar.

Também foram instalados transdutores de fio do tipo DP-1000D (Figura 3.10c), com curso máximo de 1000 mm, em três pontos ao longo da altura do pilar, conforme apresentado na Figura 3.10d. Os transdutores foram posicionados na direção normal às paredes acopladas aos pilares. Estes equipamentos visam capturar os deslocamentos laterais do pilar, a fim de analisar efeitos como o encurvamento térmico. Nos ensaios de elementos sem paredes foram

utilizados seis transdutores de fio sendo divididos para captar os deslocamentos nas direções dos eixos de maior e menor inércia do perfil.

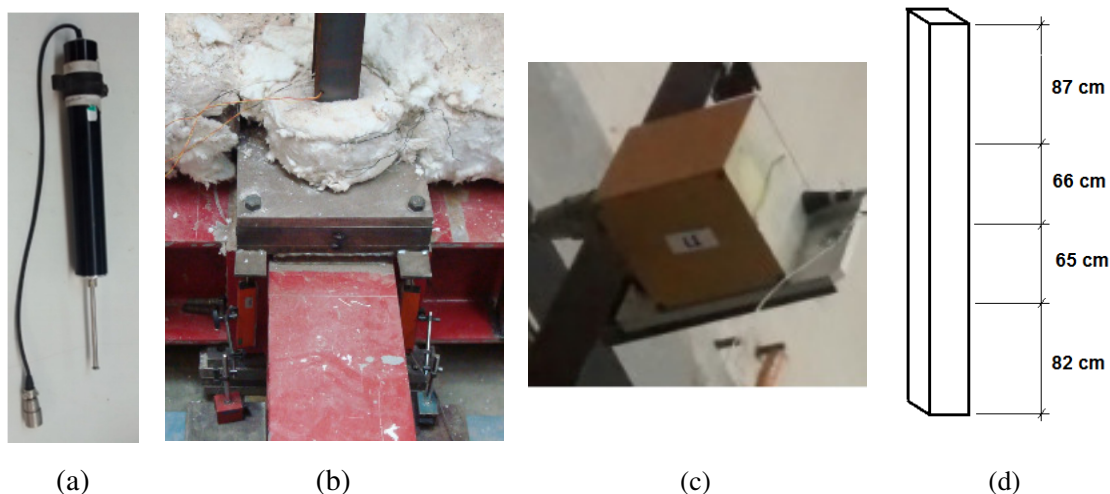


Figura 3.10 - (a) Transdutor de deslocamento tipo LVDT de 100 mm, (b) Posicionamento dos transdutores no topo do pilar, (c) Transdutor de fio do tipo DP-1000D, Almeida (2012) e (d) Posicionamento de transdutores de fio.

### 3.3.3. Forças

Duas medições para as forças atuantes na direção axial do pilar devem ser realizadas durante o ensaio. Primeiro, deve-se utilizar uma célula de carga com elevada capacidade de leitura (nesse caso uma célula HBM com capacidade de 2 MN), logo abaixo do atuador hidráulico para realizar a medição do carregamento mecânico que está sendo aplicado antes do aquecimento. É necessária uma célula de carga com grande capacidade pois os carregamentos aplicados inicialmente, mesmo sendo parcelas do carregamento último teórico dos pilares, são bastante elevados, principalmente no caso dos elementos mistos como pode ser verificado na Tabela 3.1.

Em segundo plano há a célula de carga inserida no dispositivo para a medição das forças de restrição devidos à expansão térmica do elemento restringido, como já apresentado na Figura 3.2.

### 3.4. Sistema de Ensaio

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaio de Estruturas e Materiais da Universidade de Coimbra, em Portugal, em um sistema semelhante ao utilizado em Correia (2011) para a análise de pilares mistos, apresentado na Figura 3.11. Vale destacar que em Correia (2011) o sistema era composto principalmente por uma estrutura tridimensional de restrição com rigidez variável (para simular o pilar inserido em uma estrutura real) e um pórtico de reação.

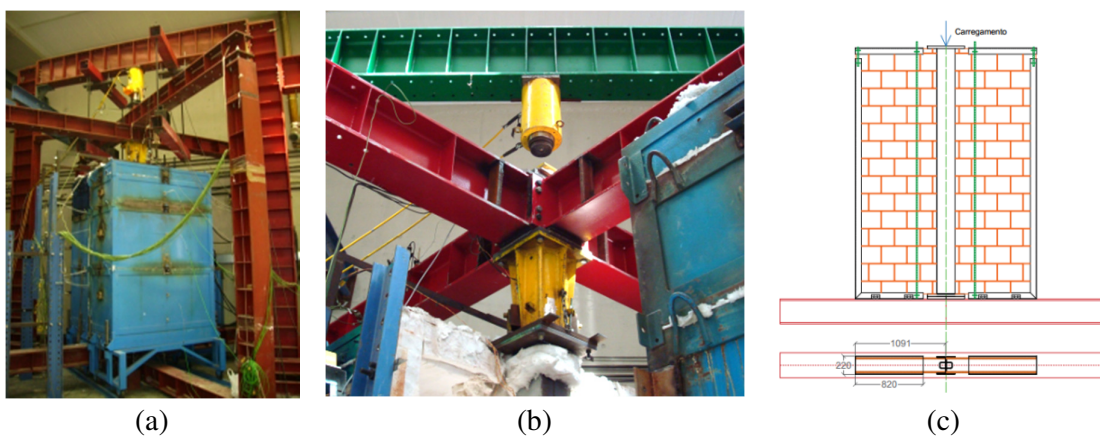


Figura 3.11 - (a) Esquema de ensaio utilizado em Correia (2011), (b) Detalhe da ligação do novo sistema de restrição utilizado nos ensaios apresentados e (c) Pilares para ensaios em paredes.

Diferentemente do sistema utilizado em Correia (2011), Figura 3.11a, o sistema que foi utilizado nos ensaios propostos era composto por vigas superiores que se cruzavam no mesmo plano, como pode ser visto na Figura 3.11b. Os elementos de ensaio, mostrados na Figura 3.11c, compreendem um pilar metálico ou misto inserido entre dois painéis de paredes.

A furação nas vigas do sistema de restrição permite a colocação dos seus pilares em três posições distintas, resultando em diferentes vãos para as vigas e, conseqüentemente, valores distintos para a rigidez axial e rotacional da estrutura que envolve o pilar a ser ensaiado. As vigas do sistema de restrição eram formadas por perfis metálicos do tipo HEB400, enquanto que para os seus pilares foram utilizados perfis HEB300. No caso dos ensaios apresentados nesta tese, o sistema de restrição foi fixado na sua posição de menor rigidez, ou seja, com os seus pilares posicionados na extremidade das vigas, resultando em vãos de 6,5 metros para as vigas e com o pilar de ensaio posicionado a meio vão.

Já em relação ao pórtico de reação, os seus pilares são formados por perfis HEB500, grau S355 com 6,5 metros de comprimento, enquanto que a sua viga é um perfil HEB600, grau S355 e comprimento de 4,5 metros. Tal pórtico é fixado à laje de reação do laboratório por meio de barras DYWIDAG de 36 mm de diâmetro.

Os pilares ensaiados foram conectados ao sistema de restrição por meio de chapas metálicas de 30 mm, com quatro furos de 25 mm de diâmetro. Foram necessárias mais chapas soldadas entre as vigas superiores e inferiores do sistema de restrição, a fim de realizar a ligação do corpo de prova com o esquema de ensaio.

Além da instrumentação, que é composta basicamente por termopares, transdutores de deslocamento e células de carga e que serão detalhados mais adiante, o sistema de ensaio também conta com o atuador servo-hidráulico da marca ENERPAC, modelo CLRG-300-10 com capacidade de aplicação de carga de 300 toneladas, o qual, por sua vez, é conectado a uma central servo-controladora Modelo W+B 5000. O atuador foi fixado no pórtico de reação, acima das vigas do sistema de restrição. Uma célula de carga com capacidade de 2 MN foi posicionada logo abaixo do atuador para a medição da carga de serviço que será aplicada.

Também foi utilizado um dispositivo, apresentado na Figura 3.12, para a medição das forças axiais geradas em resposta ao impedimento da expansão térmica do elemento pela estrutura de restrição. Pode-se observar que durante o ensaio são feitas duas medições de forças, sendo uma referente ao valor aplicado no sistema completo pelo atuador hidráulico e outra para a força de restrição que irá se desenvolver no decorrer do aquecimento.



Figura 3.12 - Dispositivo de medição dos esforços axiais, Correia (2011).

O dispositivo de medição das forças de restrição consiste de cilindro oco com rigidez elevada, conectado na face inferior das vigas do sistema de restrição e acima do pilar ensaiado. No interior do cilindro oco é inserido outro cilindro, maciço e com teflon (PTFE) nas suas laterais que, por sua vez, é conectado ao topo do pilar. O teflon é utilizado para reduzir o atrito entre os cilindros. Entre o topo do cilindro maciço e a chapa do cilindro oco é posicionada uma célula de carga capaz de medir forças de até 3 MN.

Por fim, o aquecimento dos elementos foi realizado por meio de um forno elétrico modular, Figura 3.13 , o qual consegue reproduzir, ainda que aproximadamente, a curva de incêndio-padrão da ISO 834.

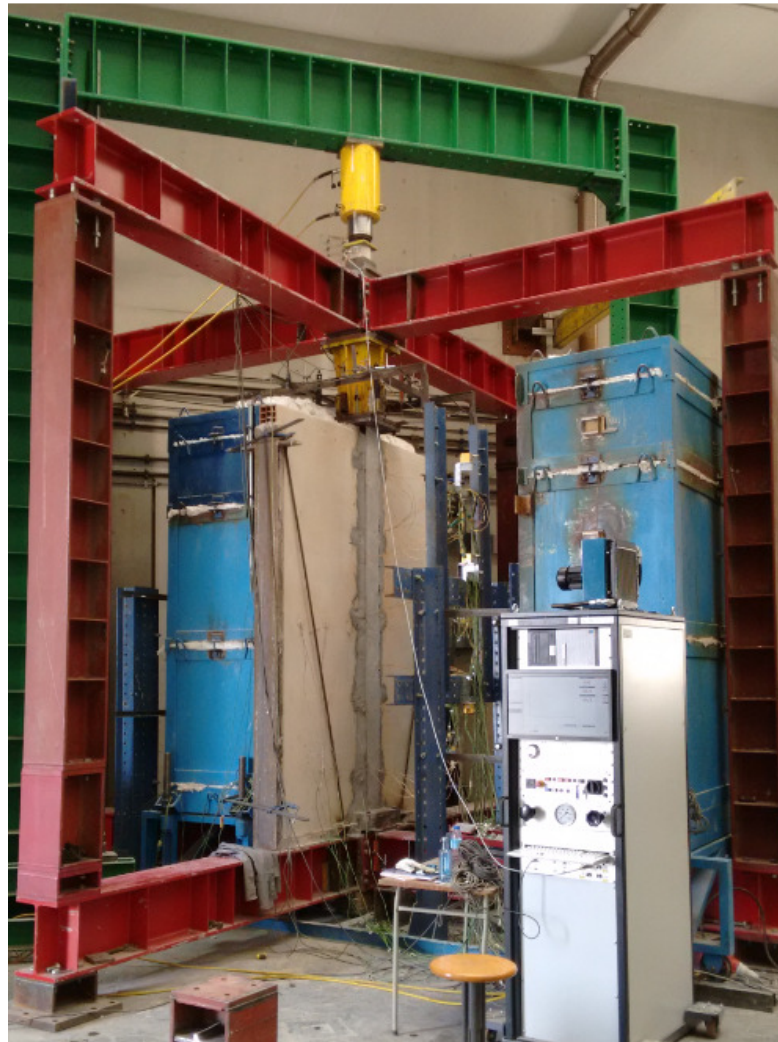


Figura 3.13 – Sistema completo de ensaio considerando apenas metade dos módulos do forno.

O forno possui dois módulos de 1 m, bem como um outro de 0,5 m de altura, posicionados um sobre o outro até formar uma câmara vertical de aquecimento. Apenas um dos lados de cada módulo foi utilizado no aquecimento para os pilares inseridos em paredes, uma vez que se tem interesse em analisar o gradiente não uniforme de temperaturas. A vedação do forno se faz pelas paredes e manta cerâmica nas frestas restantes. Maiores detalhes a respeito do elemento de ensaio e das paredes serão dados nas seções seguintes.

### 3.5. Procedimento de Ensaio

Considerando o esquema de ensaio e os pilares descritos anteriormente, o procedimento de ensaio deve representar uma situação real de uso cujo pilar se encontra carregado e é então submetido a uma ação térmica representativa do incêndio.

Dessa forma, após o posicionamento do pilar no sistema de ensaio (com ou sem as paredes, dependendo do caso analisado) e finalização da instrumentação necessária, o forno é fechado e vedado completamente. A partir daí, é iniciada a aquisição de dados e a aplicação do carregamento de serviço desejado. Nesta etapa, as vigas superiores do sistema de restrição se encontram livres para se deslocar, sem gerar nenhum tipo de restrição.

Quando o carregamento de serviço é atingido, (Tabela 3.2) as vigas do sistema de restrição são devidamente fixadas nos pilares externos, que já se encontram na posição desejada referente ao nível de restrição que será imposto ao corpo de prova. Neste instante, o sistema já simula o caso de pilar carregado inserido em um edifício, e não mais um pilar isolado, sendo então o próximo passo da análise o início do aquecimento do pilar pelo forno elétrico.

O forno segue uma programação que se aproxima da curva de incêndio-padrão da ISO 834:1999 após alguns instantes de ensaio. A curva obtida pelo forno é apresentada mais adiante na discussão dos resultados.

Durante o ensaio é esperado que a força axial, medida pela célula de carga do dispositivo apresentado na Figura 3.2 cresça até um determinado valor de pico, resultado do efeito da restrição à deformação térmica imposta ao pilar. Após certo tempo, essa força volta a cair, como consequência da redução das propriedades mecânicas do aço e do concreto em função da temperatura. O fim do ensaio teórico é dado pelo instante no qual a força volta ao valor que era

medido no início do ensaio, indicando que a partir daquele instante o pilar já não consegue suportar o carregamento que atuava inicialmente.

Apesar de o controle do final do ensaio ser feito pelo valor da força axial, vale ressaltar que os deslocamentos axiais e laterais são constantemente monitorados a fim de verificar se não há possibilidade de danos no sistema de ensaio, apontado pelo surgimento de deslocamentos excessivos nos pontos instrumentados.

Também é monitorada a temperatura no topo do pilar, do lado externo do forno, logo abaixo do dispositivo de medição das forças axiais, pois o mesmo não deve apresentar temperaturas maiores que 100°C para que o próprio dispositivo não seja danificado, bem como os demais transdutores que se localizam na proximidade. Todas essas variáveis são monitoradas na tela principal do sistema de aquisição de dados, conforme pode ser visto na Figura 3.14. A temperatura interna do dispositivo foi monitorada constantemente por leituras manuais feitas com um termopar de haste acoplado a um multímetro.



Figura 3.14 – Representação visual instantânea de alguns resultados durante o ensaio, por meio do sistema de aquisição de dados TML TDS-530.

### 3.6. Resultados e Discussão

No que se segue serão apresentados resultados e discussões para os ensaios desenvolvidos no programa experimental. Primeiro serão discutidos os ensaios em pilares sem paredes, submetidos ao aquecimento uniforme em todas as faces da seção transversal. Já para os pilares com paredes, os resultados foram divididos para os pilares de aço, sem o revestimento de concreto, onde poderá ser vista a influência da esbelteza do elemento e, por fim, os ensaios em

pilares mistos com paredes, podendo verificar a influência do revestimento parcial de concreto e também da espessura da parede.

### 3.6.1. Pilares sem Paredes

Os pilares ensaiados (Figura 3.15) são os quatro primeiros apresentados na Tabela 3.2, e dizem respeito ao pilar formado pelo perfil HEA 220, com e sem concreto, carregado com 30% da sua capacidade de carga, bem como formado pelo perfil HEA 100, sem concreto, e ensaiado com 30% e 70% da sua capacidade de carga.

Todos os ensaios foram finalizados no instante em que a força axial retornou ao valor aplicado antes do aquecimento. Como era de se esperar, o pilar misto foi o que apresentou maior tempo de resistência ao fogo, fato que será discutido nas seções que seguem.

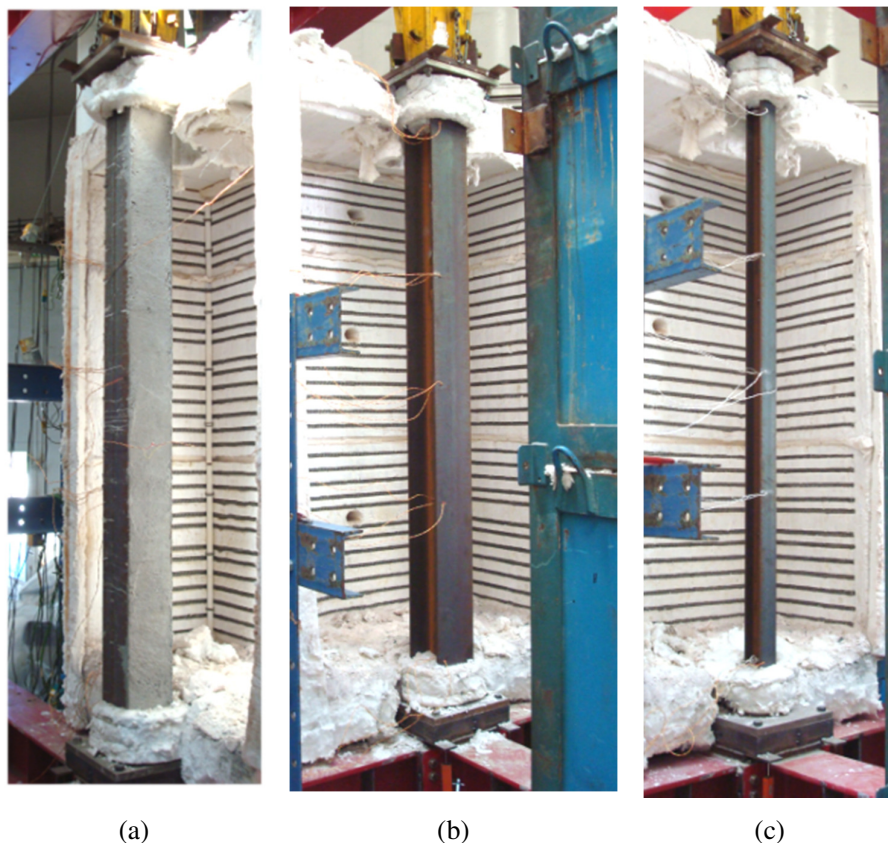


Figura 3.15 – Pilares já posicionados no forno e antes dos ensaios: (a) HEA 220 Misto, (b) HEA 220 e (c) HEA 100.



### 3.6.1.1. Temperaturas

Como comentado, apesar de o forno estar programado para representar a curva de incêndio-padrão da ISO 834:1999, a temperatura média do forno e a nominal só se tornaram coincidentes após alguns minutos do acionamento do forno. No caso do pilar misto, como pode ser visto na Figura 3.16a, a temperatura média do forno demorou cerca de 30 minutos para que fosse igualada à curva de incêndio-padrão. Tal efeito é decorrente da inércia térmica do sistema, que resultou em atraso até que a taxa de aquecimento necessária fosse atingida.

Problemas na vedação do forno também influenciaram nesta resposta térmica, de modo que nos ensaios subsequentes, a vedação foi reforçada sendo possível obter a equivalência entre as temperaturas do forno e da curva da ISO 834:1999 mais rapidamente, como pode ser verificado nas Figuras 3.16b, c e d, referentes aos demais ensaios.

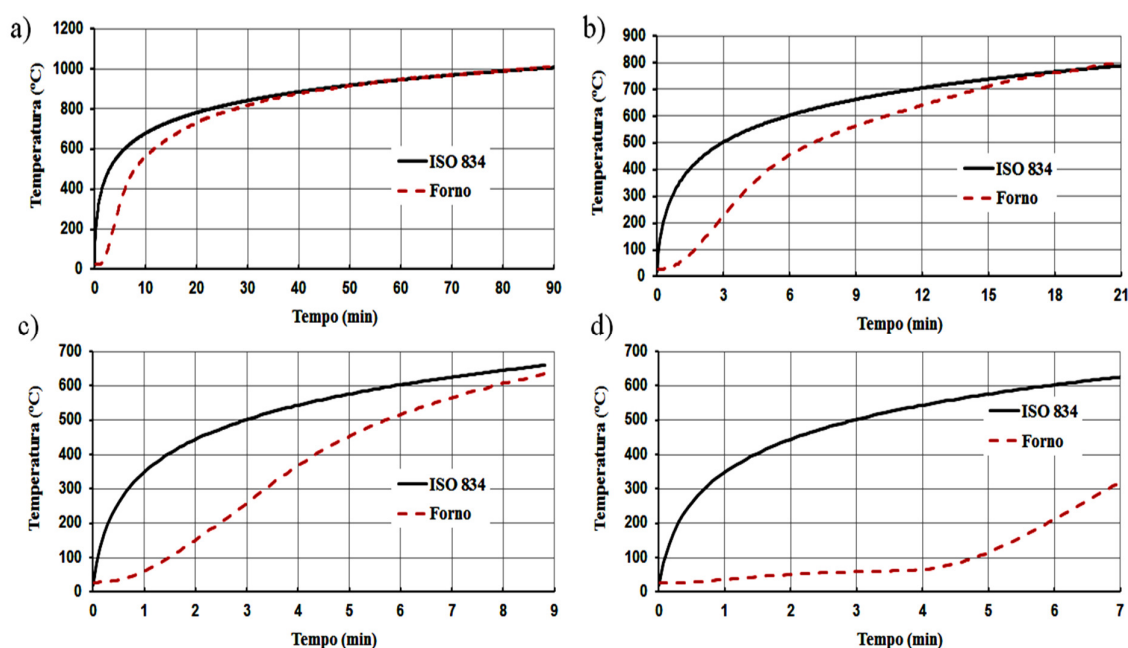


Figura 3.16 – Comparação entre as curvas de temperatura média do forno e o incêndio padrão da ISO 834:1999 para os ensaios com perfis: (a) HEA220-FC30-ISO-Misto, (b) HEA220-FC30-ISO, (c) HEA100-FC30-ISO e (d) HEA100-FC70-ISO.

No que diz respeito à evolução das temperaturas na seção transversal, é apresentado na Figura 3.17 os resultados para os pilares compostos pelos perfis HEA 220 e HEA 100 sem revestimento de concreto. Nesses casos, pode-se observar que as temperaturas na mesa e nas

almas são praticamente as mesmas e sobem rapidamente, como era esperado, levando a ensaios de curta duração devido à rápida deterioração das propriedades mecânicas do material. No caso do perfil HEA 220, quando o ensaio foi finalizado aos 21 minutos, o perfil apresentou temperaturas médias de 750°C, enquanto que o perfil HEA 100, com o mesmo fator de carga (30%), apresentou temperatura média de 440°C aos 9 minutos de ensaio.

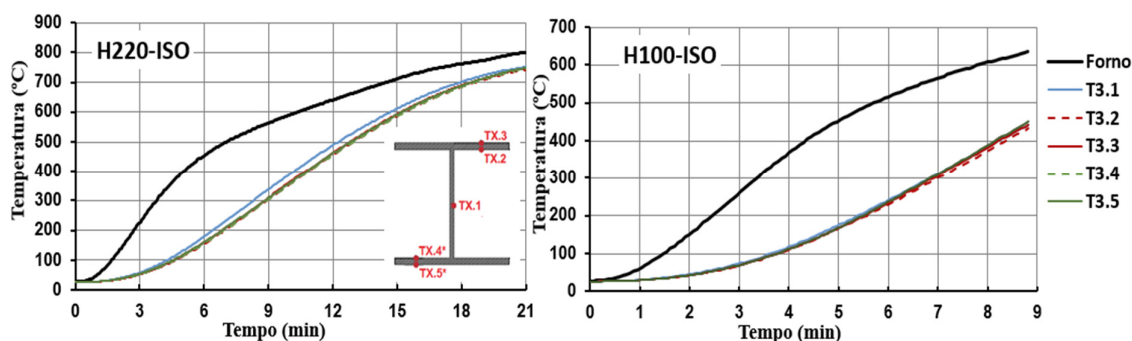


Figura 3.17 – Evolução da temperatura na seção transversal para os pilares de aço com os perfis HEA 220 e HEA 100.

Considerando o pilar composto pelo perfil HEA 220 com revestimento de concreto, o ensaio prosseguiu por 90 minutos, evidenciando o efeito positivo do revestimento parcial de concreto. Na Figura 3.18 é possível observar que as temperaturas nas mesas (que estão diretamente expostas ao fogo) sobem a uma taxa de 20°C/min nos primeiros 30 minutos de ensaio, enquanto a alma aquece a uma taxa de 6°C/min, no mesmo período considerado. Sendo assim, a alma, que recebe calor por condução no perfil e perde calor para as regiões de concreto menos aquecida, demora mais tempo para aquecer atingindo a temperatura de 400 °C após apenas 60 minutos de ensaio.

Ainda na Figura 3.18 a variação da temperatura medida na armadura (T4.3), é apresentada para a seção S4, uma vez que o mesmo ponto de medição foi danificado para a seção S3, possivelmente durante a concretagem do elemento. Pode-se notar que o aquecimento da armadura também é semelhante ao da alma do perfil metálico, contribuindo para o fato que irá garantir que o pilar resista 90 minutos de exposição ao incêndio.

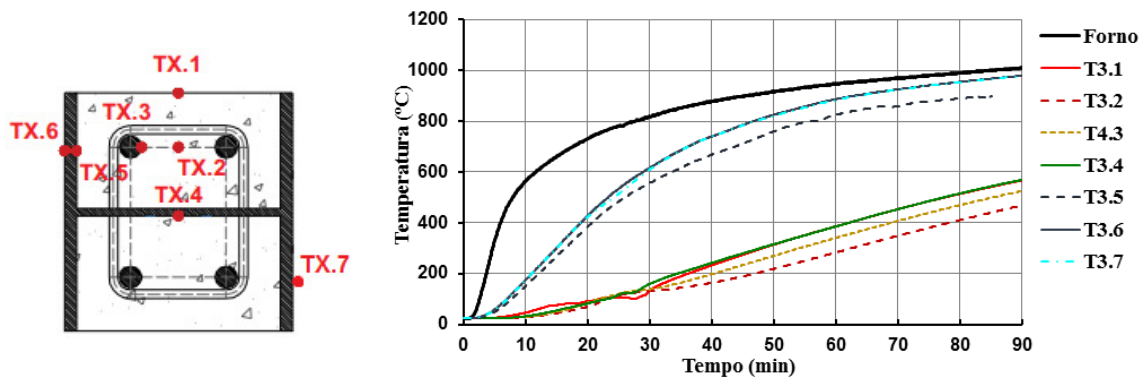


Figura 3.18 – Evolução da temperatura na seção transversal para o pilar H220-CONC-ISO.

Também é possível observar que o aquecimento não foi uniforme ao longo do comprimento do pilar, o qual apresentou temperaturas mais baixas próximas aos apoios, como pode ser observado nas Figuras 3.19 e 3.20, as quais apresentam a variação da temperatura média, para o ensaio H220-ISO sem concreto, bem como as temperaturas da mesa e da alma, para o ensaio H220-CONC-ISO. De modo geral, maiores temperaturas foram obtidas para as seções S3 e S4, posicionadas a 1.5 e 2.02m da base do pilar.

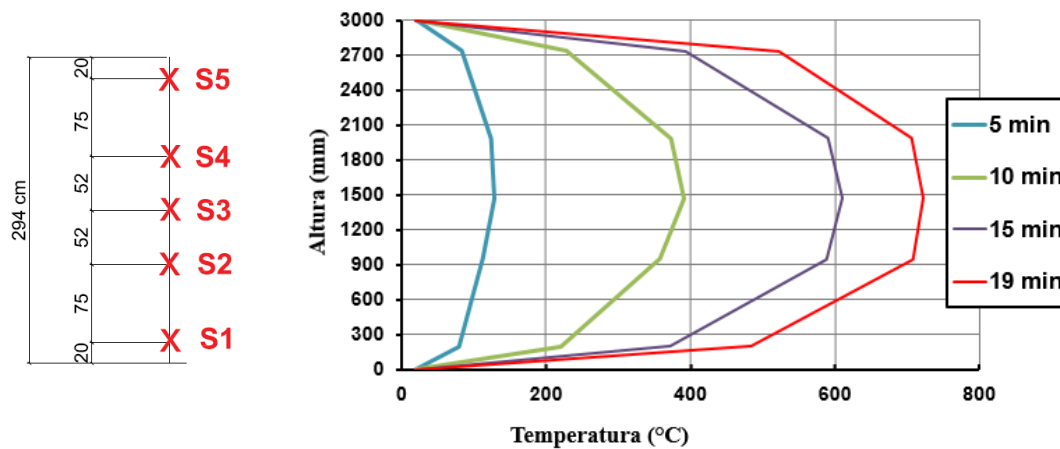


Figura 3. 19 – Variação da temperatura média das seções ao longo da altura do pilar para o ensaio H220-ISO, sem concreto.

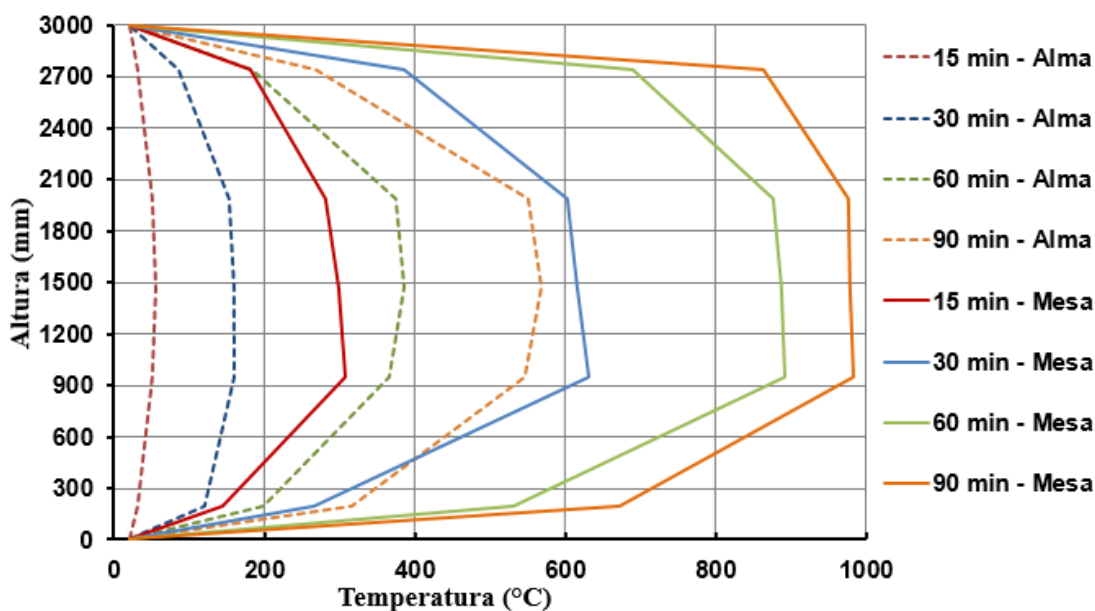


Figura 3. 20 – Variação das temperaturas na mesa e na alma ao longo da altura do pilar para o ensaio H220-CONC-ISO.

### 3.6.1.2. Deslocamentos

Os deslocamentos do topo e da base do pilar foram determinados a partir da média aritmética dos transdutores lá instalados, conforme mostrado na Figura 3.13b. Sendo assim, o deslocamento total do pilar é dado pela diferença entre o deslocamento médio do topo e da base do pilar. Nos casos analisados, os deslocamentos inferiores sempre resultaram muito menores que os deslocamentos superiores, como podem ser observados na Figura 3.21a para o ensaio com H220-CONC-ISO. Vale ressaltar que, neste ensaio, um dos transdutores foi retirado devido à mudança no seu alinhamento aos 80 minutos, resultando assim em uma descontinuidade no deslocamento neste instante.

Na Figura 3.21b podem ser vistos os deslocamentos axiais para os três pilares metálicos sem paredes ensaiados. Verifica-se que os pilares sem concreto possuem um período de queda brusca após atingir o deslocamento máximo, que é bem maior no caso da seção HEA220, fato este que não ocorre no caso do pilar misto, que após atingir o deslocamento máximo, próximo

aos 25 minutos de ensaio, só retorna ao seu valor inicial após mais 65 minutos de exposição ao fogo.

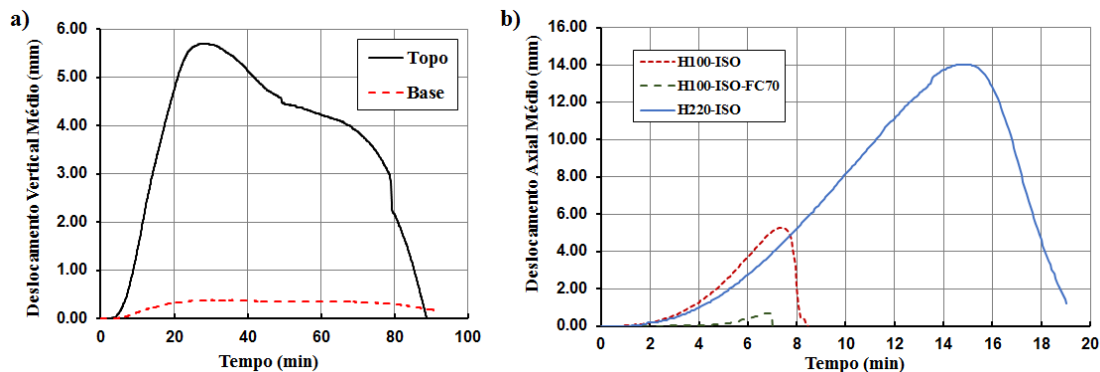


Figura 3.21 – (a) Deslocamento no topo e na base para o ensaio H220-CONC-ISO e (b) Evolução do deslocamento total do pilar ao longo do tempo para os ensaios em pilares metálicos aquecidos em todas as faces.

Em relação aos deslocamentos laterais, são apresentados na Figura 3.22 os deslocamentos obtidos pelos transdutores de fio na direção de menor inércia do pilar. Os resultados são apresentados para diversos instantes do ensaio. Como apresentado na seção 3.4.2, deslocamentos horizontais nas direções de maior e menor inércia também foram registrados durante todo ensaio, sendo que os resultados completos para esses parâmetros podem ser encontrados no Apêndice B deste trabalho,

Pode-se observar que, proporcionalmente ao tempo total de ensaio, o pilar formado pelo perfil HEA 100 carregado com 30% da sua capacidade resistente é o que apresenta maiores deslocamentos, pois aos 6 minutos de ensaio já possui deslocamento de aproximadamente 5 mm, que só seriam obtidos próximos aos 10 minutos de ensaio para o pilar com o perfil HEA 200 sem concreto. Considerando ainda os pilares formados pelo perfil HEA 220, nota-se que apesar da diferente evolução de temperatura na seção transversal, os deslocamentos horizontais são semelhantes para o mesmo intervalo de aquecimento, como pode ser visto nas Fig. 3.22a e b, para os deslocamentos aos 15 minutos.

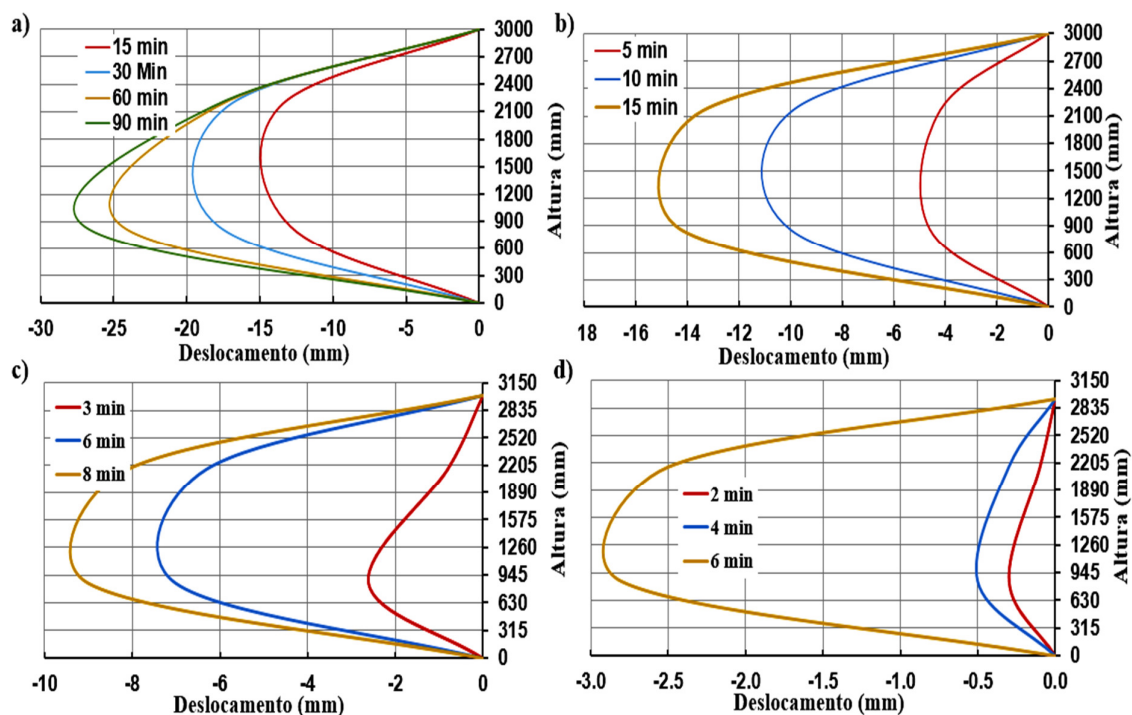


Figura 3.22 - Deslocamentos laterais na direção do eixo de menor inércia do pilar para os ensaios (a) H220-CONC-ISO, (b) H220-ISO, (c) H100-ISO e (d) H100-ISO-FC70.

Vale ressaltar que as curvas mostradas na Fig. 3.22 foram obtidas por meio dos transdutores localizados a 0,85 e 2,16 m da base do pilar, uma vez que as leituras obtidas no transdutor central (1,5 m da base) apresentavam resultados muito inferiores ao esperado para tempos elevados de ensaio.

Como forma de correlacionar as informações apresentadas na Figura 3.22, são apresentadas as configurações deformadas dos pilares na Figura 3.23, onde se nota que todos apresentaram instabilidade global e próxima à região do meio do vão. Observa-se também que no pilar com perfil HEA 220 sem concreto (Fig. 3.23b), as mesas também apresentaram instabilidade saindo do seu plano na mesma região da instabilidade global, situação essa que é evitada no pilar misto de aço e concreto.

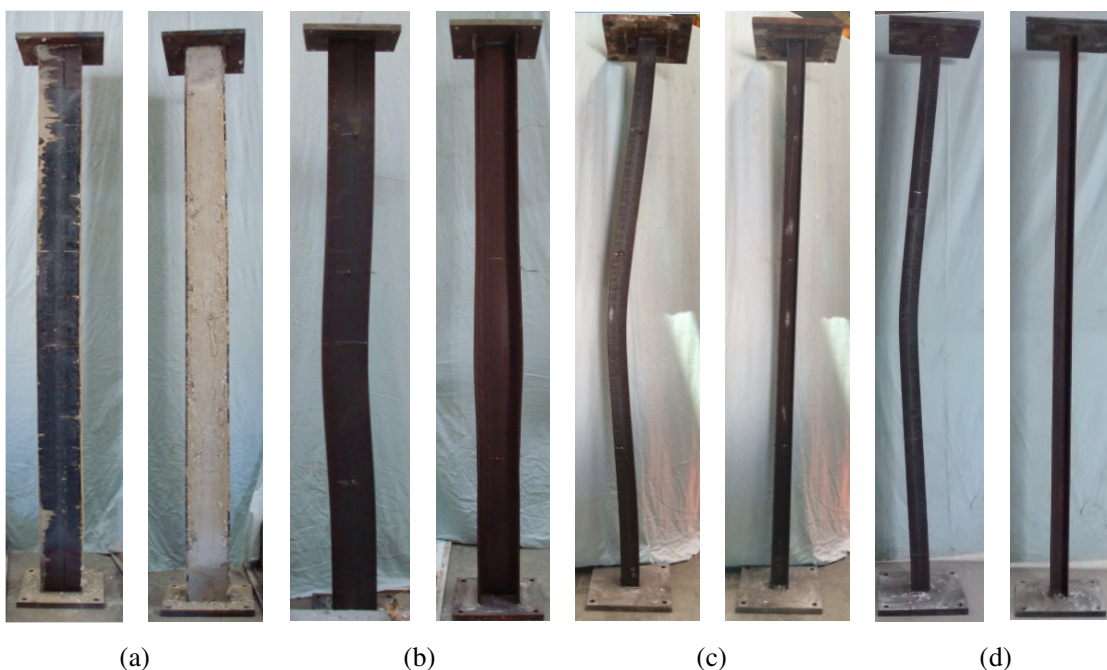


Figura 3.23 – Pilares deformados após os ensaios: (a) H220-CONC-ISO Misto, (b) H220-ISO, (c) H100-ISO e (d) H100-ISO-FC70.

### 3.6.1.3.3 Forças de Restrição

Na figura 3.24 é apresentada a evolução da força de restrição total medida no pilar ao longo dos ensaios.

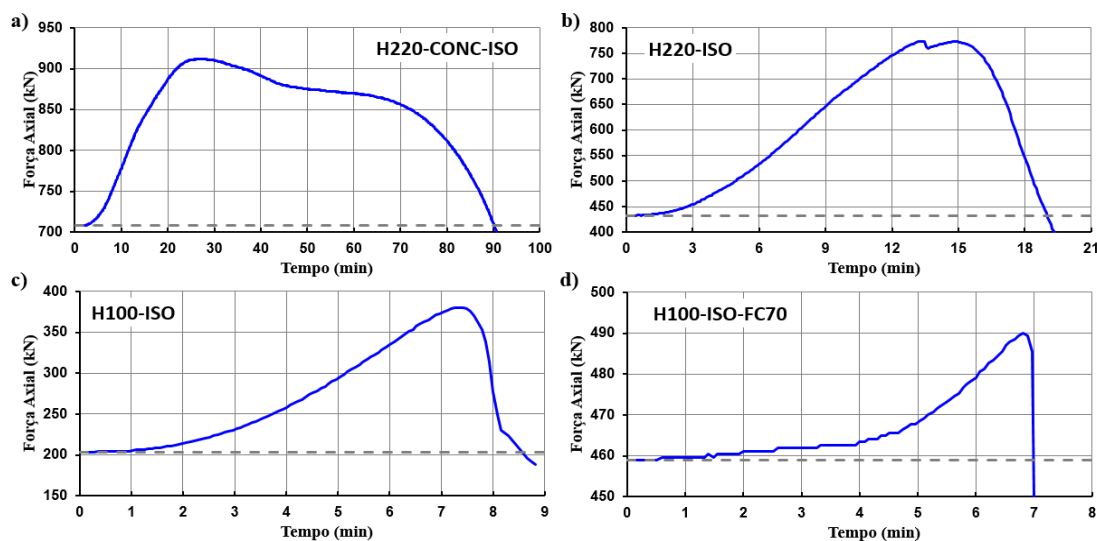


Figura 3.24 – Evolução das forças axiais em valores absolutos nos pilares em função do tempo para os ensaios (a) H220-CONC-ISO, (b) H220-ISO, (c) H100-ISO e (d) H100-ISO-FC70.

Em relação aos pilares metálicos, os comportamentos obtidos são bem semelhantes entre si, sendo que após atingido o pico, a força cai bruscamente sinalizando que o pilar já não consegue suportar o carregamento ao qual está submetido. No caso dos pilares com perfil HEA 100, a queda se dá de forma mais acentuada. Já no pilar misto, foi observado que após atingir o pico, as forças axiais demoraram a cair, apresentando um comportamento estável entre os 20 e os 70 minutos de ensaio. Esta situação se dá pela menor temperatura de partes da seção transversal, como a alma e as armaduras, que demoram mais para se aquecer e, conseqüentemente, a perder as suas capacidades portantes.

Se considerado o fato de a temperatura igual a 400°C representar o ponto no qual a resistência ao escoamento do aço começa a se degradar, é possível fazer um paralelo com os instantes no qual cada parte da seção transversal atinge tal temperatura e as mudanças no desenvolvimento da força de restrição no pilar misto. Vale ressaltar que próximo ao pico de força axial, mais precisamente aos 20 minutos de exposição, as mesas se encontram a 400°C. Grande parte da força de restrição gerada até o momento se dá pela expansão térmica das mesas do perfil, por serem os elementos que aqueceram mais rapidamente, e que também possuem uma grande área (em relação aos outros elementos metálicos). A partir do momento que a tensão atuante nestes elementos é maior do que o limite de escoamento do material, que já se encontra penalizado, a força axial total começa a diminuir e também se redistribuir para os elementos menos aquecidos da seção.

Essa nova situação se prolonga dos 20 aos 70 min de aquecimento, sendo que a partir daí a força cai até atingir o valor aplicado inicialmente. A partir da Fig. 3.18 nota-se que o termopar T3.2, referente à armadura longitudinal, atinge a temperatura de 400°C também aos 80 min de ensaio, enquanto que o termopar T3.4, que representa a temperatura da alma, já atingiu esta temperatura aos 60 minutos de ensaio. Sendo assim, nota-se que quando os elementos metálicos tem as suas propriedades mecânicas penalizadas, a seção já não consegue suportar o carregamento. Também pode-se concluir que, apesar de ter a sua contribuição na capacidade resistente da seção transversal, o concreto terá como principal função a proteção dos elementos metálicos, diminuindo a sua taxa de aquecimento.

Como cada um desses ensaios se iniciou com diferentes valores de força axial aplicada, é relevante analisar a força axial em termos relativos, ou seja, dividindo a força obtida em cada



instante pelo seu valor inicial, aplicado no começo do ensaio. A análise da força axial em termos relativos é apresentada na Figura 3.25.

Pode-se observar que os pilares sem concreto (com o mesmo nível de carga) foram os que apresentaram maior variação entre a força axial aplicada inicialmente e o valor máximo. Porém, vale lembrar que as forças aplicadas no início do ensaio para os pilares sem concreto são menores que no caso do pilar misto, de modo que, quando analisada a variação da força axial em termos relativos, tal fato pode levar a valores mais elevados para essa relação, mesmo que o valor absoluto seja inferior.

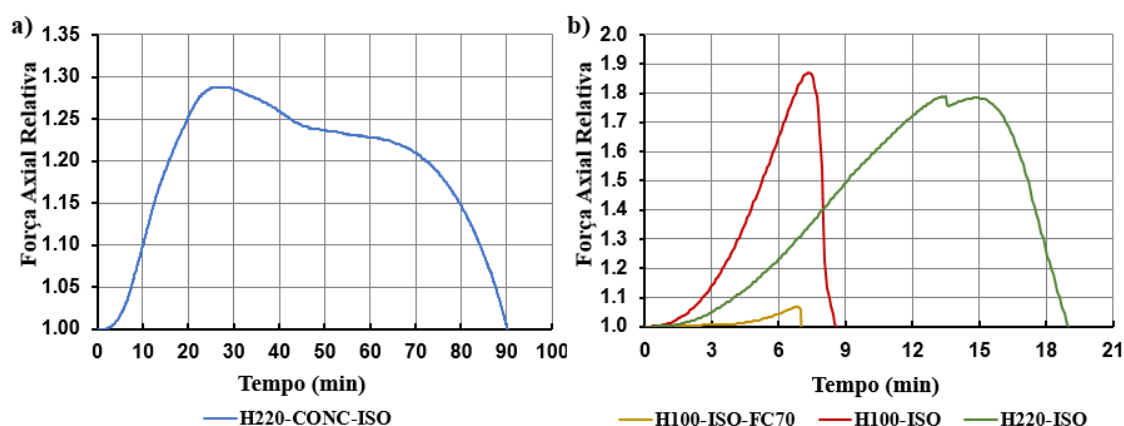


Figura 3.25 – Evolução das forças axiais em valores relativos para os ensaios: (a) com concreto e (b) sem concreto.

De forma geral, as forças máximas geradas pelo aquecimento do pilar restringido foram da ordem de 204, 337, 176 e 31 kN para os pilares H220-CONC-ISO, H220-ISO, H100-ISO e H100-ISO-FC70, respectivamente.

Por fim, é apresentada na Figura 3.26 a evolução das forças axiais relativas nos pilares em função da temperatura média do perfil metálico, obtida em duas diferentes situações. Na primeira, foi considerada a média ponderada em função da área e das temperaturas da mesa, da alma e das armaduras (apenas no pilar misto) para a seção mais quente, como apresentado na Equação (3.1). Na segunda situação, a temperatura média para cada seção foi obtida pela Equação (3.1) e, em seguida, uma nova média foi calculada considerando então o comprimento de influência das seções instrumentadas, como pode ser visto na Equação (3.2).

$$T_{m,i} = \frac{T_{f,i} \times A_f + T_{w,i} \times A_w + T_{r,i} \times A_r}{A_f + A_w + A_r} \quad (3.1)$$

$$T_{m,Total} = \frac{\sum_{i=1}^5 T_{m,i} L_i}{\sum_{i=1}^5 L_i} \quad (3.2)$$

Onde,

- $T_{m,i}$  é a temperatura média na seção  $i$ ;
- $T_{f,i}$  é a temperatura da mesa na seção  $i$ ;
- $T_{w,i}$  é a temperatura da alma na seção  $i$ ;
- $T_{r,i}$  é a temperatura da armadura longitudinal na seção  $i$ ;
- $A_f$  é a área total das mesas;
- $A_w$  é a área da alma;
- $A_r$  é a área total das armaduras longitudinais;
- $L_i$  é o comprimento de influência da seção transversal  $i$ , obtida por meio da média da distância das duas seções adjacentes.

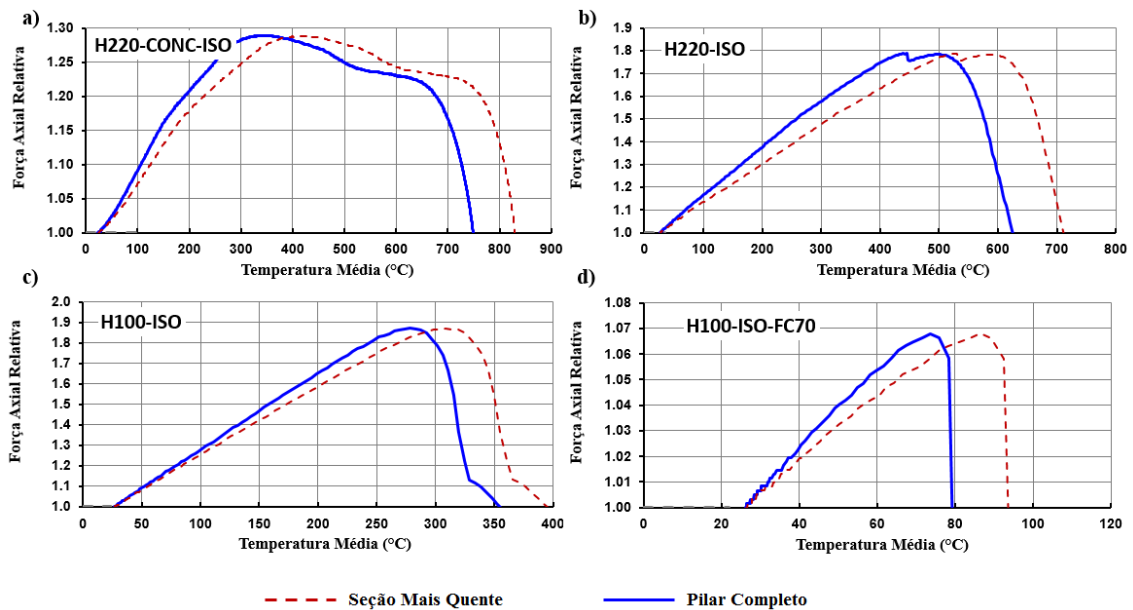


Figura 3.26 – Evolução da força axial relativa em função da temperatura média da seção mais quente e do pilar completo para os ensaios: (a) H220-CONC-ISO, (b) H220-ISO, (c) H100-ISO e (d) H100-ISO-FC70.

Para analisar os resultados apresentados na Figura 3.26 será utilizado o conceito de temperatura crítica, que é a temperatura obtida no instante em que a força axial retorna ao seu valor inicial. Considerando as temperaturas calculadas para o pilar completo (Equação 3.2), as temperaturas críticas encontradas foram iguais a 749, 626, 340 e 80°C para os ensaios H220-CONC-ISO, H220-ISO, H100-ISO e H100-ISO-FC70, respectivamente. Tal comportamento está em concordância com o que foi obtido e apresentado em Correia (2009), que verificou que os pilares mistos possuem maior temperatura crítica e conforme se aumenta o nível de carga e a esbeltez do pilar, a temperatura crítica diminui consideravelmente.

Apesar de o pilar possuir 3,00 m de comprimento, apenas 2,5 m foram submetidos ao aquecimento devido à geometria do forno. Tal situação resulta em temperaturas mais baixas próximas das extremidades do pilar, de forma que a temperatura média calculada para todo o pilar será mais baixa que nas seções S3 e S4 (localizadas à 1,5 m e 2,02 m da base do pilar). Quando considerada a temperatura média na seção mais quente, os ensaios apresentaram temperaturas críticas de 830, 713, 380 e 96°C, para os ensaios H220-CONC-ISO, H220-ISO, H100-ISO e H100-ISO-FC70, respectivamente.

#### 3.6.1.4. Resumo dos Resultados para os Elementos Isolados

Na Tabela 3.3 é apresentado o resumo dos resultados até então obtidos, contemplando grandezas como o deslocamento máximo, força axial máxima (em termos absoluto e relativo), resistência ao fogo e temperatura crítica.

Tabela 3.2 – Resumo dos resultados obtidos.

	Desloc. Máximo [mm]	Força Máxima [kN]		Resistência ao Fogo [min]	Temperatura Crítica [°C]
		Absoluta	Relativa		
<b>H220-CONC-ISO</b>	5,31	912	1,29	90,2	749
<b>H220-ISO</b>	13,01	774,1	1,79	19,0	626
<b>H100-ISO</b>	5,27	380,4	1,87	8,6	340
<b>H100-ISO-FC70</b>	0,70	489,3	1,07	7,0	80

Analisando a Tabela 3.3, pode-se observar que os resultados foram bem distintos para cada um dos casos analisados de forma que os pilares com seções puramente metálicas apresentaram forças axiais máximas relativas com a mesma ordem de grandeza, enquanto que o pilar misto apresentou um valor menor pelo fato de possuir um maior carregamento aplicado inicialmente.

### **3.6.2. Pilares de Aço com Paredes**

Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos para os ensaios em pilares metálicos inseridos em paredes e sem revestimento de concreto. Como já comentado, foram realizados ensaios com perfis HEA 100 e HEA 220, com paredes construídas com blocos de 7 e 15 cm de espessura, a depender do perfil utilizado no pilar. Os ensaios estavam planejados para continuar em execução enquanto a força axial não voltasse ao seu valor inicial.

#### **3.6.2.1. Temperaturas**

Durante a execução dos ensaios inseridos em paredes foi observado que o forno elétrico apresentou diferentes padrões de aquecimento, mantendo a temperatura sempre abaixo da curva de incêndio-padrão da ISO 834:1999, como pode ser visto na Figura 3.27. Além da acentuada perda de calor pela face das paredes, que atuam como vedação do forno, o fato de estar utilizando apenas metade dos módulos que normalmente compõe o forno também influenciou na potência total (45 kVa/módulo) inserida no sistema, dificultando que o aquecimento ideal fosse obtido.

Também se deve considerar que as rachaduras que apareceram nas paredes durante os ensaios são uma fonte concentrada de perda de calor, como pode ser observado aos 13 minutos no ensaio H100-PAR-E7 (Fig. 3.27a). Na questão de vedação, a compatibilização das extremidades do forno com a parede foi realizada com manta cerâmica, de forma que os ensaios com paredes mais grossas (com o perfil HEA 220) tiveram o aquecimento prejudicado por maiores dificuldades nessa compatibilização. Passados os primeiros instantes do aquecimento,

a diferença entre as temperaturas do forno e da curva de incêndio-padrão foram sempre da ordem de 150 a 300°C.

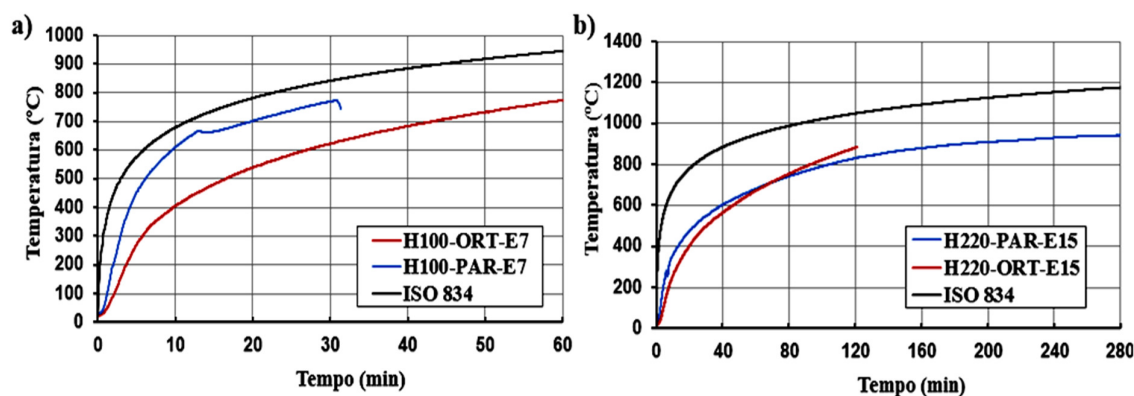


Figura 3. 27 – Evolução da temperatura no interior do forno para os ensaios (a) H100-ORT-E7, H100-PAR-E7, (b) H220-PAR-E15 e H220-ORT-E15.

A variação da temperatura na seção transversal mais quente é apresentada na Figura 3.28 em conjunto com a distribuição dos termopares na seção e a indicação do lado que foi exposto à ação térmica.

Para os pilares constituídos de perfis HEA 220 os ensaios tiveram maior tempo de duração porém o comportamento é semelhante ao encontrado com os perfis menores. No caso da alma paralela às paredes, o gradiente térmico aos 280 minutos de ensaio resultou igual a 250°C, enquanto na orientação ortogonal o gradiente resultou igual a 800°C aos 120 minutos de ensaio. Nota-se que quando a mesa está em contato direto com o fogo, terá a tendência de ter a sua temperatura igualada à curva de incêndio que estará submetida, como mostra o termopar T3.1 na Figura 3.28f, fato esse que iria ocorrer nos perfis menores se os ensaios resultassem mais longos.

Outro ponto a ser destacado no ensaio H220-ORT-T15 se refere ao fato de as leituras na alma e mesa não exposta (T3.4 e T3.5) apresentarem um patamar aos 100°C, resultado da evaporação da água da argamassa de ligação entre o pilar e a parede. Tal argamassa, apesar de apresentar resistência adequada que impediu o descolamento da parede em todos os ensaios, era aplicada de dois a três dias antes dos ensaios e ainda possuía muita água incorporada. Durante os ensaios, essa água saía dos elementos, formando poças nas bases dos pilares.

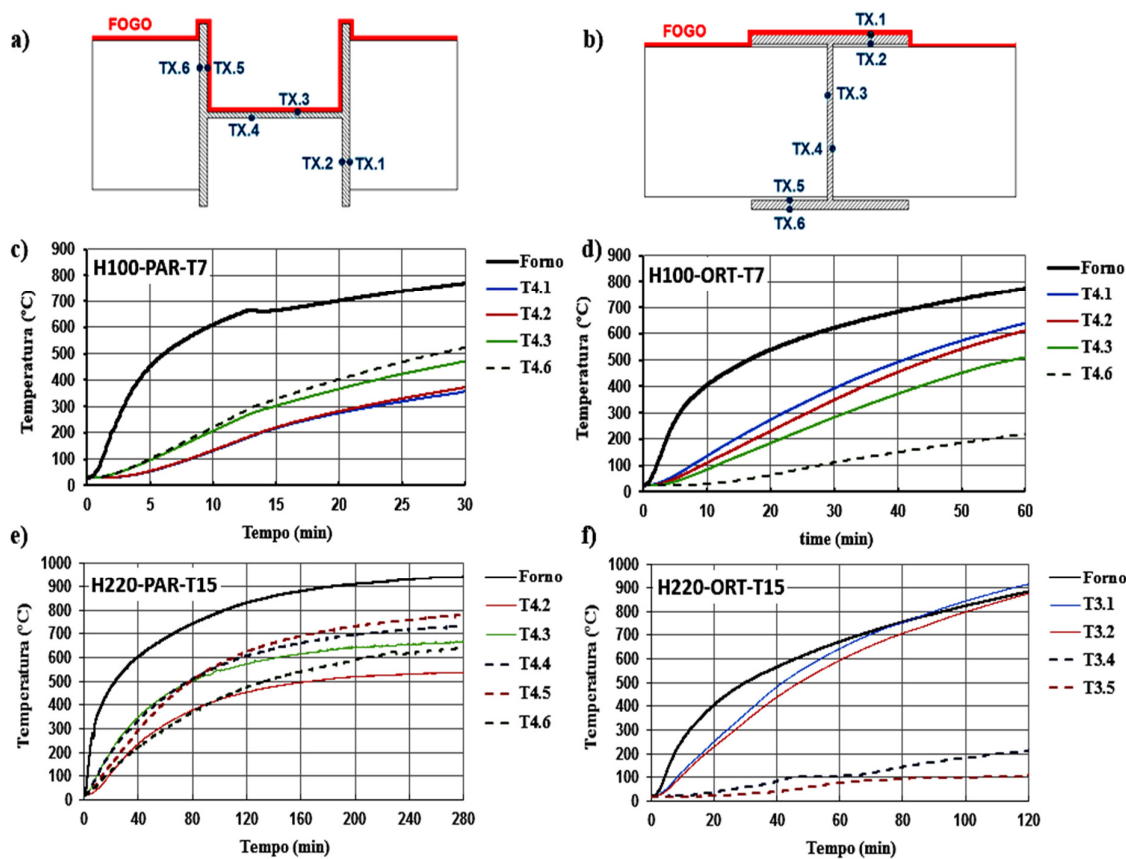


Figura 3.28 – Pontos de leitura de temperatura nos ensaios com pilares metálicos com a alma (a) paralela e (b) ortogonal às paredes. Evolução da temperatura na seção transversal mais quente dos ensaios (c) H100-PAR-T7, (d) H100-ORT-T7, (e) H220-PAR-T15 e (f) H220-ORT-T15.

### 3.6.2.2. Deslocamentos

Os deslocamentos axiais no topo e na base do pilar foram medidos da mesma forma como apresentado para os pilares sem paredes, ou seja, a partir da média entre os transdutores lá instalados. Sabe-se também que pilares submetidos à gradientes térmicos apresentam rotação nas suas extremidades, devido à expansão diferencial entre as faces expostas e não expostas à ação térmica, de forma que a média entre os quatro transdutores pode não representar exatamente o deslocamento axial do pilar.

Na Figura 3.29 são apresentados os deslocamentos médios para os pilares formados pelo perfil HEA 220, nas duas orientações de interesse, já considerando a diferença entre as médias

dos transdutores do topo e da base do pilar, onde se pode verificar que os deslocamentos resultantes foram maiores para o caso da alma paralela às paredes. Como pode ser visto nas Figuras 3.28e e 3.28f, o gradiente térmico desenvolvido no caso de alma paralela é menor quando comparado ao caso ortogonal, de forma que o aquecimento na seção é mais uniforme e com rotação reduzida nas extremidades.

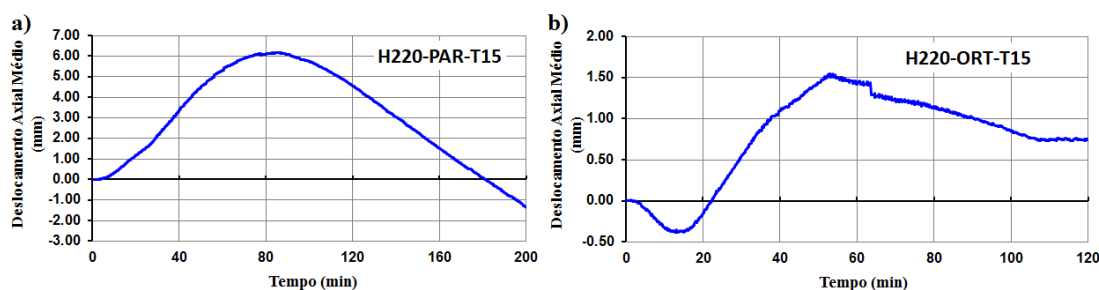


Figura 3. 29 – Deslocamentos Axiais Médios para os ensaios (a) H220-PAR-T15 e (b) H220-ORT-T15.

Quando o gradiente térmico é elevado, como no caso ortogonal, os resultados obtidos pelos transdutores nas extremidades da chapa de topo se alternam em deslocamentos com direções opostas, de modo que a média resulta em um valor menor do que seria encontrado para gradientes térmicos mais brandos. Além disso, mesmo com o devido cuidado na montagem dos experimentos, sabe-se que ainda há ligeiras imperfeições no posicionamento do pilar, dos transdutores e do próprio elemento, sendo que não se pode garantir que os deslocamentos em sentidos opostos dos transdutores serão compatíveis de modo que a média resulte unicamente no deslocamento axial do topo ou da base do pilar. Seguindo tal pensamento, pode-se concluir que deslocamentos médios maiores indicam que o deslocamento do topo do pilar é majoritariamente axial.

Também vale ressaltar que o rápido aquecimento que a mesa diretamente exposta ao fogo sofre no ensaio H220-ORT-T15, irá resultar na sua rápida expansão seguida da perda das suas propriedades mecânicas, reduzindo o deslocamento gerado inicialmente. Dessa forma, o resto da seção, que ainda se encontra mais fria, se expande lentamente, sendo assim o mesmo nível de deslocamento axial não pode ser obtido caso fosse feito um aquecimento mais uniforme na seção, onde todas as partes expandem e perdem a resistência em conjunto.

Além dos deslocamentos axiais, foram medidos os deslocamentos na direção normal ao plano das paredes em três pontos ao longo da altura do pilar, como mostrado na Figura 3.13d. A posição deformada dos pilares, obtida pelas leituras dos transdutores horizontais é apresentada na Figura 3.30.

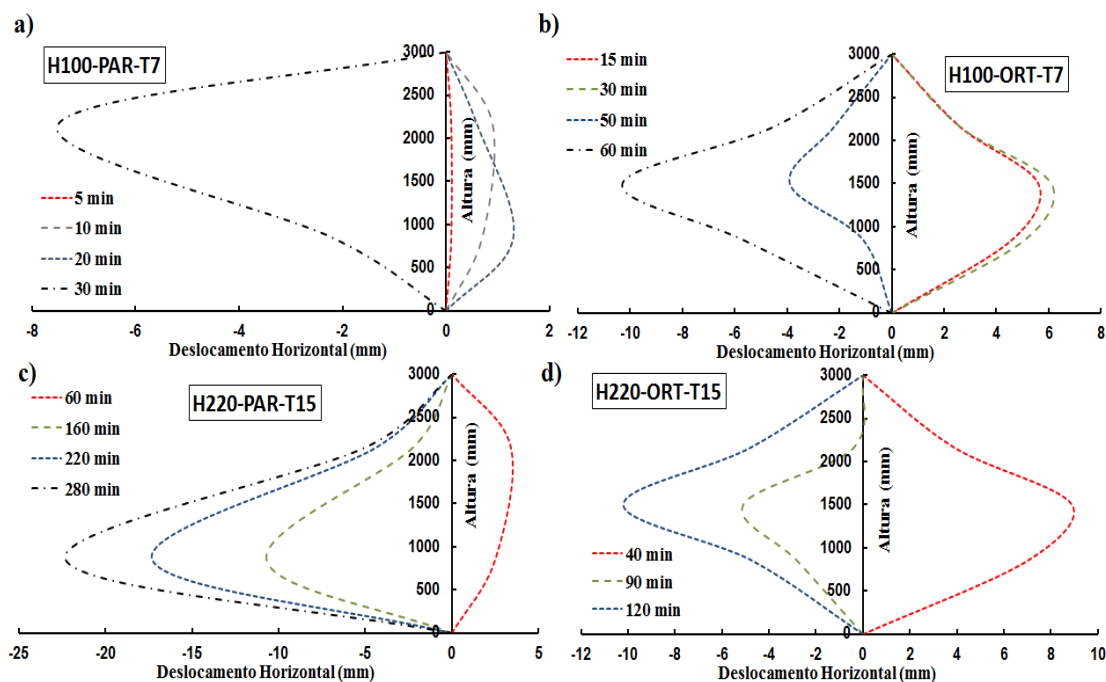


Figura 3.30 - Posições deformadas dos pilares com base nos deslocamentos horizontais para os ensaios (a) H100-PAR-T7, (b) H100-ORT-T7, (c) H220-PAR-T15 e (d) H220-ORT-T15.

Pela Figura 3.30 é possível observar o efeito do encurvamento térmico nos pilares metálicos inseridos em paredes, onde nos primeiros momentos de aquecimento o pilar se curva para o lado aquecido e, em seguida, inverte sua configuração que se mantém até o fim do ensaio. Pode-se observar que nos casos da alma perpendicular às paredes, houveram deslocamentos maiores na direção aquecida, efeito da exposição direta ao calor da mesa do perfil.

Apesar de o tempo de aquecimento variar de ensaio para ensaio, nota-se que os pilares menos esbeltos (Perfil HEA 220) apresentaram deslocamentos horizontais maiores, devido à maior área dos elementos da seção e, conseqüentemente, maiores expansões térmicas. Deslocamentos menores no pilar mais esbelto também podem ser explicados pela maior rigidez axial e rotacional relativa a que esses pilares estão submetidos.



As configurações deformadas dos pilares inseridos em paredes são mostradas após a discussão dos resultados para os pilares de aço e mistos, ao final desse capítulo.

### **3.6.2.3. Forças de restrição**

A evolução das forças axiais em termos relativos é apresentada na Figura 3.31, em conjunto com os deslocamentos axiais médios. Pode-se notar que o comportamento obtido para cada ensaio é bem distinto dos demais, saindo também do padrão que se observa em pilares aquecidos em todas as faces, onde a força cai logo após o seu valor de pico.

Considerando os pilares mais robustos, formados pelo perfil HEA 220 (Figura 3.31a e b), o ensaio com a alma paralela às mesas, e que apresentava um padrão de aquecimento mais próximo de um pilar uniforme, apresentou um patamar após atingir a sua força axial máxima aos 50 minutos, que se prolongou por 90 minutos, até que a força voltou a cair, retornando ao valor inicialmente aplicado. Pode-se verificar que, enquanto a força se mantinha constante, o pilar estava se deslocando. Outro fato importante a se salientar é que a força atinge o seu valor máximo perto do instante de maior deslocamento horizontal para a direção do aquecimento, e só começa a cair depois que o pilar passa pela sua posição inicial vertical, enquanto vai em direção ao lado menos aquecido.

Em relação às temperaturas, aos 50 minutos de ensaio H220-PAR-T15 e início do trecho de força constante, a temperatura das regiões em contato direto ao fogo eram próximas a 400°C, como pode ser visto pela evolução da temperatura da seção na Figura 3.28e.

Para o caso do pilar na posição ortogonal, o fato de uma das mesas estar em contato direto com o aquecimento tem um papel importante no desenvolvimento das forças de restrição no pilar, como pode ser visto na Figura 3.31b. Neste ensaio, observou-se que a força de restrição atingiu rapidamente o seu valor de pico aos 50 minutos de ensaio e começou a decrescer em seguida. Porém, após 40 minutos de queda, a força voltou a subir até o instante que o ensaio foi encerrado. Considerando a mesma orientação no pilar mais esbelto, não se pode garantir que o mesmo comportamento seja obtido, como mostra a Figura 3.31d.

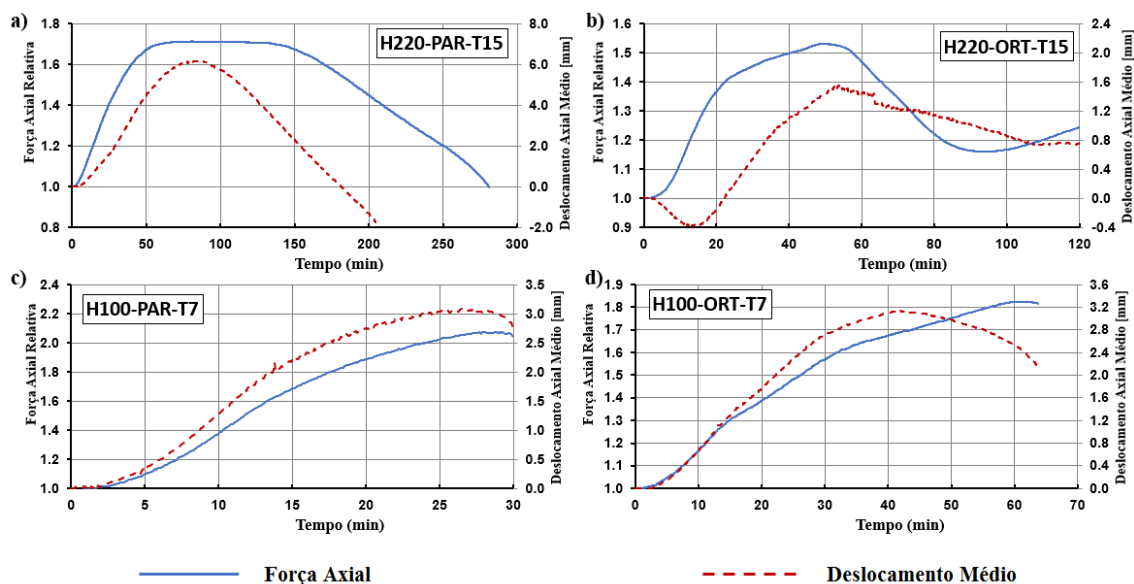


Figura 3.31 – Evolução das forças de restrição relativas em comparação com os deslocamentos axiais médios para os ensaios (a) H220-PAR-T15, (b) H220-ORT-T15, (c) H100-PAR-T7 e (d) H100-ORT-T7.

Como comentado, o rápido aumento da força axial provém do rápido aumento de temperatura da mesa diretamente exposta, que expande rapidamente (gerando as forças de restrição) e, em seguida, para de crescer por suas propriedades mecânicas reduzidas pelo efeito da temperatura. Pela Figura 3.28f, pode-se verificar que no instante deste pico, a mesa aquecida possui temperaturas acima dos 500°C. No instante em que a força volta a subir, o pilar passa pela sua posição vertical inicial, indo em direção para o lado mais frio. Essa situação indica que a expansão que era mais acentuada do lado mais aquecido foi gradualmente reduzida sobrando uma parcela referente à expansão da seção completa e o encurtamento devido às ações mecânicas.

Apesar de a mesa mais aquecida possuir uma capacidade portante reduzida, parte da alma e da mesa não exposta ainda apresentam temperaturas abaixo dos 200°C e, conseqüentemente, com resistência ainda elevada. Com o aumento gradual da temperatura dos elementos menos aquecidos, estes continuam a expandir gerando um novo aumento das forças de restrição.

Ainda considerando pilares mais robustos (Perfil HEA 220), nota-se que devido à elevada rotação nas extremidades não é verificada uma relação proporcional entre a evolução das forças e dos deslocamentos médios, como acontece nos pilares aquecidos uniformemente. Para os

pilares esbeltos, principalmente o ensaio H100-PAR-T7, onde o gradiente térmico é mais reduzido, há uma melhor concordância entre as forças e os deslocamentos, como pode ser observado na Figura 3.31c.

Tendo em vista que a curva de incêndio-padrão da ISO 834:1999 não foi alcançada nos ensaios em questão, é importante a apresentação da variação da força de restrição relativa e dos deslocamentos axiais médios em função das temperaturas médias do pilar (Figura 3.32), para fins de comparação com os demais ensaios.

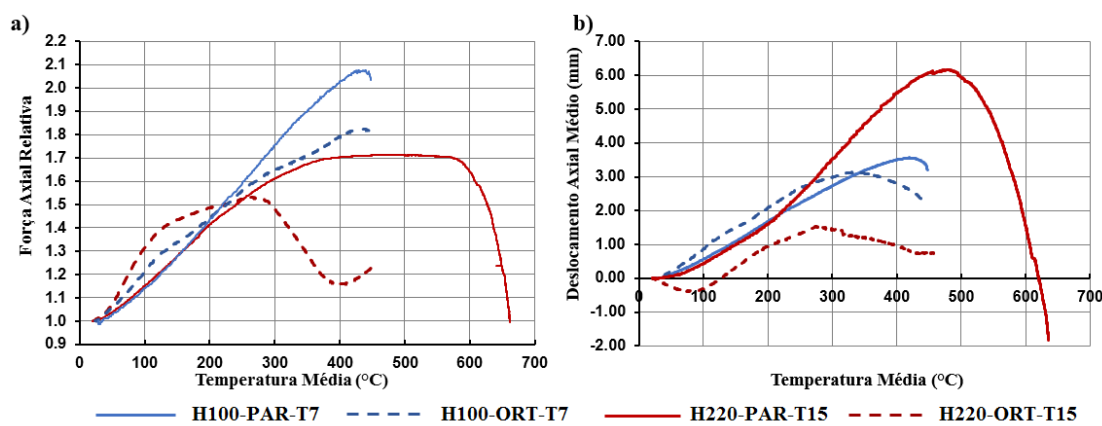


Figura 3.32 - Evolução das (a) Forças axiais relativas e (b) deslocamentos axiais médios em função da temperatura média do pilar.

Pelos gráficos da Figura 3.32a pode-se observar que os ensaios com os pilares em perfis HEA 100 e o H220-PAR-T15 atingiram a sua força máxima com temperaturas médias de 400°C na seção mais quente. Nesta mesma temperatura média, a força axial voltava a subir no ensaio H220-ORT-T15. Como nem todos os ensaios foram interrompidos no momento em que a força voltava ao seu valor inicial, algumas temperaturas críticas foram estimadas em função do comportamento do ensaio de interesse e também de resultados obtidos para casos semelhantes, no que diz respeito à orientação do perfil em relação a parede.

Nos casos com as almas paralelas às paredes, a temperatura crítica para o ensaio H220-PAR-T15 é de 660°C, sendo obtida pelo instante no qual a força volta ao seu valor inicial. Para o perfil H100, com a mesma orientação do perfil, o ensaio foi parado logo no início da queda da força, de forma que seguindo a inclinação da fase descendente, a temperatura crítica obtida seria de 570°C, aproximadamente.

Para os demais ensaios, onde a alma se encontra perpendicular às paredes, tal estimativa não pôde ser realizada devido ao comportamento diferenciado desses casos em que a força voltava a subir depois da fase decrescente. Nos ensaios em elementos mistos, que serão apresentados mais adiante, o mesmo comportamento foi observado sendo que a força não havia atingido o seu segundo pico mesmo após 280 minutos de aquecimento. De qualquer forma, pode-se concluir que pilares mais robustos irão apresentar um acréscimo na temperatura crítica do pilar.

### **3.6.3. Pilares Mistos de Aço e Concreto com Paredes**

Na etapa seguinte da análise experimental foram realizados ensaios em pilares mistos de aço e concreto inseridos em paredes, considerando a mesma seção transversal (Figura 3.5) composta de um perfil HEA 220, concreto C30/37, armadura longitudinal e estribos de 20 e 8 mm de diâmetro, respectivamente. Dentre os parâmetros analisados foram consideradas as duas orientações do perfil (alma paralela e ortogonal às paredes) e duas espessuras para as paredes (utilizando blocos de 11 e 15 cm) resultando em quatro ensaios.

Os ensaios nos elementos mistos tiveram duração superior a 240 minutos de exposição ao calor, por motivos que serão desenvolvidos ao longo desta seção. Entretanto, em apenas um deles o ensaio foi interrompido no instante em que as forças axiais voltavam ao seu valor inicial, de modo que os demais foram interrompidos devido à elevada temperatura do dispositivo de medição das forças axiais ou devido ao tempo limite de uso do forno, no qual o mesmo diminuía a potência. Apesar de apresentar rachaduras nas paredes durante os ensaios, este não foi um fator limitante para interromper o aquecimento uma vez que as paredes mais grossas mostravam melhor estabilidade durante o ensaio e não corriam o risco de colapso.

#### **3.6.3.1. Temperaturas**

Na Figura 3.33 são apresentadas as temperaturas médias do forno para os ensaios em elementos mistos; pode-se observar que obtiveram comportamento mais semelhantes entre si do que na etapa anterior mas, ainda assim, abaixo da curva de incêndio-padrão da ISO 834:1999.

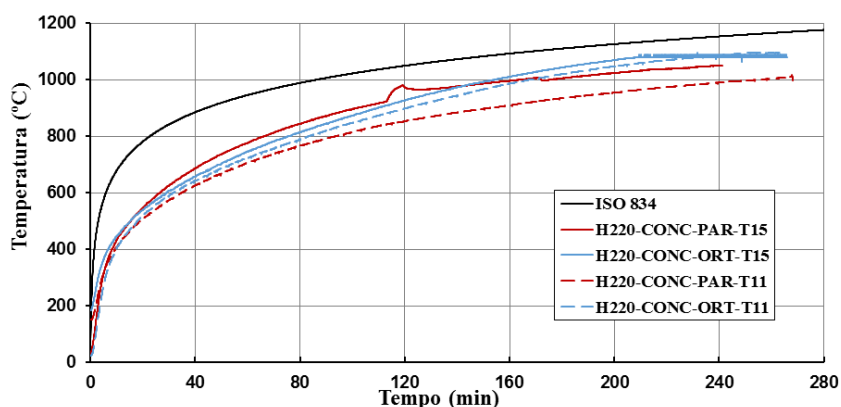


Figura 3. 33 – Evolução da temperatura média do forno para os ensaios em pilares mistos de aço e concreto inseridos em paredes.

Comparando a evolução da temperatura para os ensaios com paredes de diferentes espessuras nota-se que temperaturas mais baixas foram obtidas para as paredes finas devido à maior perda de calor distribuída através da superfície das paredes. Perdas de calor localizadas, devido a rachaduras na região superior das paredes também foram observadas em todos os ensaios. A diferença da evolução das temperaturas no forno se reflete no aquecimento do pilar como um todo, de forma que os ensaios com paredes mais finas também resultaram em pilares com temperaturas sensivelmente menores que os demais, como pode ser observado na Figura 3.34.

Considerando os pilares mistos com a alma paralela às paredes, o revestimento de concreto dificulta o aumento de temperatura no perfil metálico, que aquece principalmente devido a condução de calor que se inicia na ponta das mesas expostas ao fogo. A diferença entre os pontos de maior e menor temperatura na seção aos 240 minutos de exposição ao incêndio é de 380 e 390°C para os ensaios H220-CONC-PAR-T15 (Fig 3.35c) e H220-CONC-PAR-T11 (Fig. 3.35e), respectivamente. Também pode ser notado que no meio da alma (termopar T4.3) e na mesa do lado não exposta ao fogo (termopar T4.5) são registradas temperaturas bastante semelhantes durante o ensaio, uma vez que a condução de calor pelo perfil é o principal mecanismo de aquecimento destes elementos da seção e que se encontram a distâncias semelhantes da fonte de calor.

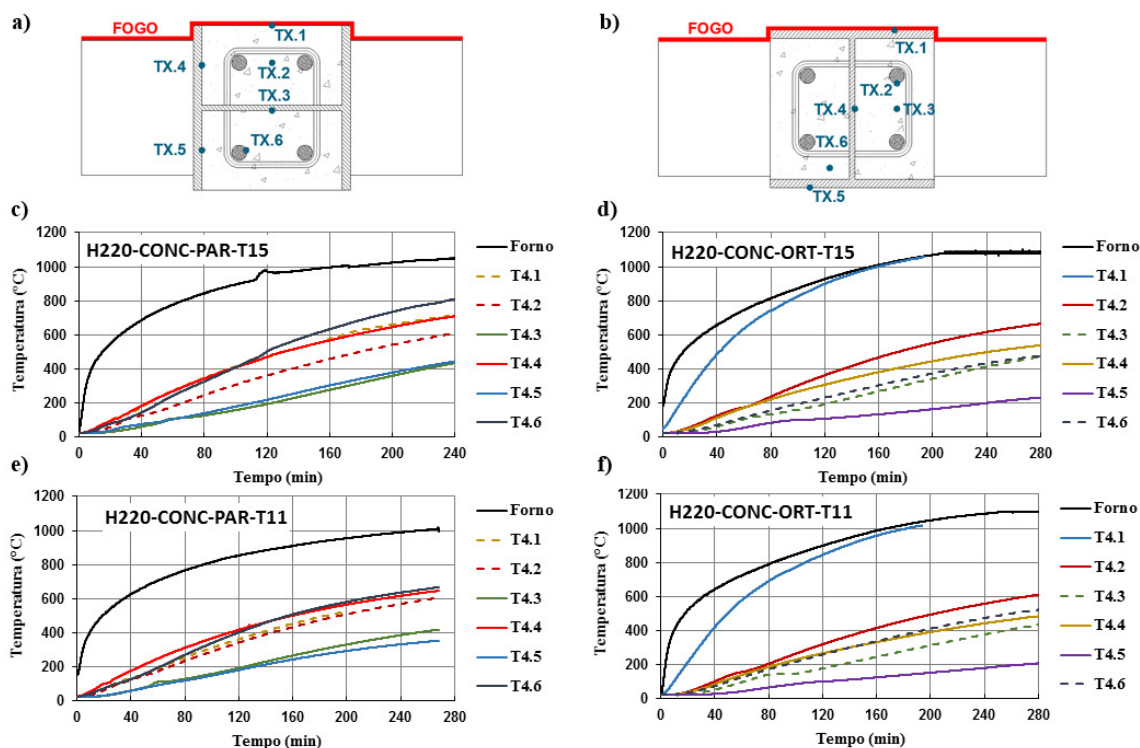


Figura 3. 34 - Pontos de leitura de temperatura nos ensaios com pilares mistos de aço e concreto com a alma (a) paralela e (b) ortogonal às paredes. Evolução da temperatura na seção transversal mais quente dos ensaios (c) H100-CONC-PAR-T15, (d) H100-CONC-ORT-T15, (e) H220-CONC-PAR-T11 e (f) H220-CONC-ORT-T11.

Outro ponto de destaque é a leitura obtida na armadura longitudinal do lado exposto ao fogo (termopar T4.6), que apresentou temperaturas elevadas, superiores aos valores registrados para a mesa do perfil metálico também no lado exposto ao fogo, indicando que ainda que considerada a presença do revestimento de concreto, as armaduras são bastante afetadas pela temperatura e não devem ter a degradação das suas propriedades mecânicas negligenciadas.

Comportamento semelhante foi obtido para ensaio com as paredes mais finas (H220-CONC-PAR-T11, Fig. 3.35e), mas com temperaturas mais baixas, como já comentado. O desenvolvimento das temperaturas do modo apresentado nos pilares mistos com alma paralela às paredes se deve ao fato de as superfícies que estão expostas aos meios aquecido e não aquecido serem compostas principalmente por concreto. Uma vez que o concreto possui menor condutividade térmica quando comparada ao aço, o fluxo de calor que entra no perfil se dá

principalmente pela extremidade do perfil exposto. Tal situação também ocorre no perfil na face não exposta, de modo que o calor que entra no perfil terá maior tendência em ficar nele e elevar a sua temperatura, do que sair para o meio não exposto.

Por fim, o ensaio H220-CONC-PAR-T15 foi o único desta série que foi encerrado quando a força axial volta ao seu valor inicial, resultando que, dentre todos os pilares metálicos e mistos, apenas nos ensaios com a alma paralela às paredes se conseguiu seguir até o fim considerando os limites estipulados. Nota-se que nos ensaios em que a força voltou ao valor original, todos os pontos de leitura das temperaturas registravam valores superiores a 400°C, como pode ser visto nas Figuras 3.34c e 3.28e, para os ensaios H220-CONC-PAR-T15 e H220-PAR-T15, respectivamente.

Assim como nos pilares metálicos inseridos em paredes, os ensaios com a alma ortogonal às paredes, apresentados nas Figuras 3.34d e 3.34f, também apresentam grande diferença de temperatura entre as faces expostas e não expostas ao incêndio, sendo este gradiente aos 280 minutos de incêndio igual a 800 e 900°C para os casos H220-CONC-ORT-T15 e H220-CONC-ORT-T11, respectivamente.

Como já discutido, a exposição direta da mesa ao incêndio e a proteção do restante do perfil levam a taxas de aquecimento muito diferentes para cada elemento da seção transversal. Durante os primeiros 60 minutos do ensaio H220-CONC-ORT-T15 a mesa exposta ao fogo aquece a uma taxa de 12,5°C/min enquanto a não exposta apresenta uma taxa muito menor, de 0,8°C/min. Com exceção da mesa exposta ao fogo, todo aumento de temperatura no perfil metálico é resultado da diferença de calor entre o que se recebe por condução (a partir da face exposta) e perde para o concreto e o meio ambiente.

Em relação ao concreto pode-se observar que temperaturas levemente maiores foram registradas na proximidade do perfil metálico (T4.6) do que no meio da seção (T4.3), que está mais perto da face exposta ao incêndio, mostrando a perda de calor do perfil para o concreto. As armaduras (termopar T4.2) também tiveram um aumento considerável de temperatura, atingindo os 400°C aos 130 minutos de ensaio.

### 3.6.3.2. Deslocamentos

Devido à longa duração dos ensaios e ao elevado fluxo de calor na superfície das paredes bem como nas compatibilizações entre a parede e as extremidades do forno, a temperatura identificada nas regiões próximas ao sistema de ensaio eram bastante elevadas. Dessa forma, os transdutores de deslocamento superiores eventualmente estariam expostos a temperaturas elevadas sendo necessário retirá-los durante os ensaios, como pode ser visto na Figura 3.35 na interrupção das curvas.

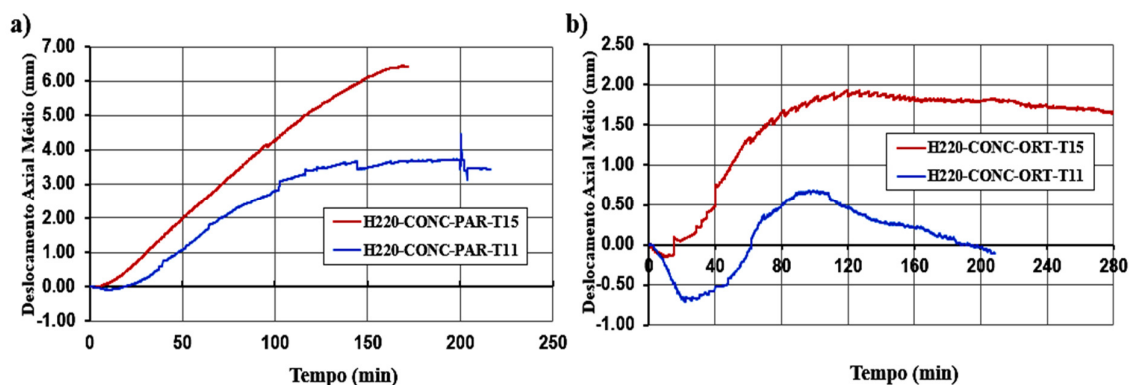


Figura 3.35 – Evolução dos deslocamentos axiais médios em função do tempo para os ensaios nos pilares mistos com a alma na posição (a) paralela e (b) ortogonal às paredes.

Analisando a Figura 3.35 é possível observar que os ensaios com paredes mais espessas apresentaram deslocamentos axiais e temperaturas maiores. Tal efeito advém da relação da curva de incêndio obtida no ensaio e o desenvolvimento das forças de restrição, que será mais bem explicado na seção 3.6.3.3 a seguir.

Sabe-se que a deformação total do pilar será resultado das parcelas referentes à expansão térmica e a contração pelos efeitos mecânicos. Sendo assim, quanto maiores as forças de restrição nos pilares, mais a expansão térmica será penalizada pelos efeitos da força crescente de compressão. Novamente, como os aquecimentos fornecidos pelo forno foram diferentes para cada um dos ensaios, é relevante considerar a evolução dos deslocamentos em função da temperatura média, como apresentado na Figura 3.36.

Outro efeito a se considerar é fato de que a rigidez axial adimensional, dada pela divisão da rigidez da estrutura pela rigidez do pilar, será o fator a definir o quanto o pilar será afetado em termos de aumento das forças e, conseqüentemente, diminuição dos deslocamentos.



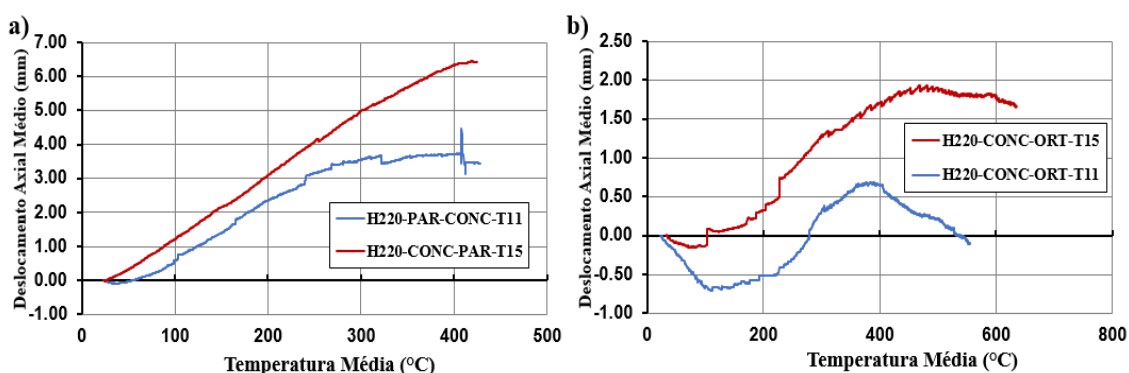


Figura 3.36 - Evolução dos deslocamentos axiais médios em função da temperatura média para os ensaios nos pilares mistos com a alma na posição (a) paralela e (b) ortogonal às paredes.

Pelos resultados da Figura 3.36 nota-se que para uma mesma temperatura média os pilares com paredes mais grossas tiveram deslocamentos maiores em todos os casos analisados. Como as seções dos pilares são as mesmas, pode-se concluir que as paredes também contribuem no aumento da rigidez axial do corpo de prova ensaiado. Deste modo, paredes mais grossas aumentam a rigidez do elemento completo, diminuindo a rigidez axial relativa (pois é o denominador da relação), diminuindo as forças geradas pela expansão térmica e aumentando os deslocamentos resultantes. Também vale ressaltar que os casos com a alma paralela às paredes e que apresentaram gradiente térmico menos acentuado que o caso ortogonal, resultaram em deslocamentos maiores, indicando que o seu deslocamento é majoritariamente axial no topo do pilar.

Em relação ao deslocamento lateral, são apresentadas na Figura 3.37 as configurações deformadas dos pilares mistos com paredes, onde se pode observar que nos ensaios em que a alma está ortogonal às paredes deslocamentos maiores foram observados, tanto para o lado aquecido, quanto para o não aquecido. Nestes casos a mudança de direção do movimento ocorreu mais rapidamente devido ao rápido aquecimento e perda de resistência da mesa exposta ao fogo.

Comparando ainda os resultados para os ensaios com mesma orientação do perfil e diferentes espessuras de paredes, deslocamentos maiores se desenvolveram nos pilares com paredes mais grossas, também em virtude da diferença entre a rigidez relativa do sistema de restrição e do pilar, porém agora associado à rigidez rotacional destes elementos, que irá

impedir a rotação do pilar nas extremidades e que irão resultar no deslocamento horizontal ao longo do elemento.

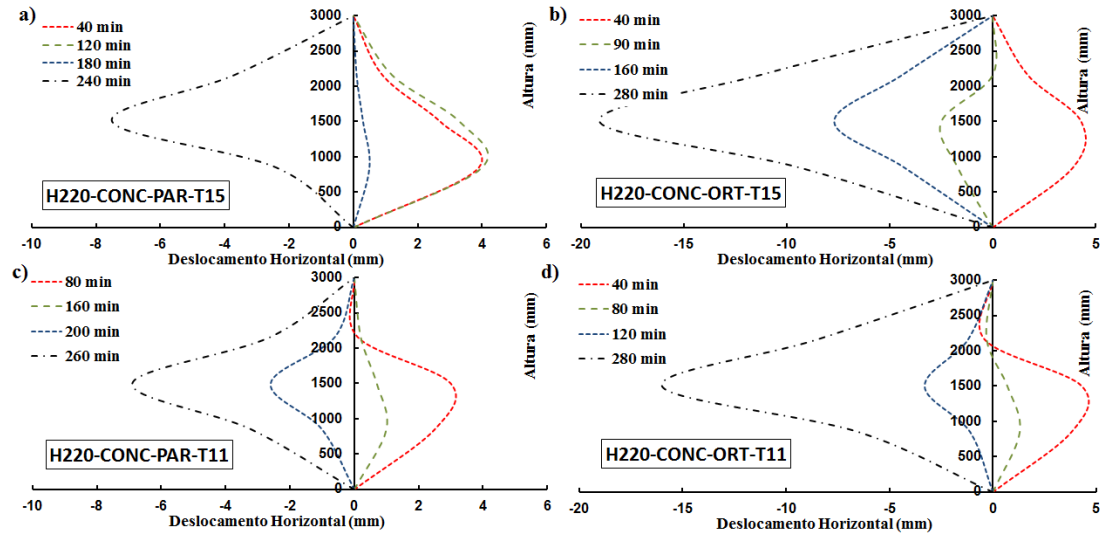


Figura 3.37 - Posições deformadas dos pilares com base nos deslocamentos horizontais para os ensaios (a) H220-CONC-PAR-T15, (b) H220-CONC-ORT-T15, (c) H220-CONC-PAR-T11 e (d) H220-CONC-ORT-T11.

### 3.6.3.3. Forças de restrição

O desenvolvimento das forças de restrição em função do tempo nos pilares mistos apresentou comportamento semelhante aos metálicos quando consideradas a mesma orientação do perfil, principalmente nos casos com a alma na posição ortogonal às paredes, como pode ser visto na Figura 3.38.

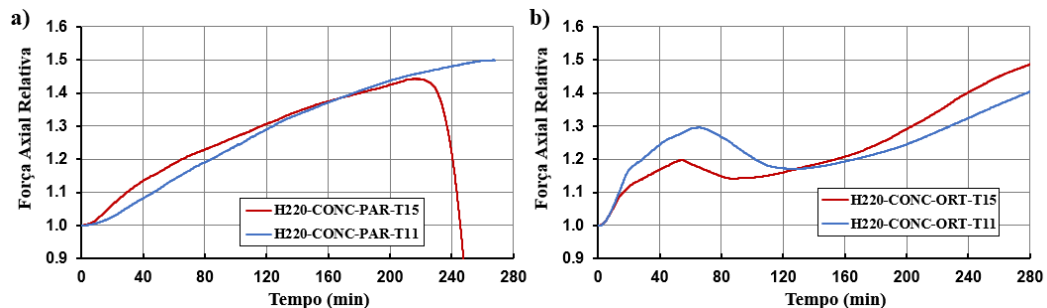


Figura 3.38 – Evolução das forças de restrição em função do tempo para os ensaios em pilares mistos com a alma (a) paralela e (b) ortogonal às paredes.

Considerando os ensaios com a alma paralela às paredes, apresentado na Figura 3.38a, mais especificamente o H220-CONC-PAR-T15, cujo ensaio foi interrompido em razão do critério da força de restrição, o comportamento apresentado foi bastante similar ao que é encontrado em pilares com restrição axial aquecido em todas as faces, onde há um acréscimo gradual na força até o valor de pico, seguido da sua queda até que seja atingido o carregamento de serviço aplicado inicialmente.

Apesar de o ensaio com paredes mais finas não ter atingido o pico das forças antes de 280 minutos de ensaio, observou que as forças continuaram a crescer quando comparado ao ponto de pico do ensaio com paredes mais grossas. Tal comportamento é efeito da taxa de aquecimento do perfil metálico, uma vez que os pilares associados a paredes mais finas perdem mais calor, e assim se aquecem mais lentamente, e outras partes da seção transversal (como armaduras e concreto) têm a oportunidade de aquecer e expandir mais, antes que o perfil metálico atinja uma temperatura crítica, gerando maiores forças de restrição. Somado a isso há também o efeito da rigidez axial relativa, já comentado anteriormente, resultando que paredes mais grossas diminuem a rigidez relativa e, conseqüentemente, as forças geradas pela restrição à expansão térmica.

Vale lembrar que no ensaio H220-PAR-T15 (Fig. 3.31a), que contemplava um pilar somente metálico inserido na parede, a força axial apresentava um valor constante após atingir o seu máximo. Naquela situação, o início do trecho de força constante se dava próximo à temperatura média de 400°C e terminava próximo ao instante em que o pilar voltava para a sua configuração inicial, ou seja, na vertical.

No ensaio H220-CONC-PAR-T15, o seu equivalente misto, o trecho de força constante não ocorre. Porém, uma diferença que pode ser observada é que aos 220 minutos, quando a força atinge o seu valor máximo e começa a decrescer, os pontos menos aquecidos do perfil metálico (apresentada na Figura 3.34c pelos pontos T4.3 e T4.5, referentes às leituras da alma e da parte da mesa não exposta, respectivamente) atingem a temperatura de 400°C. Neste instante, o pilar já passou pela sua posição vertical inicial e se encontra encurvado para o lado não exposto ao fogo. Esta situação ocorre em ordem contrária no pilar sem concreto.

Já para os ensaios com a alma do perfil ortogonal as paredes e com uma das mesas diretamente exposta ao fogo, a evolução da força axial apresentou dois ramos ascendentes,

como também observado no ensaio H220-ORT-T15. Para o ensaio com as paredes de 15 cm, a força atingiu um pico aos 50 minutos de aquecimento e começou a cair até os 90 minutos, quando voltou a subir até o instante em que o ensaio foi interrompido devido à temperatura excessiva do dispositivo de medição das forças axiais. Quando se utilizou paredes mais finas, o mesmo comportamento foi obtido com alguns minutos de atraso, forças maiores também foram observadas, corroborando com as discussões apresentadas a respeito da mudança da rigidez e da taxa de aquecimento. Tal comportamento ocorre pelo mesmo motivo exposto para o pilar metálico sem concreto.

Em relação às temperaturas, o primeiro pico do ensaio H220-CONC-ORT-T15 se dá no instante em que a mesa diretamente exposta ao fogo estava a 500°C, enquanto no instante em que a força volta a subir a temperatura registrada nas mesas expostas e não expostas eram de 900°C e 100°C, respectivamente.

Comparando os resultados das forças axiais em relação às temperaturas médias, nota-se um comportamento idêntico para os pilares com a mesma orientação do perfil, onde os picos e os vales das curvas ocorrem nas mesmas temperaturas médias, como pode ser visto na Figura 3.39. Mais especificamente, no caso da alma paralela (H220-CONC-PAR-T15) a força chegou ao pico aos 504°C e voltou ao valor inicial aos 556°C. No ensaio H220-CONC-PAR-T11, o pico não foi atingido assim como a temperatura média de 504°C obtida no ensaio anterior.

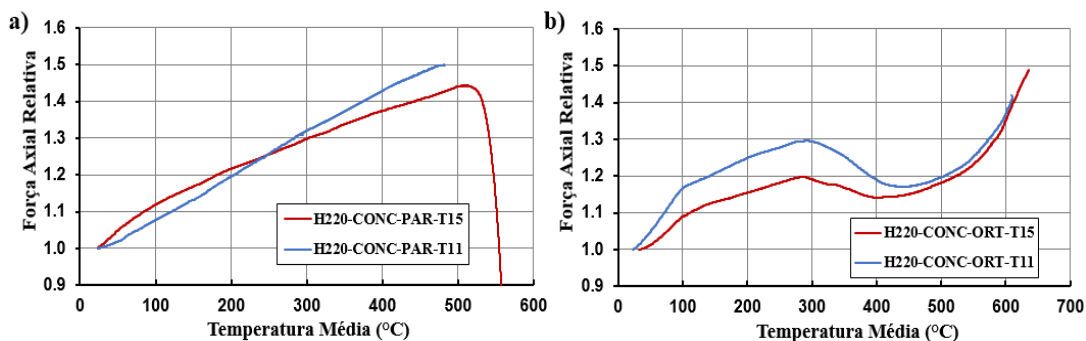


Figura 3.39 – Evolução das forças de restrição em função da temperatura para os ensaios em pilares com a alma (a) paralela e (b) ortogonal às paredes.

Por fim, no caso ortogonal e independentemente da espessura da parede, o primeiro pico de força ocorreu com temperatura média próxima aos 280°C. Enquanto os vales das curvas

ocorreram aos 383 e 420°C nos ensaios com as paredes de 15 cm e 11 cm de espessura, respectivamente. Tais vales ocorrem no instante em que a deformação gerada pela expansão da mesa aquecida já foi compensada ao ponto de ser equivalente com a expansão das outras partes da seção, que ainda possuem resistência e continuam a se expandir, gerando ainda aumento da força de restrição. A melhor correlação entre curvas de força e deslocamentos axiais médios (Figura 3.36) foi obtida para os ensaios com os perfis na orientação paralela, também devido ao menor gradiente térmico desenvolvido nesses casos.

Como os resultados nos elementos mistos se mostraram semelhantes aos apresentados para os pilares sem concreto, nota-se que o perfil metálico e a sua capacidade resistente é que irão determinar o comportamento do pilar, de modo que a principal contribuição do concreto se dará na questão térmica, atuando como revestimento contra o fogo e diminuindo a superfície do perfil que estará diretamente exposta às ações térmicas e impedindo instabilidades locais no perfil.

#### **3.6.4. *Corpos de Prova durante e após os Ensaios***

Nas seções que seguem serão apresentadas algumas imagens dos pilares deformados após os ensaios, bem como situações pontuais de destaque presenciadas no decorrer dos ensaios que são melhor visualizadas por meio das imagens.

##### **3.6.4.1. *Pilares de Aço inseridos em Paredes***

Na Figura 3.40 são apresentadas as configurações deformadas dos pilares metálicos após os ensaios em que estavam inseridos em paredes, onde se pode notar que o pilar se encontra deformado sempre na direção em que foi realizado o aquecimento. Também é possível observar que as mesas do perfil HEA 220 (Fig. 3.40c) também se encontram deformadas na região superior do pilar, mas a encurvadura global na direção do aquecimento é mais pronunciada.

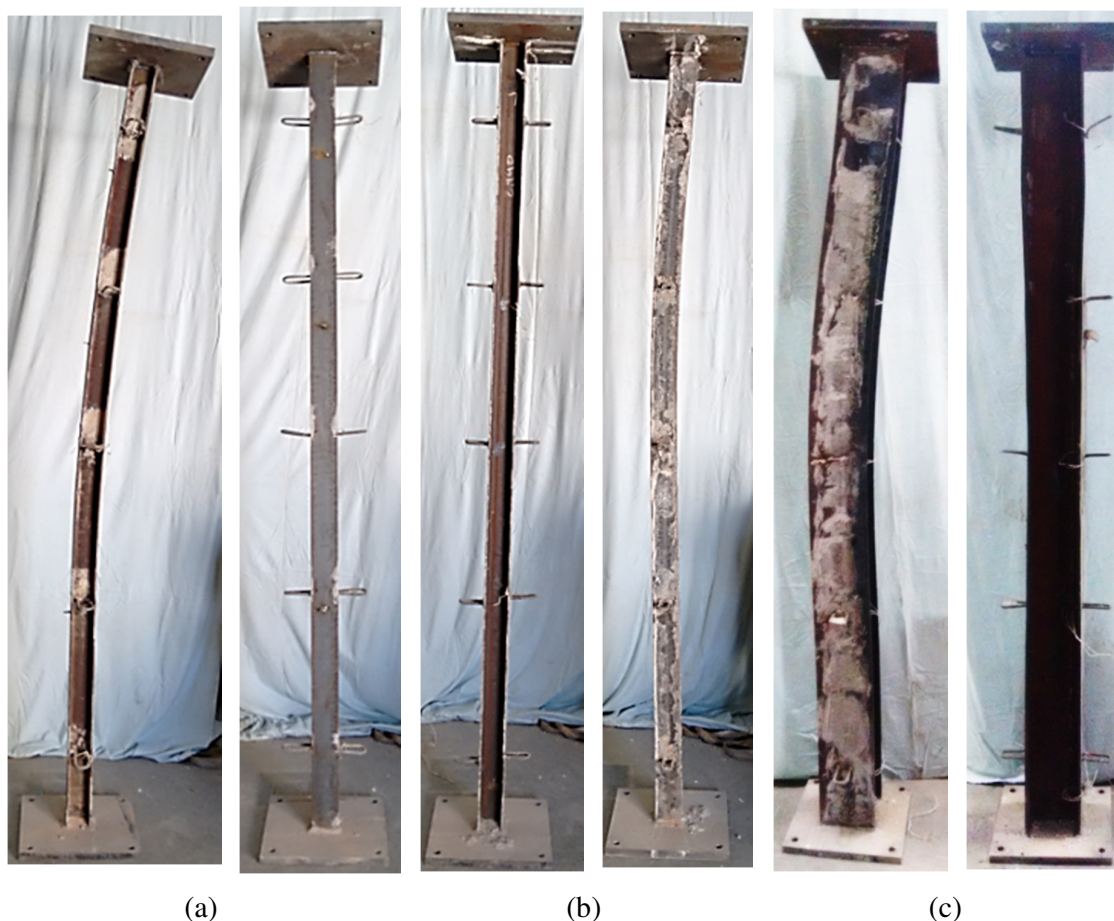


Figura 3. 40 – Pilares metálicos após os ensaios com paredes: (a) H100-ORT-T7, (b) H100-PAR-T7 e (c) H220-PAR-T15.

No caso dos pilares com perfil HEA 220, os ensaios tiveram duração superior a 240 minutos e atingiram temperaturas pontuais superiores a 900°C. No caso do ensaio H220-PAR-T15, onde uma face da alma do perfil estava em contato direto com o forno e a outra exposta ao meio, a alma atingiu temperaturas da ordem de 700°C. Sabe-se que após os 650°C o aço começa a liberar radiação no espectro visível, se tornando assim vermelho, como pode ser observado na Figura 3.41a e 3.41b. Também é destacado na Figura 3.41b rachaduras próximas à superfície livre da parede, resultantes do deslocamento diferencial dos pilares na direção do aquecimento, como mostra a Figura 3.41c.

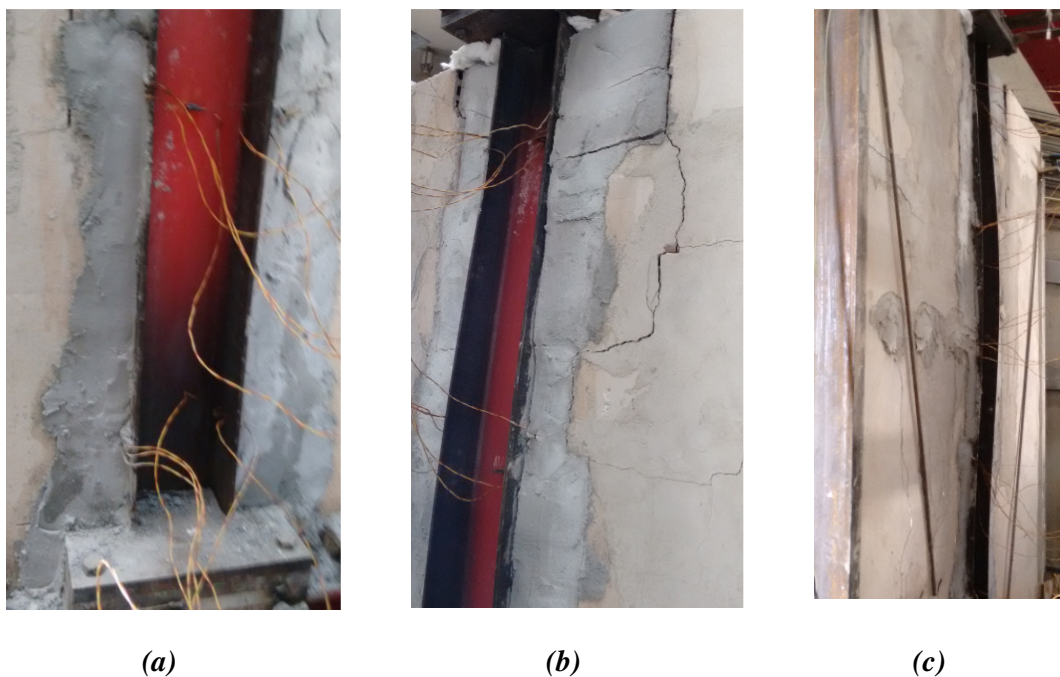


Figura 3.41 - Imagens do ensaio H220-PAR-T15 com detalhes da (a) alma do perfil metálico, (b) rachaduras no topo da parede e (c) curvatura do pilar para o lado não aquecido.

#### ***3.6.4.2. Pilares Mistos de Aço e Concreto Inseridos em Paredes***

Nas Figuras 3.42 e 3.43 podem ser vistos os pilares mistos de aço e concreto deformados após os seus respectivos ensaios inseridos em paredes, sendo que, novamente e como esperado, a deformação visível se dá apenas na direção do aquecimento e resultado das ações do encurvamento térmico. Nenhum sinal de instabilidades locais foi observado.

O intervalo de tempo entre a aplicação da argamassa na ligação pilar-parede e o ensaio do corpo de prova resultou em menos de 3 dias na maioria dos casos, de modo que a argamassa ainda possuía bastante água que, por sua vez, era expulsa durante os ensaios em temperatura elevada, como pode ser visto na Figura 3.44a. O mesmo acontecia para o concreto dos elementos mistos que, apesar de ter sido moldado 9 meses antes dos ensaios ainda possuía umidade considerável. Na Figura 3.44b é possível ver a umidade em diversas faixas uniformemente distribuídas ao longo da altura do pilar, sendo que estas se referem à posição em que os estribos foram encaixados no perfil por meio de furos.

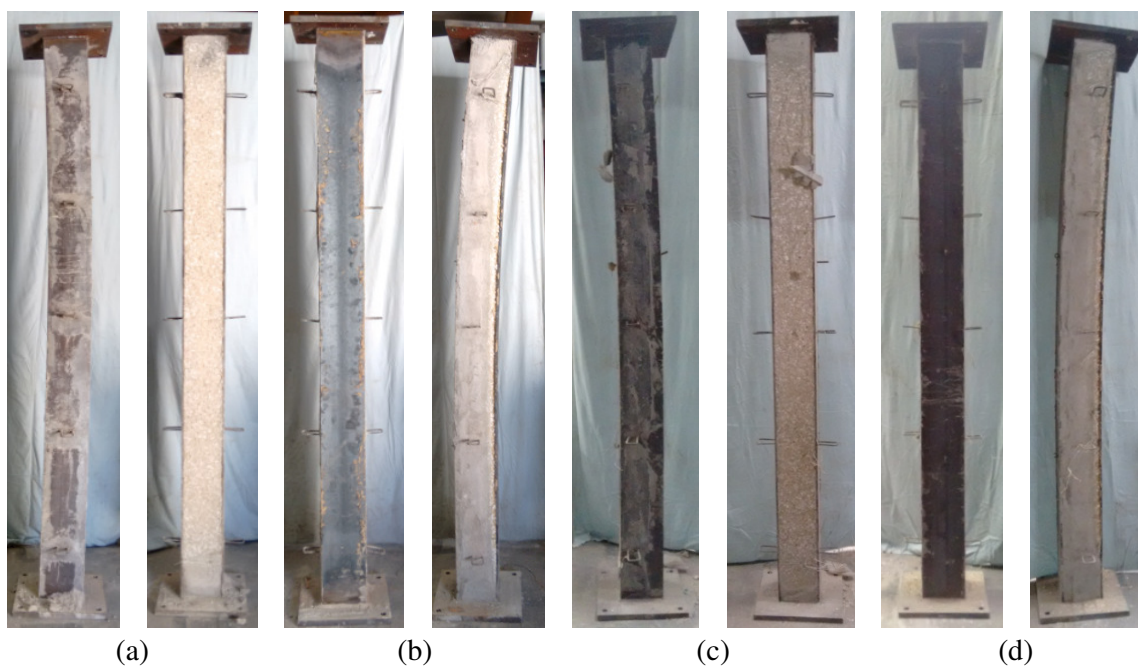


Figura 3.42 – Pilares mistos deformados após os ensaios com paredes: (a) H220-CONC-PAR-T15, (b) H220-CONC-ORT-T15, (c) H220-CONC-PAR-T11 e (d) H220-CONC-ORT-T11.

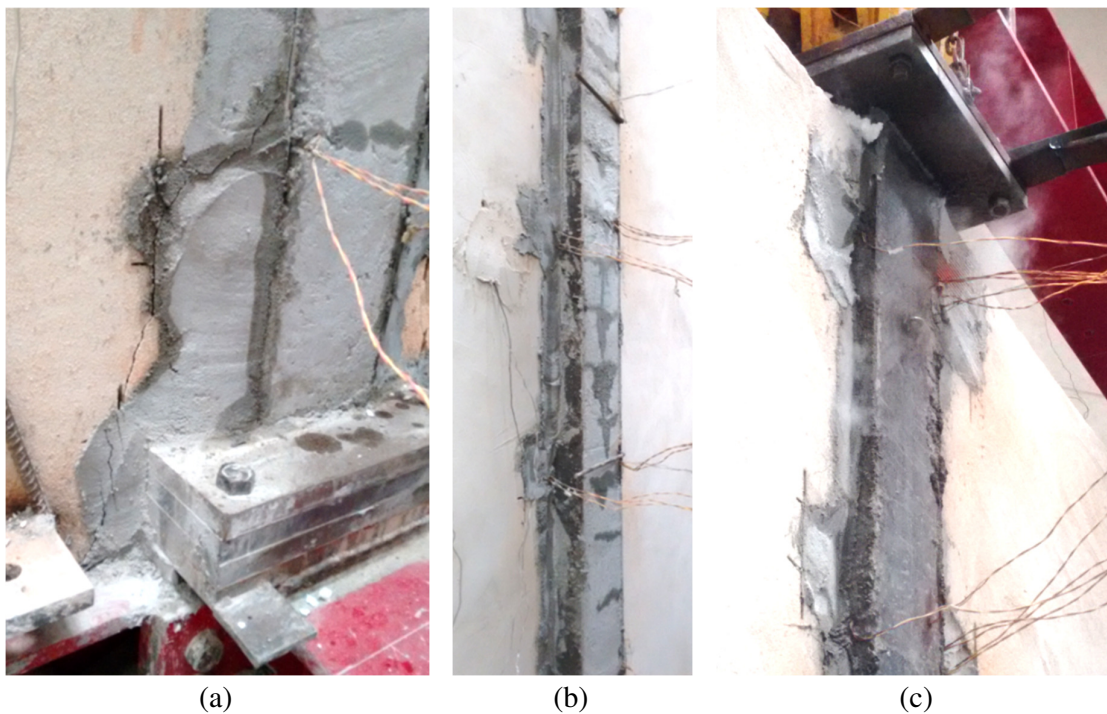


Figura 3.43 – Manifestação da umidade nos ensaios por meio da: (a) percolação pela argamassa da ligação das paredes, (b) pelo interior do concreto dos pilares e (c) pela evaporação.



Desse modo, pode-se concluir que a umidade se desloca do lado exposto para o não exposto ao calor, passando pela furação do perfil metálico. Também nota-se que a umidade sai do corpo de prova na forma de vapor, como mostra a Figura 3.44c.

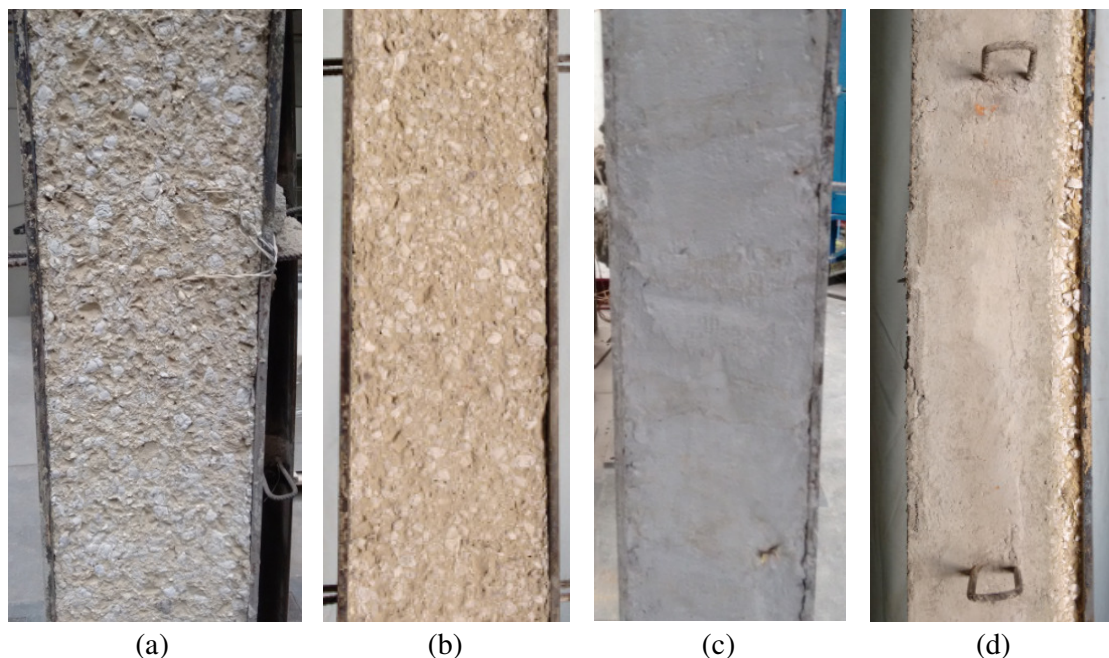


Figura 3.44 – Condição do concreto após os ensaios: (a) H220-CONC-PAR-T15 na face exposta ao fogo, (b) H220-CONC-PAR-T11 na face exposta ao fogo, (c) H220-CONC-PAR-T15 na face não exposta ao fogo e (d) H220-CONC-ORT-T15.

As faces compostas por concreto e diretamente expostas ao fogo sofreram a deterioração da camada mais externa, deixando os agregados à mostra, como pode ser visto nas Figuras 3.44a e 3.44b, para os ensaios H220-CONC-PAR-T15 e H220-CONC-PAR-T11, respectivamente. As faces do concreto que não estavam expostas ao fogo não apresentaram sinais de deterioração, nem fissuração aparente, como mostra a Figura 3.44c. Por fim, pode ser observado na Figura 3.44d que, mesmo nos ensaios em que a alma estava ortogonal às paredes, o concreto também sofreu deterioração pelo efeito térmico, mesmo estando quase que totalmente protegido pelas paredes.

Por fim, apesar de a ligação parede-pilar ter se mostrado eficiente, evitando qualquer deslizamento da parede da face de contato, várias rachaduras se desenvolveram nas redondezas do pilar em todos os ensaios. Como pode ser visto nas Figuras 3.45 e 3.46, as rachaduras resultavam na separação total da parede em toda sua espessura, principalmente na região

superior do pilar, de modo que era possível visualizar o interior do forno aquecido. Além da maior perda de calor do forno para o meio através das fissuras, esta situação também era crítica no sentido da ruptura total da parede expondo o forno em funcionamento e com temperaturas da ordem de 900°C aos equipamentos, instrumentação e equipe de pesquisadores.

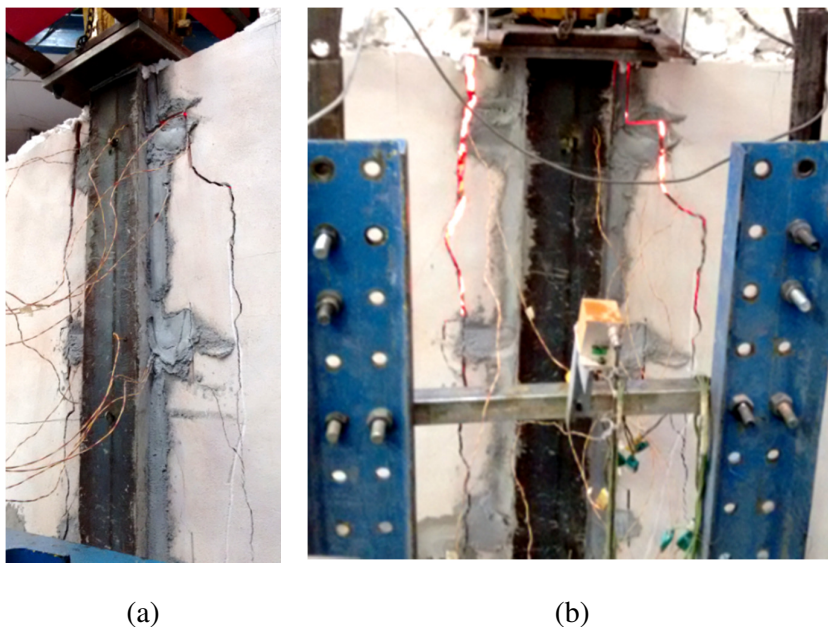


Figura 3.45 – Detalhes das rachaduras desenvolvidas durante o ensaio H220-CONC-ORT-T15.  
(a) Vista lateral e (b) vista frontal.



Figura 3.46 - Vista frontal da rachadura desenvolvida durante o ensaio H220-CONC-PAR-T15.

O surgimento dessas rachaduras é resultado do deslocamento diferencial entre a extremidade da parede que se encontra vinculada ao pilar e se movimenta na direção do aquecimento, e a outra extremidade que estava presa no quadro utilizado para o seu transporte. Outras fissuras horizontais surgiram de forma distribuída na parede nos instantes iniciais do ensaio, principalmente nas linhas de argamassa, sendo causadas pela expansão vertical do pilar.

### 3.6.5. Sumário da Análise Experimental e Considerações Finais

Na Tabela 3.4 é apresentado um resumo dos resultados obtidos nos ensaios de pilares inseridos em paredes, sendo explicitadas grandezas como o deslocamento axial médio máximo, forças axiais máximas em termos absolutos e relativos, além das temperaturas e tempos críticos.

Tabela 3.3 – Resumo dos resultados para os ensaios em pilares inseridos em paredes.

	Desloc. Máximo [mm]	Força Máxima		Tempo Crítico [min]	Temperatura Crítica [°C]
		Absoluta [kN]	Relativa		
<b>H100-PAR-T7</b>	3,0	397	1,82	30+	430+
<b>H100-ORT-T7</b>	3,1	451	2,07	63+	419+
<b>H220-PAR-T15</b>	6,1	800	1,71	278	661
<b>H220-ORT-T15</b>	1,5	720	(1,54)	120+	447+
<b>H220-CONC- PAR-T15</b>	6,4	1146	1,46	247	556
<b>H220-CONC- ORT-T15</b>	1,9	(783) 1159	(1,19) 1,48	280+	633+
<b>H220-CONC- PAR-T11</b>	3,8	1175	1,50	260+	470+
<b>H220-CONC- ORT-T11</b>	0,7	(1010) 1088	(1,29) 1,39	280+	608+

Como discutido no decorrer das seções anteriores, apenas alguns ensaios foram interrompidos pelo critério da força de restrição sendo que, para estes, as temperaturas e tempos

críticos puderam ser aferidos experimentalmente. Para os demais casos, é indicado com o sinal “+” no tempo ou na temperatura média registrada antes do desligamento do forno, indicando que até aquele conjunto tempo-temperatura o pilar ainda conseguia suportar o carregamento a que estava submetido. Ainda a respeito da apresentação dos resultados, nos ensaios com a alma do perfil ortogonal à parede, dois ramos ascendentes foram verificados na curva da evolução da força de restrição. Sendo assim, o valor das forças para o primeiro pico é apresentado em parenteses em conjunto com o valor medido ao final do ensaio (Tabela 3.4).

Comparando os resultados para os pilares de aço e mistos de aço e concreto, nota-se que para um mesmo perfil, como é o caso do HEA 220 nos ensaios H220-PAR-T15 e H220-CONC-PAR-T15, o tempo e temperaturas críticas são semelhantes, com resultados melhores para o caso do pilar apenas de aço, devido à elevada perda de calor através do perfil metálico que também se encontra com uma das faces toda exposta ao meio ambiente.

Nas Figuras 3.47 e 3.48 são agrupados todos os resultados das forças axiais relativas para os ensaios com a mesma orientação do perfil metálico. De modo geral, os elementos mistos apresentaram forças axiais relativas menores que os puramente metálicos.

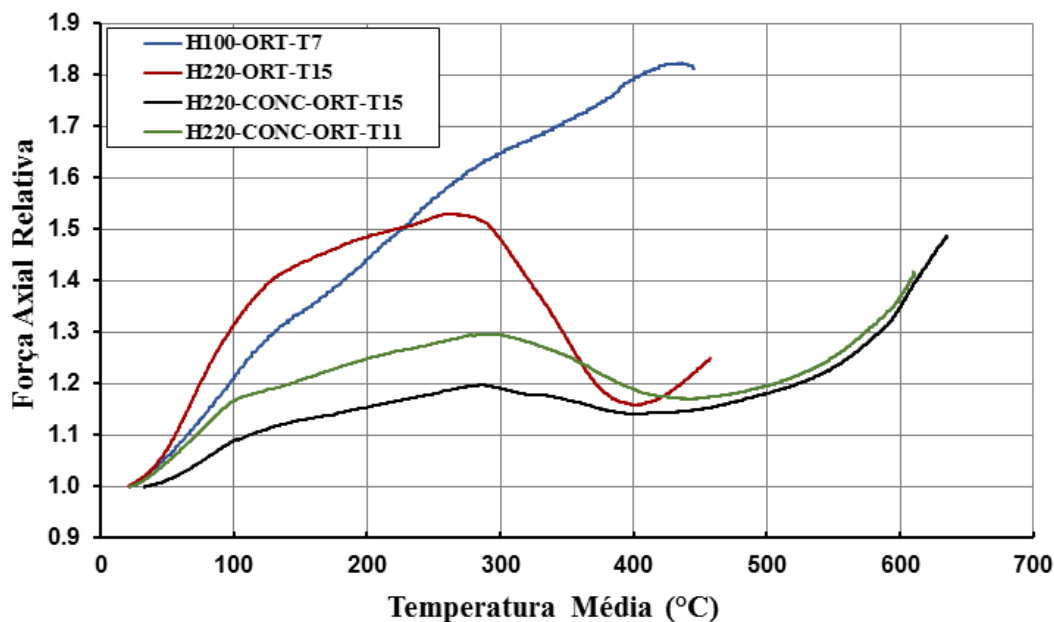


Figura 3. 47 – Evolução das forças de restrição relativas para os ensaios de pilares com a alma ortogonal ao plano das paredes.

Para os pilares menores, compostos pelo perfil HEA 100, apesar de os ensaios terem sido interrompidos próximos ao valor de pico, a sua reduzida dimensão diminui também a expressividade do gradiente térmico, fazendo com que o seu comportamento seja mais parecido com os pilares uniformemente aquecidos, como pode ser visto pela melhor correlação entre as forças e deslocamentos desenvolvidos e pela temperatura crítica obtida uma vez que as curvas de incêndio obtidas para cada ensaio foram distintas.

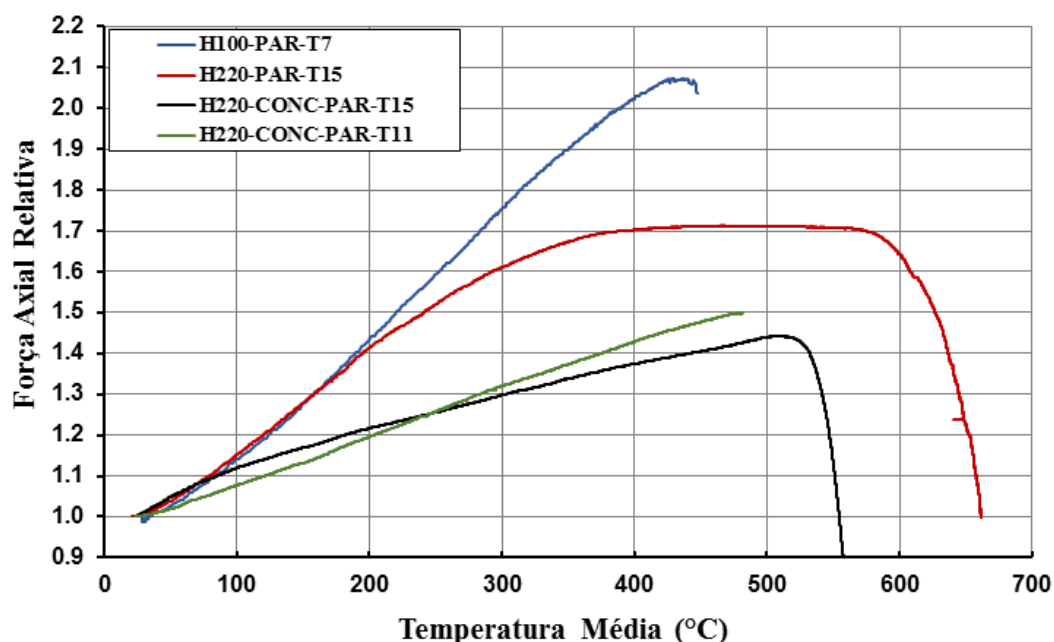


Figura 3. 48 - Evolução das forças de restrição relativas para os ensaios de pilares com a alma paralela ao plano das paredes.

As Figuras 3.47 e 3.48 corroboram com as observações feitas no decorrer do capítulo no referente à relação da magnitude das forças de restrição com a rigidez axial relativa em cada ensaio. Pode-se notar que quanto maior a rigidez dos pilares, que no caso é representada pelos pilares mistos, menor é a força de restrição desenvolvida. O contrário também é verdadeiro, notando que os pilares formados pelo perfil HEA 100 apresentaram as maiores forças de restrição relativas. Os trabalhos apresentados em Correia (2009) e Pires (2011), onde foram realizados ensaios em pilares de aço e mistos de aço e concreto carregados e sem paredes, também apresentam discussões nesta direção e obtiveram o mesmo resultado.

Pelo trabalho aqui apresentado, pode-se observar o modo como os gradientes térmicos afetam os pilares em situação de incêndio e o quanto este comportamento difere dos pilares aquecidos uniformemente. Apesar de alguns trabalhos já atuarem nesta direção, a parede não era um elemento considerado nas análises experimentais, focando apenas no efeito do gradiente térmico em si. Na pesquisa em questão pode-se observar o efeito da mudança da espessura da parede na perda de calor do sistema e a mudança na taxa de aquecimento do pilar, que irá influenciar no desenvolvimento das forças axiais no elemento. Em uma abordagem estrutural, observou-se que as paredes também irão influenciar na rigidez do sistema completo e, novamente, mudam a evolução das forças e deslocamentos, além de evitar instabilidades locais nos elementos puramente metálicos.

A direção do gradiente térmico também se mostrou um parâmetro bastante importante no desenvolvimento das forças e deslocamentos do pilar, pois irá ditar o modo como o pilar se expande e, conseqüentemente, gera as forças e deslocamentos, como discutido em Quiel *et al.* (2011). A contribuição do concreto nos elementos mistos também atua de forma semelhante, servindo principalmente como revestimento contra fogo para o interior do perfil metálico, porém, devido às semelhanças com os pilares puramente metálicos inseridos em paredes, pode-se observar que o perfil metálico que irá comandar o comportamento do elemento como um todo.

Como pode ser visto no decorrer do capítulo, o programa experimental procurou aproximar os resultados dos ensaios a situações mais reais que seriam encontrados na prática da construção civil, como a consideração das paredes e a restrição axial e rotacional nas extremidades. A grande diferença dos resultados obtidos aqui, quando comparados com os resultados dos pilares uniformemente aquecidos, mostra a importância do trabalho, bem como a necessidade de estudos numéricos e, principalmente, experimentais sobre o assunto. Esse trabalho também tem como objetivo a divulgação de resultados experimentais a respeito deste tema, uma vez que os estudos dessa ordem para os casos analisados são escassos no meio técnico e científico.

## **4. ANÁLISE NUMÉRICA**

### **4.1. Comentários Gerais**

A fim de complementar os resultados obtidos experimentalmente foram realizadas análises numéricas acerca dos pilares inseridos em paredes, procurando desenvolver modelos que representassem os ensaios realizados. Como será discutido no presente capítulo, a análise experimental de pilares inseridos em paredes apresenta várias particularidades que não são facilmente representadas nos modelos numéricos, de forma que será apresentado a seguir um conjunto de estratégias de modelagem para a solução de tais particularidades.

No que se segue, será apresentada a descrição do modelo numérico e todos os parâmetros relevantes ao processo de modelagem que, por sua vez, foi desenvolvido no pacote computacional ABAQUS. O modelo, que tem por base o método dos elementos finitos, realiza análise termoestrutural sequencial não acoplada, onde primeiro é realizada a análise térmica, tendo como resultado a evolução dos campos térmicos ao longo do tempo para que, posteriormente, tais temperaturas sejam transportadas para o modelo estrutural, onde serão considerados efeitos como a degradação das propriedades mecânicas e a expansão térmica.

### **4.2. Descrição do Modelo**

#### **4.2.1. Elementos Finitos**

Na construção do modelo optou-se por considerar o sistema de ensaio de forma completa, ou seja, constituído de pilar, paredes e vigas superiores do pórtico de restrição, como mostra a Figura 4.1. Em todos componentes do modelo foram utilizados elementos sólidos lineares de 8

nós e integração reduzida, sendo eles o C3D8R e o HT3D8R para as análises estruturais/termoestruturais e térmicas, respectivamente. Os elementos sólidos possuem três graus de liberdade por nó, referentes aos deslocamentos nas direções X, Y e Z. Elementos quadráticos e sem integração reduzida foram testados em diversos modelos, porém apresentaram um tempo computacional mais elevado e nenhuma mudança significativa no comportamento final obtido quando comparado aos modelos com elementos lineares e de integração reduzida.

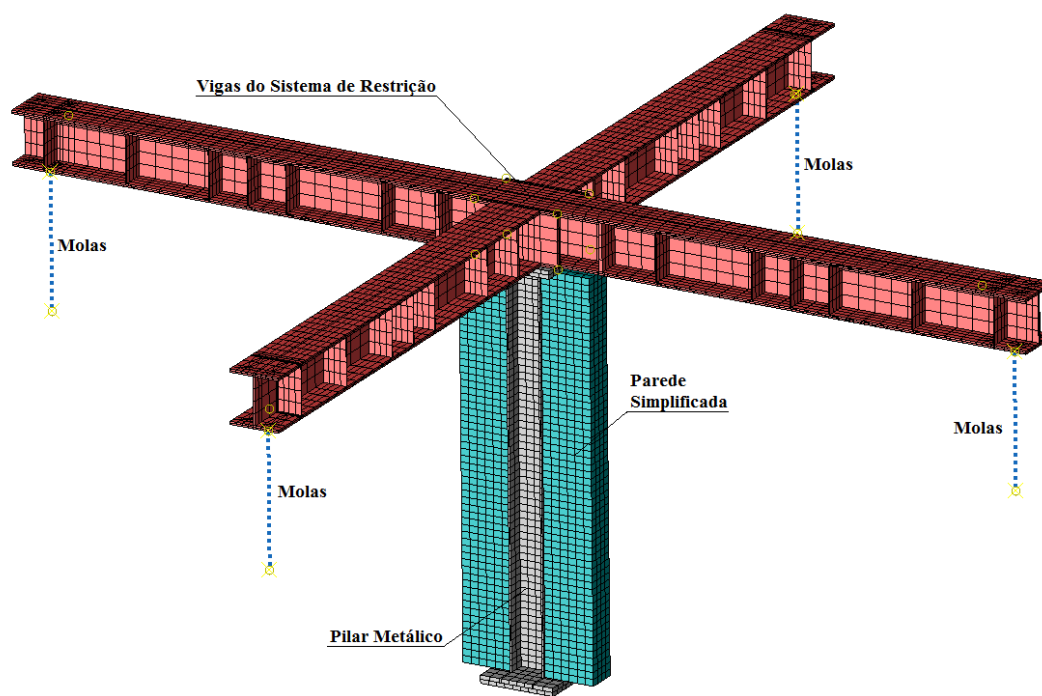


Figura 4. 1 – Modelo numérico completo para o ensaio H220-PAR-T15.

Segundo Laim (2013), por utilizar a integração reduzida, a rigidez é obtida por meio de apenas um ponto de integração por elemento, fato este que irá reduzir o tempo computacional da análise, além de evitar os efeitos de *shear locking*, fenômeno numérico que pode levar a um aumento da capacidade resistente em elementos estruturais submetidos predominante à flexão.

Porém, o único problema dos elementos de integração reduzida é que podem apresentar deformações excessivas devido aos efeitos de *hourglassing*. Neste outro fenômeno, apresentado na Figura 4.2, são obtidas deformações excessivas como resultado de um modo de distorção com energia zero, gerando deformações que não estão associadas à energia de deformação. Para



evitar este problema, o ABAQUS possui uma rotina que controla a força no elemento, chamada de *hourglass control*, mas que pode gerar uma resposta muito rígida se seus parâmetros não estão bem calibrados. Entretanto, se utilizados mais que um elemento na espessura dos componentes fletidos, os efeitos de *hourglassing* são compensados, como mostrado na Figura 4.2.

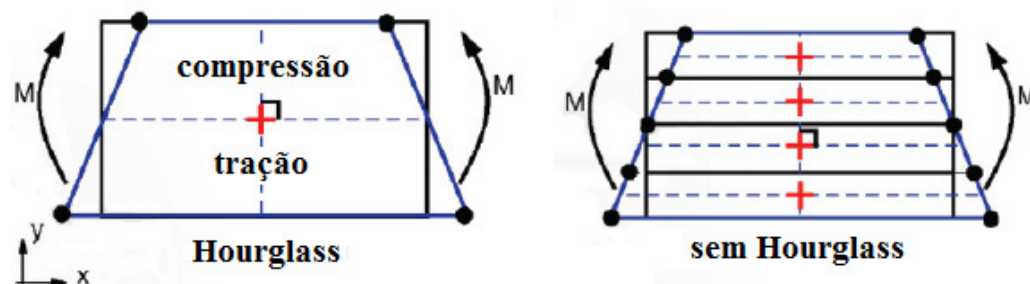


Figura 4.2 – Efeito de *hourglassing* em elementos com integração reduzida (Laim, 2013).

Também foram utilizados elementos de mola na extremidade das vigas do pórtico de restrição, com vistas a ajustar a rigidez do sistema que ainda não foi avaliado experimentalmente.

A geração da malha foi feita de forma automática, considerando elementos de aproximadamente 5 cm para o pilar, chapas, revestimento de concreto e paredes. Elementos de 10 cm foram utilizados para o sistema de restrição. A malha de elementos finitos também é apresentada na Figura 4.1.

#### 4.2.2. Propriedades dos Materiais

O aço foi modelado utilizando o critério de plastificação de *von Mises* em associação com as curvas de tensão-deformação apresentadas no EN1993-1-2. A entrada dos modelos constitutivos dos materiais no ABAQUS se dá por meio das deformações plásticas e das suas respectivas tensões em termos reais (chamados de *true strain* e *true stress*, respectivamente). Nos ensaios de tração, as tensões no aço são obtidas por meio da força aplicada e as dimensões

iniciais do corpo de prova porém, para deformações elevadas, a relação tensão-deformação pode ser diferente do que realmente ocorre, pois a seção solicitada também se deforma, alterando a área de atuação da força e, conseqüentemente, a tensão lá instalada. A transformação das tensões e deformações dos valores nominais, para os valores reais pelas equações 4.1 e 4.2, considera a mudança contínua das dimensões do corpo de prova ao longo dos ensaios.

$$\sigma_t = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_t = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (4.2)$$

Nas equações 4.1 e 4.2, valem:

- $\sigma_{nom}$  é a tensão com o seu valor nominal, dada pelo EN 1993-1-2,
- $\varepsilon_{nom}$  é a deformação com o seu valor nominal, dada pelo EN 1993-1-2,
- $\sigma_t$  é a tensão real,
- $\varepsilon_t$  é a deformação real.

No caso dos elementos mistos, o concreto foi modelado considerando apenas as suas propriedades elásticas, com o módulo de elasticidade extraído das curvas tensão-deformação do EN 1992-1-2 em conjunto com os resultados dos ensaios de compressão dos cubos moldados no dia da concretagem dos pilares. Também foram realizados testes com o modelo *CONCRETE DAMAGED PLASTICITY*, porém, além da maior dificuldade de convergência, principalmente nos casos onde o concreto era diretamente atingido pelo fogo, apresentando um aumento considerável no custo computacional, não foi observada mudança significativa nos resultados em termos das forças e deslocamentos desenvolvidos no pilar, como é apresentado no Apêndice E.

Os estribos e barras longitudinais foram modelados a partir da função *embedded reinforcements*, onde são inseridas as barras diretamente nos elementos de concreto, aumentando a sua rigidez e distribuindo os esforços. Também foi utilizado o critério de *von Mises* para a plastificação do aço das armaduras, com o valor nominal da sua resistência ao escoamento, porém não foram considerados os efeitos de degradação das propriedades mecânicas pela temperatura, uma vez que na maior parte dos casos observados na análise experimental a armadura apresentava temperaturas abaixo ou próximas aos 400°C.

Em relação às paredes, optou-se por considerá-las de forma simplificada, como um bloco retangular que possuía a altura do pilar, espessura do bloco somada à do revestimento e comprimento de 450 mm, como mostrado na Figura 4.1. A abordagem utilizada visou à simplificação do modelo em termos de esforço computacional, sendo que a modelagem da parede completa, como realizada em Correia (2011), onde eram considerados cada um dos blocos separadamente, com furos, e todas as camadas de argamassa e revestimento apresentava uma malha bastante irregular e com elementos distorcidos, dificultando a convergência do modelo numérico. Em relação às propriedades mecânicas da parede, foi considerado apenas o módulo de elasticidade com o valor de 30672 MPa e sem efeitos de degradação térmica. A partir dessa abordagem, os efeitos de contenção das mesas e da alma do perfil metálico eram mantidos, assim como a transferência de calor para as zonas de contato das paredes.

Para o modelo térmico foram incluídas propriedades como o calor específico, condutividade e expansão térmica, de acordo com as prescrições normativas do EN 1993-1-2 e EN 1992-1-2 para o aço e o concreto, respectivamente. Para as paredes, as propriedades térmicas utilizadas foram consideradas constantes com a temperatura e próximas aos valores para o concreto, sendo 840 J/kg.°C para o calor específico e 0,7 W/m<sup>2</sup>.°C para a condutividade térmica.

O detalhamento de todas as propriedades mecânicas e térmicas adotadas neste trabalho são apresentadas no apêndice F, de acordo com o que é prescrito nos Eurocodes 3 e 4.

### **4.2.3. Condições de Contorno, Carregamentos e Interação entre os Materiais**

#### **4.2.3.1. Modelo Térmico**

Consideram-se como as condições de contorno do modelo térmico os fenômenos de troca de calor entre o meio e o elemento, em conjunto com os seus respectivos coeficientes que os definem e as regiões que atuam. Dessa forma, foram modeladas as trocas de calor por radiação e por convecção na face exposta ao calor bem como apenas convecção para a face não exposta ao fogo.

Em relação à face exposta ao fogo foram utilizadas emissividades de 0,9 para o aço, 0,8 para o concreto e paredes e coeficiente de convecção igual a 25 Wm<sup>2</sup>/°C independentemente do material. Já para face não exposta ao fogo foi considerado apenas o coeficiente de convecção

igual a  $9 \text{ W/m}^2\text{C}$ . Não foi considerado um coeficiente de condução na interface entre materiais diferentes para a penalização deste mecanismo de troca de calor.

A variação da temperatura na face exposta ao calor foi adotada em três porções ao longo da altura do elemento, referentes a cada módulo do forno que, por sua vez, possuíam leituras de temperatura independentes. Deste modo, as temperaturas incluídas no ABAQUS dizem respeito exatamente às temperaturas obtidas na análise experimental, para que seja respeitada a real situação na qual o pilar estava submetido.

Vale ressaltar que também foram feitas análises termomecânicas nas quais as temperaturas obtidas experimentalmente (ao longo das diversas seções instrumentadas do pilar) foram inseridas diretamente no modelo, dispensando a etapa da análise térmica. Esta abordagem dependia que o pilar fosse dividido de acordo com as seções e pontos instrumentados, mas resultava em um menor esforço computacional uma vez que a leitura das temperaturas do modelo térmico, que acontece no início da análise, não era necessária.

Essa abordagem é útil para um processo de validação do modelo numérico pois garante que as temperaturas utilizadas para determinar o comportamento termomecânico são iguais às medidas experimentalmente. A diferença entre se usar os dados experimentais das temperaturas nos pontos de interesse e calculá-las por meio de um modelo térmico foi verificada no modelo estrutural, apresentando pouca variação.

#### **4.2.3.2. Modelo Estrutural**

No âmbito das condições de contorno referentes ao modelo estrutural, são incluídas as restrições aos graus de liberdade nos pontos de interesse bem como elementos de mola que foram utilizados para o ajuste da rigidez do sistema de restrição.

Antes de comentar especificamente sobre as condições de contorno, é importante discutir sobre o procedimento de ensaio e como o mesmo foi considerado no ABAQUS. Por se tratar de pilares submetidos à restrição axial nas extremidades, foi apresentado no Capítulo 3 que, primeiramente, era aplicado o carregamento até o nível de serviço desejado (30% da capacidade de carga à temperatura ambiente, na maioria dos casos) com as vigas do pórtico de restrição livres para se movimentar e, em seguida, tais vigas eram fixadas aos pilares do mesmo pórtico,

representando assim um pilar inserido em uma estrutura real. Só após esta etapa o forno era ligado e iniciado o aquecimento.

O processamento no pacote computacional ABAQUS pode ser dividido em vários passos, chamados de *steps*, onde se podem realizar análises com condições de contorno, carregamentos e de diferentes tipos, todas em sequência. Dessa forma, ao fim do *step* anterior, mantêm-se o estado de deformações e de tensões do modelo, podendo restringir ou liberar graus de liberdade para o *step* seguinte.

Sendo assim, além das condições iniciais, a análise foi desenvolvida em dois passos: um para o carregamento do pilar e outra para o aquecimento. Na primeira etapa, são restringidos todos os graus de liberdade da base do pilar (Figura 4. 3a) e também os deslocamentos nas extremidades das vigas do sistema de restrição (Figura 4. 3b), forçando o seu deslocamento apenas na direção vertical.

Um elemento de mola linear foi colocado em cada uma das extremidades das vigas do sistema de restrição, tendo o seu nó superior com os deslocamentos acoplados aos da face inferior das vigas, como mostra a Figura 4. 3c. Além disso, os dois nós do elemento de mola foram restringidos de forma a se mover apenas na direção vertical como as vigas do sistema de restrição.

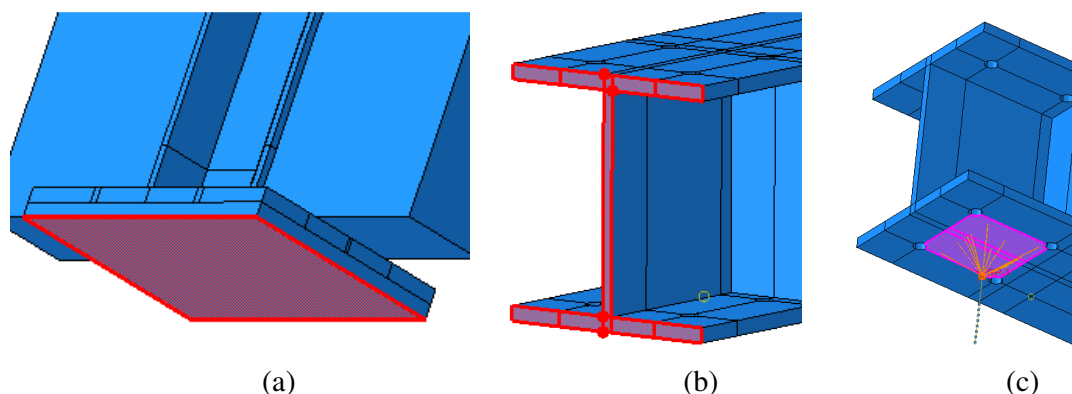


Figura 4. 3 – Condições de contorno aplicadas na primeira etapa da análise numérica (a) na base do pilar, (b) nas vigas do sistema de restrição e (c) acoplamento das molas na face inferior das vigas do sistema de restrição.

Na segunda etapa, referente ao aquecimento, é liberada a restrição nas faces externas das vigas superiores (nas regiões mostradas na Figura 4.3c) e é restringido o deslocamento vertical

da base dos elementos de mola, travando assim o sistema de restrição, que tem seu deslocamento condicionado apenas à rigidez das molas e das vigas.

Apesar de as vigas do sistema de restrição terem sido modeladas com as dimensões corretas dos elementos que as compõem, a sua rigidez real não foi medida experimentalmente, sendo que molas nas suas extremidades foram necessárias a fim de ajustar a rigidez do sistema, que havia se mostrado muito elevada nos testes numéricos iniciais. Com o sistema de molas, que possuíam rigidez axial de  $10^7$  N/m<sup>2</sup> cada, o sistema final possuía rigidez axial de 23 kN/mm e rotacional de 14000 kN.m/rad. A escolha do valor  $10^7$  N/m<sup>2</sup> foi obtida por meio de diversos testes com os ensaios de pilares sem paredes, a fim de escolher o que melhor representava a real rigidez do sistema. Estes testes e seus respectivos resultados são apresentados no Apêndice F.

É importante salientar que neste capítulo são apresentados primeiramente os resultados obtidos com modelo com as molas. Em seguida, são também apresentados resultados dos modelos sem molas, que se mostraram mais compatíveis com os ensaios para alguns dos casos analisados.

Por fim, foi considerada interação completa nas zonas de contato entre o aço e o concreto, utilizando a função “*tie-constraint*” que acopla todos os graus de liberdade das superfícies que estão em contato. Esta abordagem também foi utilizada em Correia & Rodrigues (2014) e repetida para a união das diferentes partes que compunham o modelo, como chapas de topo, vigas do sistema de restrição e paredes. Este método também possui uma grande vantagem na compatibilização de diferentes partes do modelo, pois não necessita que o contato seja feito entre componentes com malhas idênticas.

#### **4.2.4. Imperfeições Geométricas**

As imperfeições geométricas iniciais foram incluídas no modelo como deslocamentos obtidos em um modelo estrutural previamente processado, onde foi aplicado um deslocamento imposto de 3 mm (L/1000) no meio do vão do pilar na mesma direção do gradiente térmico, ou seja, perpendicular ao plano das paredes do lado aquecido, como mostra a Figura 4.4.

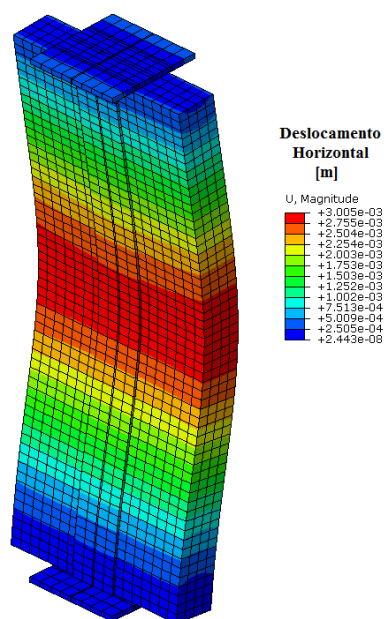


Figura 4.4 – Imperfeições geométricas inseridas no modelo de pilares com paredes.

Foram testadas imperfeições de  $L/1000$  e  $L/500$  para o lado exposto e não exposto ao fogo, para o caso dos pilares com paredes, porém os resultados mostraram que este parâmetro não gerou mudanças significativas no desenvolvimento das forças axiais ao longo do aquecimento. Já para o caso dos pilares sem paredes, aquecidos em todas as faces, a imperfeição foi aplicada no eixo de menor inércia de modo que o aumento das imperfeições resultou em forças de restrição menores no decorrer do ensaio, como pode ser visto no Apêndice F.

### 4.3. Resultados

Nesta seção serão apresentados os resultados numéricos obtidos pelos modelos, buscando representar os fenômenos e comportamentos obtidos na análise experimental. Vale ressaltar que todos os modelos foram processados utilizando o ABAQUS versão 6.14, instalado em computador com as seguintes especificações técnicas:

- Processador Intel i7 – 2,67 GHz com 8 núcleos
- Memória RAM – 12,0 GB

- Sistema Operacional – Windows 7 64 bits
- 5 Núcleos utilizados durante o processamento em paralelo.

O processo de comparação dos resultados numéricos com experimentais apresentado à seguir está dividido para os modelos térmico e estrutural. No caso do modelo térmico, a validação é feita pela comparação da variação das temperaturas ao longo do tempo nos pontos que foram instrumentados na análise experimental. Já no modelo estrutural, a comparação será feita em termos da força axial do pilar ao longo do tempo, porém, parâmetros como os deslocamentos axiais e laterais serão apresentados ao longo da discussão.

### 4.3.1. Modelo Térmico

#### 4.3.1.1. Pilares sem Paredes

Os resultados térmicos para os pilares sem paredes serão apresentados para os ensaios H220-ISO e H220-CONC-ISO, representando assim um caso de um pilar metálico e outro misto, respectivamente. Iniciando pelo pilar misto, é apresentada na Figura 4.5 a sua seção transversal em conjunto com os pontos instrumentados com termopares, e que foram utilizados na validação, bem como o campo térmico aos 60 minutos de exposição, obtido numericamente.

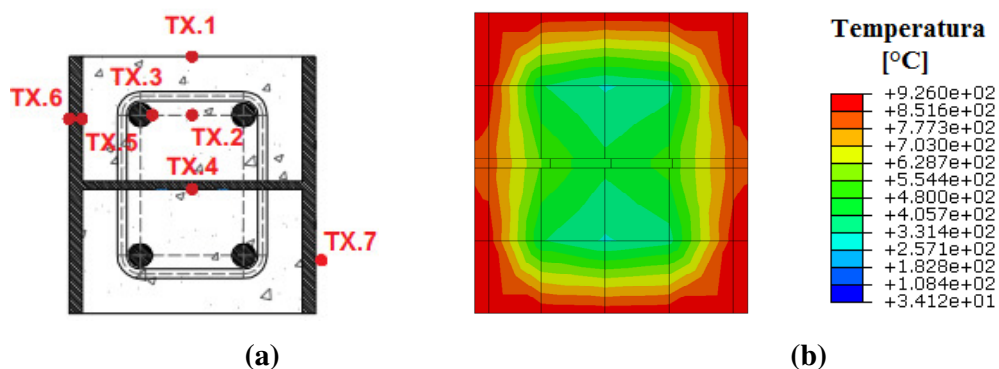


Figura 4.5 – (a) Pontos de leitura das temperaturas no ensaio H220-CONC-ISSO e (b) Temperaturas obtidas numericamente após 60 minutos de aquecimento

Pelo campo térmico é possível observar que os elementos de concreto próximos à alma, e que estariam mais protegidos da fonte de calor possuem temperaturas maiores que a região interna do revestimento de concreto. Essa situação indica que o concreto próximo ao perfil



aquece pelo calor recebido pela alma, e não pela condução dentro do próprio revestimento de concreto.

Nas Figuras 4.6a e 4.6b é apresentada a evolução da temperatura obtida no modelo numérico bem como experimentalmente ao longo do tempo de ensaio. Pode-se observar que nos pontos medidos no aço e no concreto é obtida uma boa compatibilização dos resultados numéricos com os experimentais, com as temperaturas numéricas pouco superiores às experimentais. A mesma comparação foi feita para as demais seções, sendo que a maior diferença entre os resultados numéricos e experimentais se deu nas seções S1 e S5, localizadas nas extremidades do pilar, que podem não estar expostas diretamente ao calor devido ao contato com o isolamento do forno.

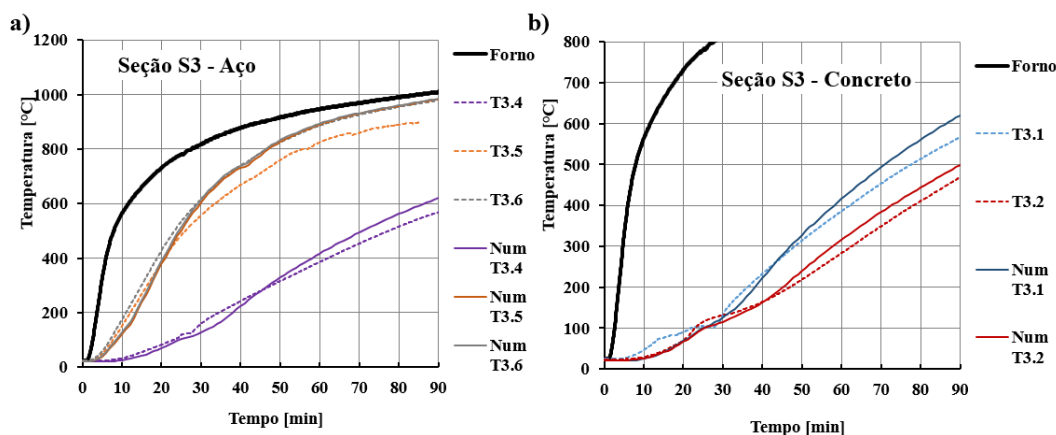


Figura 4.6 – Comparação do desenvolvimento das temperaturas numéricas e experimentais na seção S3 para o (a) aço e (b) concreto.

Na Figura 4.7 são apresentados os campos térmicos do pilar completo aos 60 minutos de exposição para o perfil metálico e o revestimento de concreto, separadamente, podendo-se verificar que as extremidades do pilar possuem temperaturas próximas aos 20°C, com as temperaturas do perfil superiores às do concreto nessas regiões.

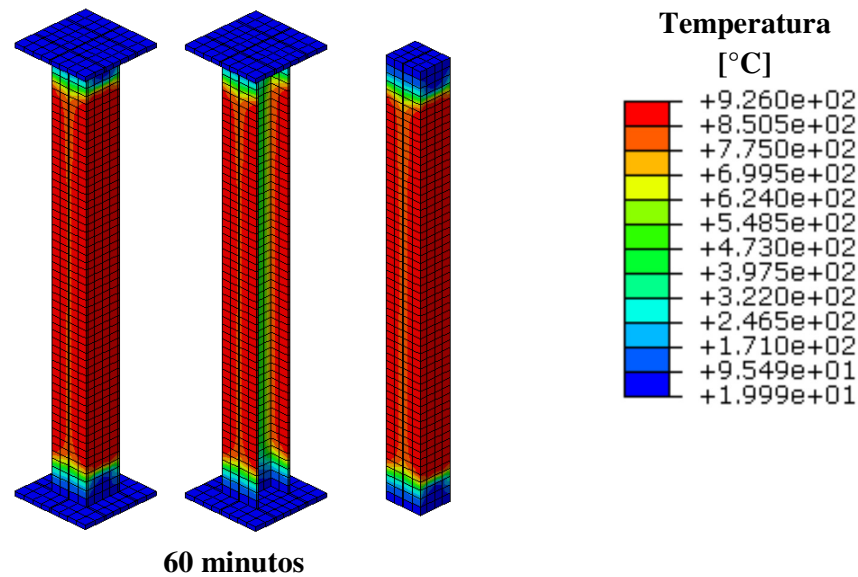


Figura 4.7 – Temperatura ao longo do pilar misto sem paredes aos 60 minutos de exposição ao fogo.

No caso do ensaio H220-ISO que representa um pilar de aço sem revestimento de concreto, sabe-se que a distribuição de temperatura na seção é praticamente uniforme, fato esse que também é verificado numericamente pelas Figura 4.8 e 4.9. Também foi observada boa correlação das temperaturas numéricas e experimentais ao longo de todo o ensaio, como apresentado na Figura 4.8.

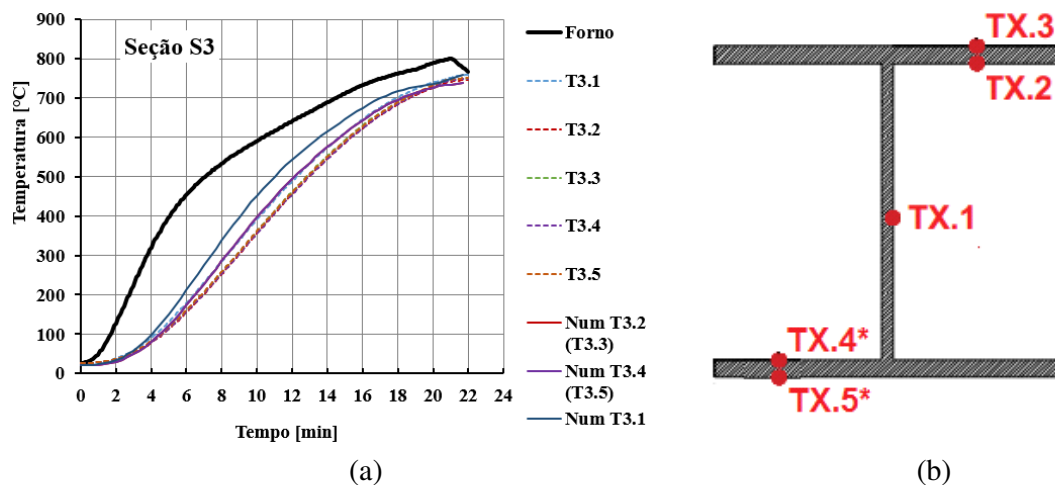


Figura 4.8 – (a) Comparação das temperaturas numéricas e experimentais na seção S3 do pilar metálico sem paredes e (b) pontos de medição de temperatura no pilar.

Novamente, se observa que as temperaturas obtidas numericamente são levemente superiores às medidas nos ensaios, especialmente na alma do perfil metálico. A partir dos resultados aqui apresentados pode-se verificar que o modelo térmico consegue representar satisfatoriamente as temperaturas dos pilares sem paredes.

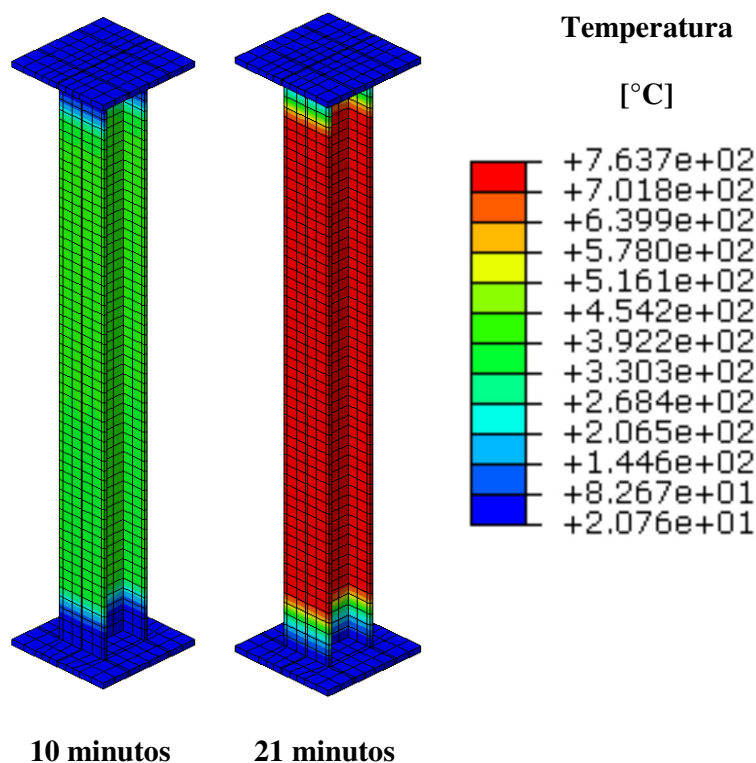


Figura 4.9 – Temperatura no pilar metálico sem paredes ao longo aos 10 e 21 minutos de exposição ao fogo.

#### 4.3.1.2. Pilares Inseridos em Paredes

No caso dos modelos de pilares inseridos em paredes serão apresentados apenas os resultados referentes aos pilares metálicos e mistos formados com o perfil HEA 220 e paredes com blocos de 15 cm de espessura. Considerando primeiramente os pilares mistos, são apresentados nas Figuras 4.10 e 4.12 os gradientes térmicos obtidos aos 120 minutos de exposição ao fogo para os casos com a alma paralela e ortogonal às paredes, respectivamente. Pode-se notar que, mesmo com uma baixa discretização da seção transversal, foi possível obter o gradiente térmico ao longo da seção.

Já nas Figuras 4.11 e 4.13 são apresentadas as comparações entre os resultados numéricos e experimentais para os ensaios H220-CONC-PAR-T15 e H220-CONC-ORT-T15, respectivamente, divididos entre os pontos de leitura no aço e no concreto. Na Figura 4.11, nota-se que houve uma boa concordância entre os resultados numéricos para quase todos os pontos de leitura, com exceção do ponto T3.1, referente à face de concreto que está exposta ao fogo. Vale ressaltar que tal diferença se deve ao fato de a ponta do termopar poder estar posicionada a alguns centímetros para o interior da face do concreto, e não na face como foi medido numericamente.

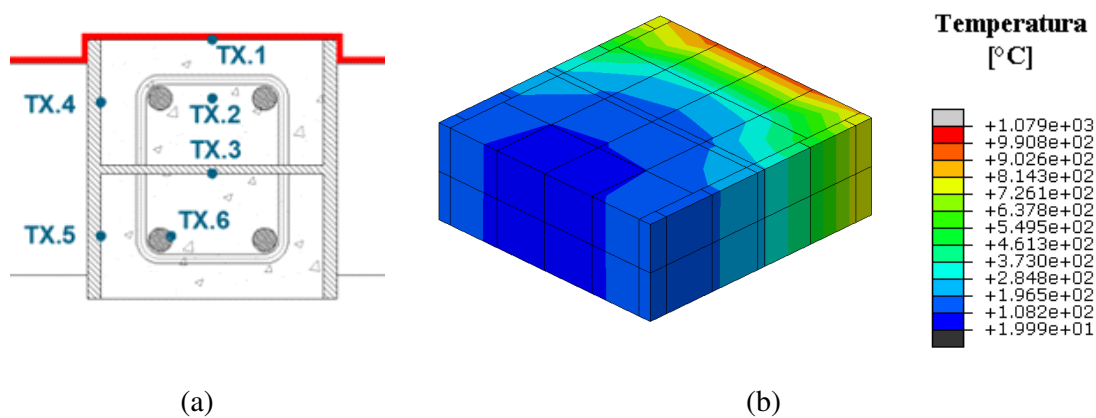


Figura 4.10 – (a) Pontos de leitura de temperatura para o ensaio H220-CONC-PAR-T15 e (b) previsão numérica aos 120 minutos de exposição ao fogo.

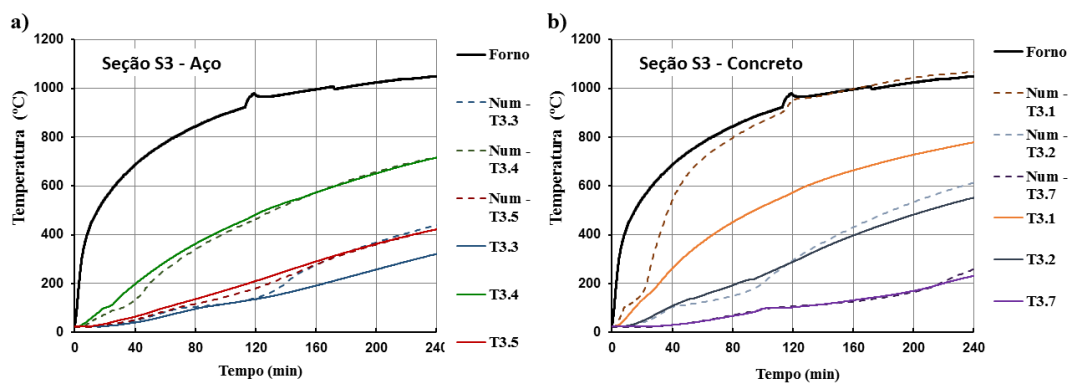


Figura 4.11 – Comparação das temperaturas numéricas e experimentais no meio do pilar para o ensaio H220-CONC-PAR-T15.

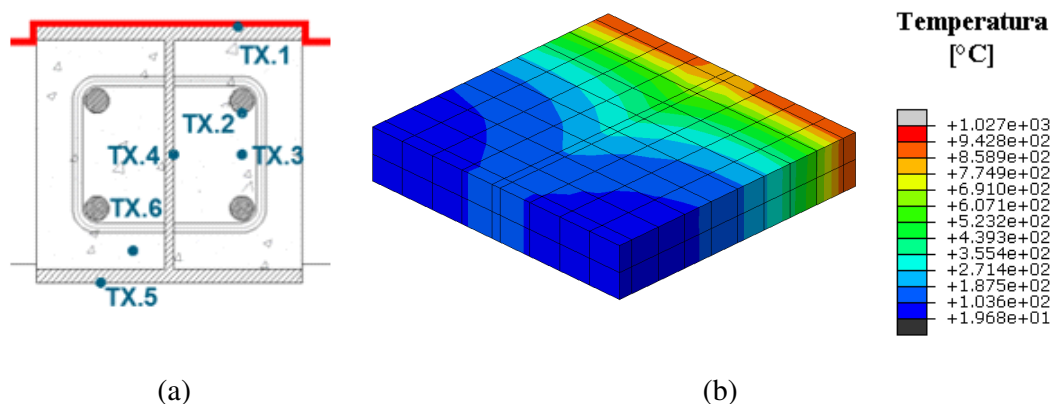


Figura 4.12 – (a) Pontos de leitura de temperatura para o ensaio H220-CONC-ORT-T15 e (b) previsão numérica aos 120 minutos de exposição ao fogo.

Já para a Figura 4.13, onde são comparadas as temperaturas para o ensaio H220-CONC-ORT-T15, novamente a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais foi obtida. Uma pequena diferença pode ser observada na comparação do termopar T3.4, que representa a temperatura na alma da seção, pois não foi possível extrair a temperatura no mesmo ponto em que o termopar estava instalado devido à malha de elementos finitos.

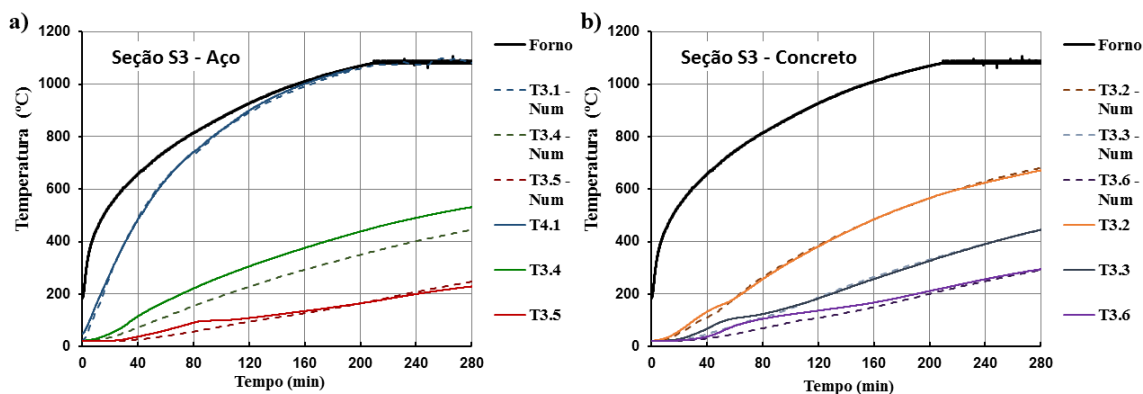


Figura 4.13 – Comparação das temperaturas numéricas e experimentais no meio do pilar para o ensaio H220-CONC-ORT-T15.

Considerando os pilares sem revestimento de concreto, a compatibilização entre os resultados numéricos e experimentais foi menos precisa que os casos anteriormente mostrados, principalmente quando considerado o ensaio H220-PAR-T15, que possui grandes áreas opostas de um mesmo elemento (no caso a alma) que se encontram expostas ao calor e ao meio sem

chamas simultaneamente. Seguindo apenas a recomendação do EN 1991-1-2, na qual se sugere considerar na face não exposta à fonte de calor apenas o mecanismo de convecção com coeficiente igual a  $9\text{W/m}^2\text{C}$ , resultou em temperaturas muito elevadas para toda a seção, pois o calor não era liberado para o meio na intensidade necessária. Desta forma, foi adicionada também a troca de calor por radiação na face não exposta ao fogo com uma emissividade de 0,8, obtendo assim o campo térmico apresentado na Figura 4.14 e a evolução das temperaturas da Figura 4.15.

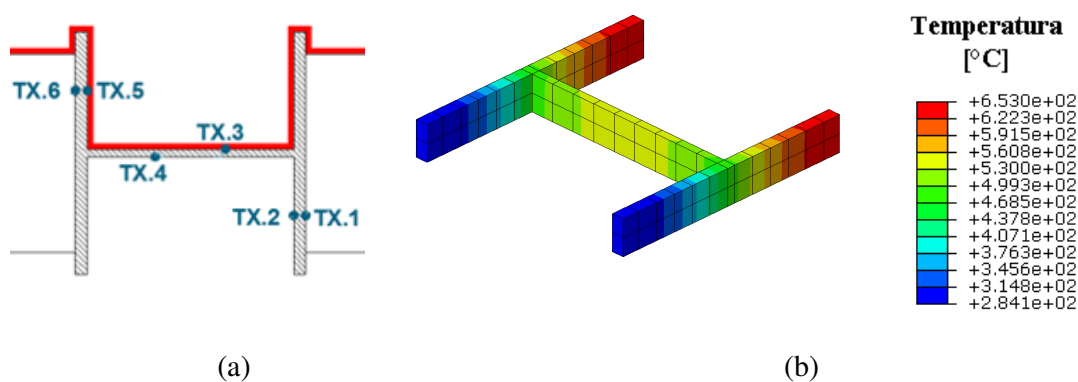


Figura 4. 14 - (a) Pontos de leitura de temperatura para o ensaio H220-PAR-T15 e (b) previsão numérica aos 60 minutos de exposição ao fogo.

Comparando os resultados numéricos e experimentais na Figura 4.15 pode-se verificar que as temperaturas numéricas da alma (T3.3 e T3.4) e da mesa exposta ao fogo (T3.5) são superiores às experimentais, especialmente para este último ponto. Apesar de vários valores de emissividade da face não exposta terem sido testados, notou-se que a temperatura na mesa exposta não sofria grandes alterações, optando assim pelo valor que melhor representava as temperaturas na alma do perfil, que mais tinha influência das trocas de calor com os meios.

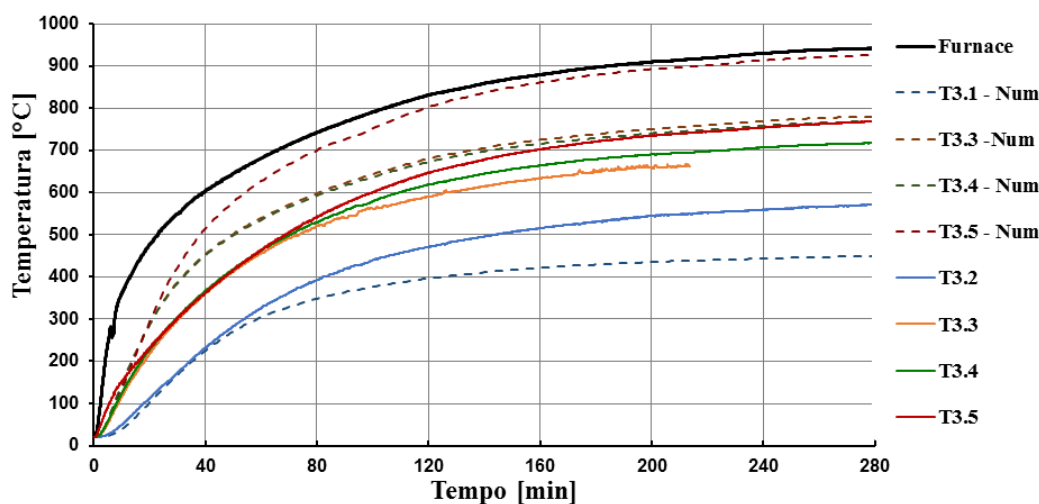


Figura 4. 15 - Comparação das temperaturas numéricas e experimentais no meio do pilar para o ensaio H220-PAR-T15.

No ensaio H220-ORT-T15, foi obtida uma melhor correlação entre o modelo e os resultados experimentais, como é possível notar pela Figura 4.17. Diferentemente do caso anterior, temperaturas menores se desenvolviam na mesa não exposta ao fogo (Figura 4.16), minimizando os problemas observados acerca da perda de calor do perfil para o meio.

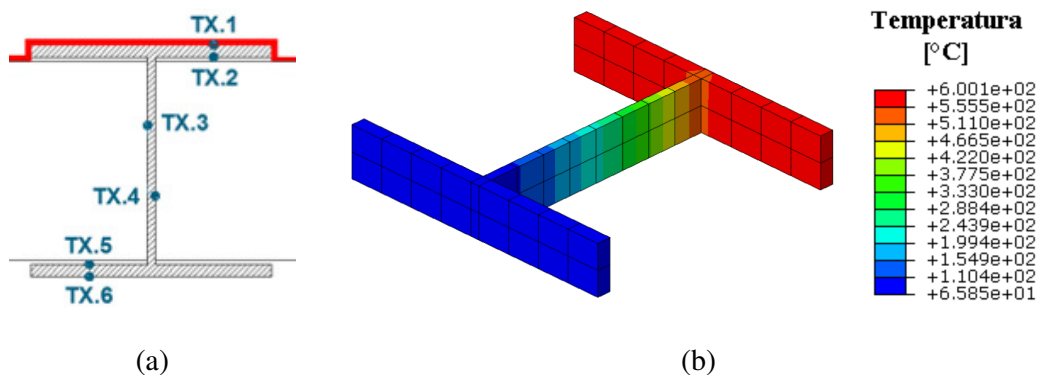


Figura 4. 16 - (a) Pontos de leitura de temperatura para o ensaio H220-ORT-T15 e (b) previsão numérica aos 60 minutos de exposição ao fogo.

Destaca-se que neste último caso, no qual o pilar metálico está em contato direto com a parede, é verificado que nas medidas experimentais feitas na alma (T3.3 e T3.4) há um patamar aos 100°C que pode ser associado à evaporação da água utilizada na argamassa de ligação entre as paredes e o pilar, fixando a temperatura neste valor até que toda água saia do sistema. Tal fenômeno não é captado no modelo, que resulta em temperaturas maiores para tais pontos, por

não se considerar a energia necessária para a mudança de fase da água na interface. Outra situação a se notar é que a diferença de temperatura medida em faces opostas da mesma mesa do perfil (exposta e não exposta) não é obtida numericamente, pois apenas um elemento finito foi considerado nesta dimensão. Entretanto, isso não afeta de forma significativa os resultados em termos de forças e deslocamentos.

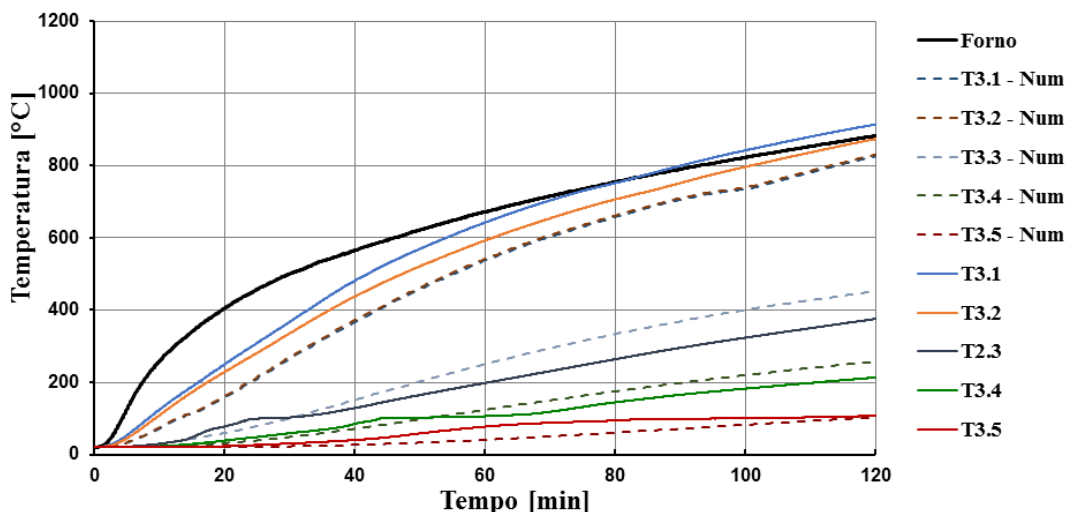


Figura 4.17 – Comparação das temperaturas numéricas e experimentais no meio do pilar para o ensaio H220-ORT-T15.

### 4.3.2. Modelo Termoestrutural

#### 4.3.2.1. Pilares sem paredes

Uma vez que o modelo térmico consegue representar de forma satisfatória os resultados experimentais em termos de temperatura na seção transversal, prossegue-se para o modelo estrutural. Como discutido no detalhamento do modelo, as temperaturas podem ser transferidas por meio dos resultados obtidos no modelo anterior, mas também podem ser inseridas diretamente com os valores obtidos experimentalmente, fato este que torna o processamento mais rápido e os resultados mecânicos mais confiáveis, uma vez que possíveis diferenças encontradas em termos de forças e deslocamentos não seriam causadas por problemas no modelo térmico.



Em relação ao modelo termoestrutural, a validação será apresentada em função da comparação das forças axiais relativas desenvolvidas ao longo das análises. Na Figura 4.18 é apresentada a comparação entre os resultados numéricos e experimentais obtidos para os pilares aquecidos em todas as faces. Pode-se notar que o modelo apresentou boa representatividade tanto para o pilar misto (Fig. 4.18a) quanto para o pilar de aço (Fig. 4.18b).

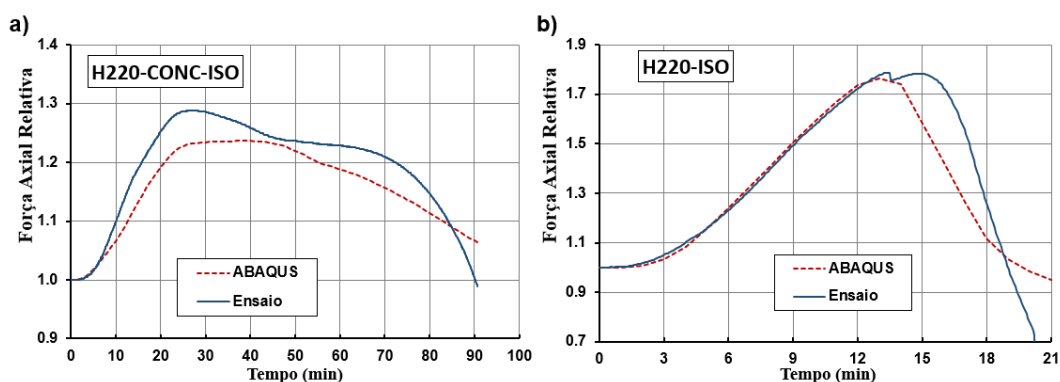


Figura 4.18 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais das forças axiais relativas para os ensaios (a) H220-CONC-ISO e (b) H220-ISO.

Avaliando o ensaio do elemento misto (Figura 4.18a), pode-se notar que o modelo numérico não demonstra uma queda brusca no final do ensaio e possui uma diferença de 5% entre as forças máximas absolutas. A falta do trecho de queda brusca pode ser explicada pelo concreto ter sido modelado apenas com as propriedades elásticas e, também, por não considerar a degradação das propriedades mecânicas das armaduras em função da temperatura. Já no pilar metálico (Figura 4.18b) o ramo ascendente das curvas numérica e experimental é coincidente, porém o segundo pico obtido na análise experimental não é verificado numericamente.

Analisando os deslocamentos axiais médios, mostrados na Figura 4.19, pode-se observar que o modelo numérico também conseguiu representar bem os resultados experimentais, sendo que no caso do pilar misto o modelo numérico apresentou uma diferença de aproximadamente 0,8 mm nos deslocamentos máximos. Para o ensaio com o pilar metálico os deslocamentos numéricos obtidos também foram mais elevados que os experimentais. Em ambos os casos pode-se observar que forças menores foram obtidas numericamente, resultando em deslocamentos totais maiores, uma vez que a parcela da compressão mecânica do deslocamento era reduzida.

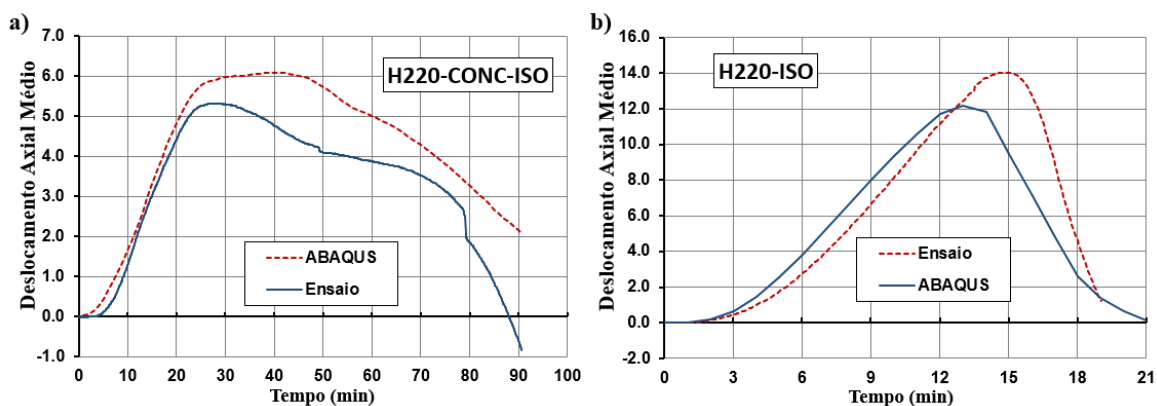


Figura 4. 19 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais dos deslocamentos axiais médios para os ensaios (a) H220-CONC-ISO e (b) H220-ISO.

#### 4.3.2.2. Pilares com Paredes

Para a apresentação dos resultados numéricos para os pilares inseridos em paredes foram escolhidos os ensaios em pilares de aço e mistos de aço e concreto composto pelo perfil HEA 220 e com paredes de blocos de 15 cm de espessura. Analisando primeiramente os resultados para as forças e deslocamentos do pilar puramente metálico, apresentados nas Figura 4. 20 e Figura 4. 21, nota-se que os casos com a alma paralela às paredes (Figura 4.20a) apresentaram uma boa representatividade dos resultados experimentais, sendo que no caso das forças houve uma diferença de 1,6% entre a previsão numérica e as medições experimentais máximas. Já para o caso com as paredes ortogonais as almas (Figura 4.20b), a força máxima encontrada numericamente é muito inferior ao obtido no ensaio, com uma diferença de 30%.

Como os pilares com a alma paralela às paredes apresentam gradiente térmico menos acentuado e um comportamento, no que diz respeito aos deslocamentos, principalmente axial nas extremidades, apresenta assim semelhanças com os pilares aquecidos em todas as faces, obtendo também uma boa concordância com os resultados experimentais. Quando é considerada a orientação ortogonal dos perfis, onde se desenvolve um gradiente térmico muito mais acentuado, o mesmo não se repete. Em relação aos deslocamentos, os resultados numéricos se apresentaram até duas vezes maiores dos observados durante os ensaios.

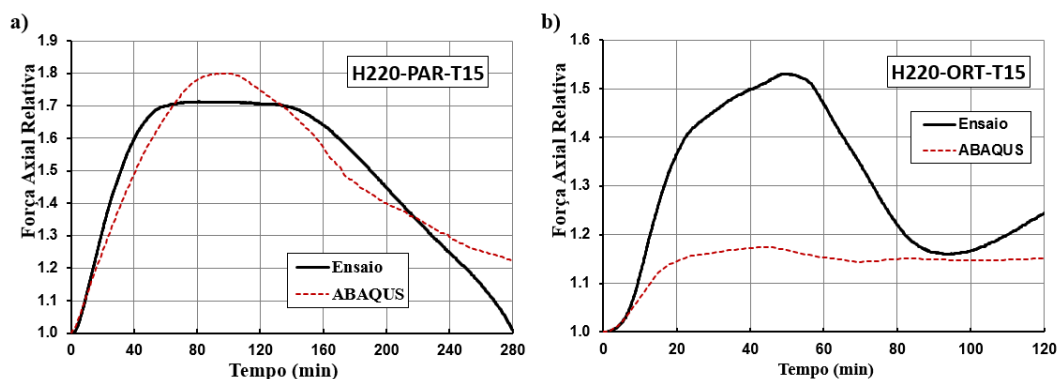


Figura 4. 20 – Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para as forças axiais relativas nos ensaios (a) H220-PAR-T15 e (b) H220-ORT-T15.

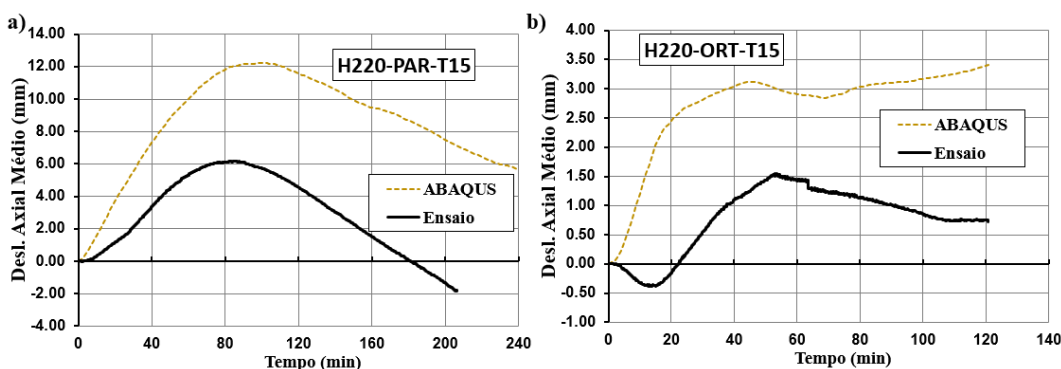


Figura 4. 21 - Comparação dos deslocamentos axiais médios obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico nos ensaios (a) H220-PAR-T15 e (b) H220-ORT-T15.

Considerando os elementos mistos de aço e concreto, a comparação entre as forças e deslocamentos experimentais e numéricos é apresentada nas Figura 4. 22 e Figura 4. 23, respectivamente. Nestes casos, pode-se observar que as forças obtidas foram menores do que as medidas experimentalmente. Vale ressaltar que no caso do ensaio H220-CONC-PAR-T15, a força não apresentou um comportamento de queda brusca após atingir o valor de pico, como verificado nos ensaios. Porém, os deslocamentos para esse mesmo caso se mostraram bem semelhantes aos observados experimentalmente.

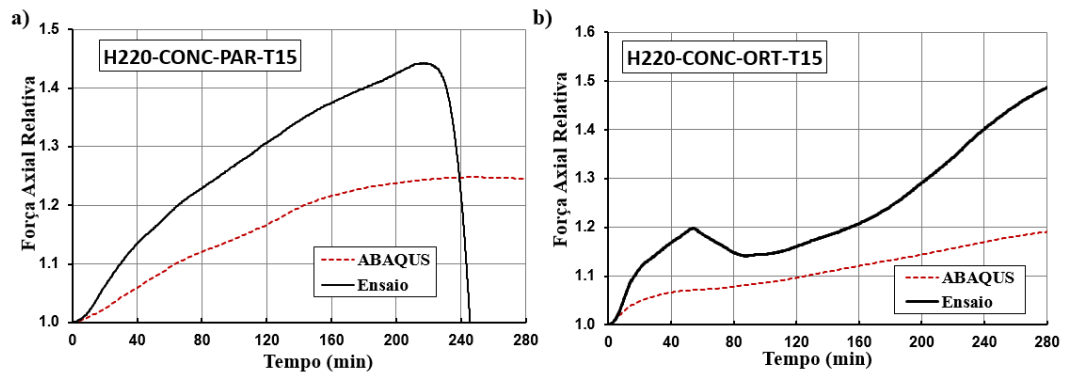


Figura 4. 22 - Comparação entre os resultados numéricos e experimentais para as forças axiais relativas nos ensaios (a) H220-CONC-PAR-T15 e (b) H220-CONC-ORT-T15

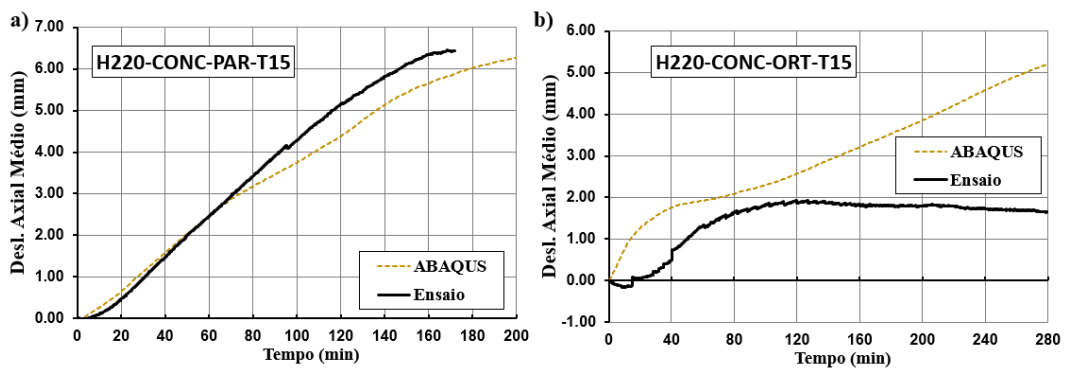


Figura 4. 23 - Comparação dos deslocamentos axiais médios obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico nos ensaios (a) H220-CONC-PAR-T15 e (b) H220-CONC-ORT-T15.

Tendo em vista os resultados apresentados, pode-se verificar que há uma dificuldade em representar fielmente todos os casos analisados com uma mesma abordagem numérica, especialmente pelo fato de não ser conhecida a real rigidez axial e rotacional do sistema de restrição utilizado durante os ensaios. Como já discutido durante a apresentação dos resultados experimentais no Capítulo 3, além do valor absoluto da rigidez axial e rotacional, o comportamento do pilar é também bastante influenciado pela rigidez relativa entre o sistema e o pilar, de modo que mais observações acerca desta abordagem serão apresentadas ao final do capítulo.

#### 4.4. Modelo sem Molas

Tendo em vista que as simulações utilizando o modelo anterior (item 4.3) não apresentaram bons resultados para todos os casos analisados, foram elaborados novos modelos numéricos cuja estratégia consiste em não considerar as molas nas extremidades do sistema de restrição, resultando assim em um sistema com rigidez axial e rotacional de 94 kN/mm e 16000kN.m/rad, maiores do que as utilizadas nos casos anteriores. Uma vez que a rigidez foi elevada, era esperado que as forças fossem maiores do que as obtidas anteriormente, fato esse que pode ser observado na Figura 4.24 para os resultados dos pilares sem paredes, que haviam apresentado boa concordância no modelo anterior, com molas.

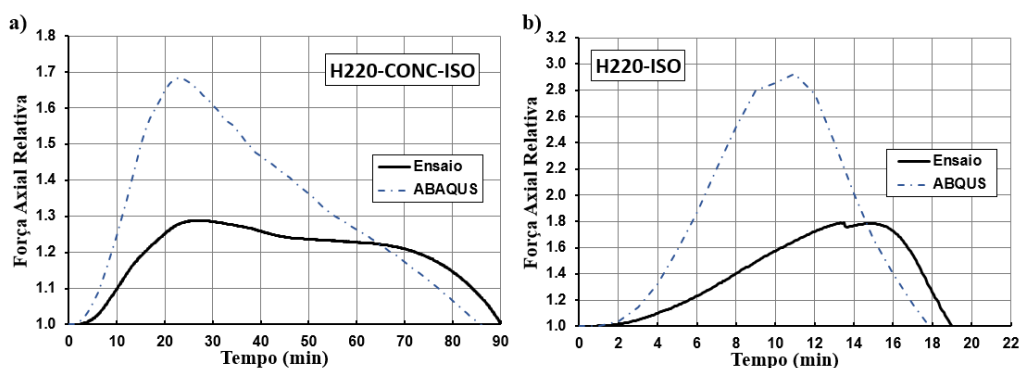


Figura 4.24 – Comparação das forças axiais relativas obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-CONC-ISO e (b) H220-ISO.

Como houve um aumento nas forças, também era de se esperar que os deslocamentos encontrados fossem menores, uma vez que aumentaria a parcela da deformação referente à compressão pelo esforço axial. Tal situação é verificada na Figura 4.25.

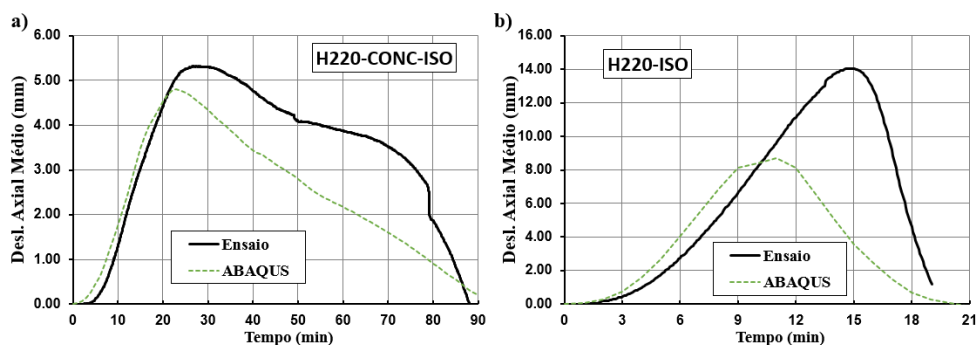


Figura 4. 25 – Comparação dos deslocamentos axiais médios obtidos pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-CONC-ISO e (b) H220-ISO.

Na Figura 4.26 são apresentadas as evoluções das forças axiais experimentais e numéricas para os pilares mistos de aço e concreto inseridos em paredes. Nesta figura é possível observar que os pilares com a alma na orientação paralela às paredes (Figuras 4.26a e 4.26c) apresentaram forças máximas 25% maiores que as esperadas. Como já era de se esperar, tais casos apresentam maiores semelhanças com os pilares sem paredes, devido à maior uniformidade no aquecimento.

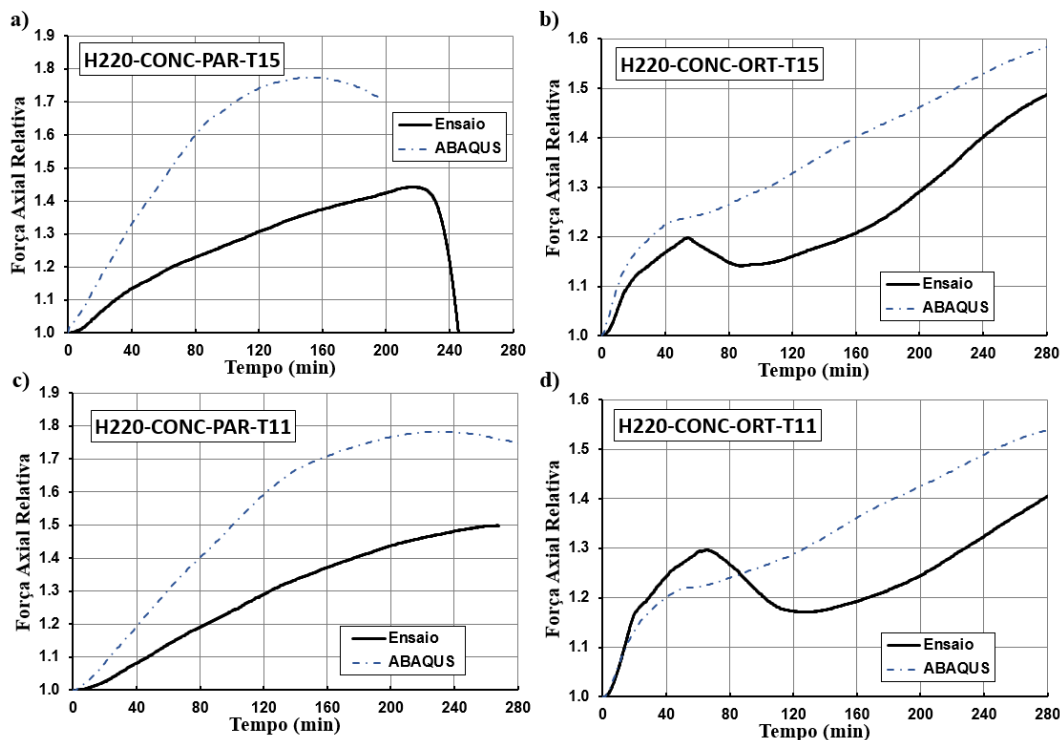


Figura 4.26 - Comparação das forças axiais relativas obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-CONC-PAR-T15, (b) H220-CONC-ORT-T15, (c) H220-CONC-PAR-T11 e (d) H220-CONC-ORT-T11.

Entretanto, é possível observar que nos modelos com a alma ortogonal às paredes (Figura 4.26b e d), ou seja, com a mesa diretamente exposta ao fogo, os resultados obtidos foram mais adequados, principalmente no trecho até o primeiro pico de força. Os vales nas curvas experimentais, que antecedem o novo aumento da força axial, não foram obtidos numericamente para esses casos, de modo que a diferença entre as forças se dá pela ausência deste comportamento. Ao final dos modelos, os ensaios H220-CONC-ORT-T15 e H220-CONC-ORT-T11 apresentaram forças entre 7% e 9% maiores que as experimentais.

Analisando os deslocamentos axiais médios dos mesmos modelos, apresentados na Figura 4.27, pode-se verificar que a melhor compatibilização entre os resultados numéricos e experimentais é obtida justamente nos casos que não tiveram boa compatibilização no quesito das forças, ou seja, nos pilares mistos com a alma paralela às paredes (H220-CONC-PAR-T15 e H220-CONC-PAR-T11, Figura 4.27a e c).

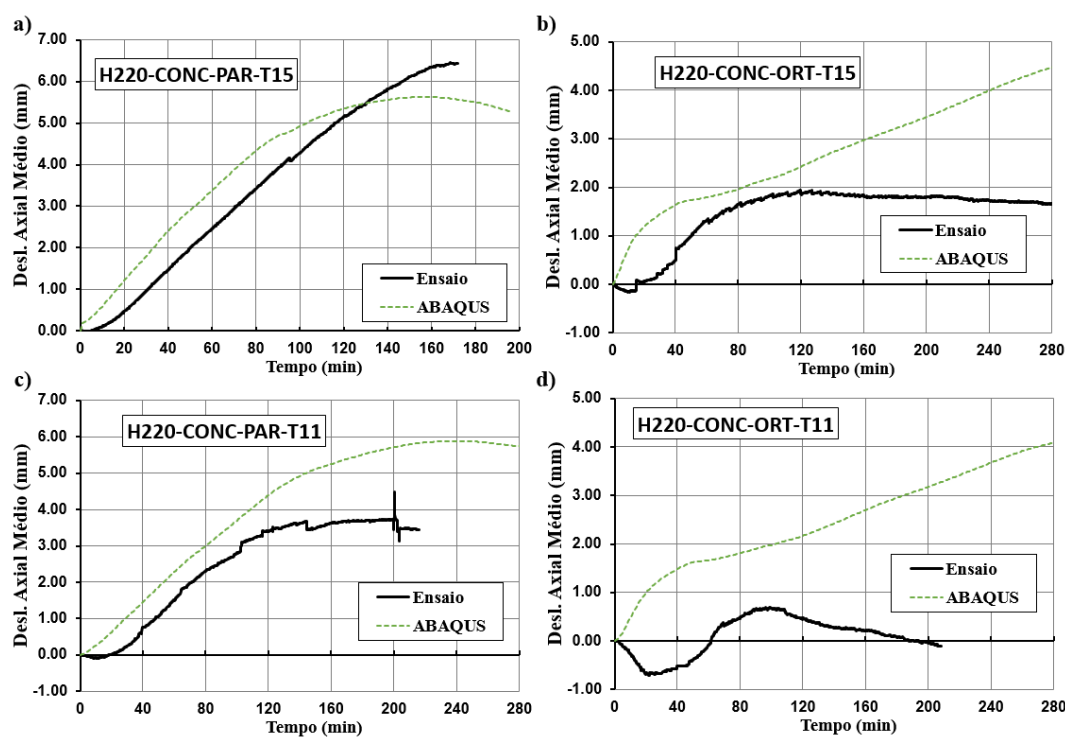


Figura 4. 27 - Comparação dos deslocamentos axiais médios obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-CONC-PAR-T15, (b) H220-CONC-ORT-T15, (c) H220-CONC-PAR-T11 e (d) H220-CONC-ORT-T11.

Já nos casos com a alma ortogonal às paredes, a maior diferença nos comportamentos obtidos pode ser resultado do modo como o deslocamento foi aferido experimentalmente. Nos modelos, o deslocamento apresentado diz respeito à média dos deslocamentos nos quatro cantos da chapa de topo do pilar, que também era bastante similar ao deslocamento no centro da chapa. Já nos ensaios, também era realizada a média de quatro transdutores de deslocamento, mas que estavam a uma distância maior da chapa de topo, resultando assim em um valor médio diferente que sofre influência da rotação do topo do pilar.

A mesma resposta numérica foi obtida no pilar puramente metálico inserido nas paredes, como pode ser verificado nas Figuras 4.28 e 4.29 para as forças e os deslocamentos axiais médios. Nestes casos, pode-se notar uma força muito maior que o esperado no caso da orientação paralela (H220-PAR-T15) e sem a ocorrência do patamar de força, observado experimentalmente. Porém, o comportamento obtido para o pilar na orientação ortogonal é bastante satisfatório, representando bem o trecho da curva até o primeiro pico de força (aos 50 minutos) e também o pequeno vale observado no pós pico (aos 90 minutos).

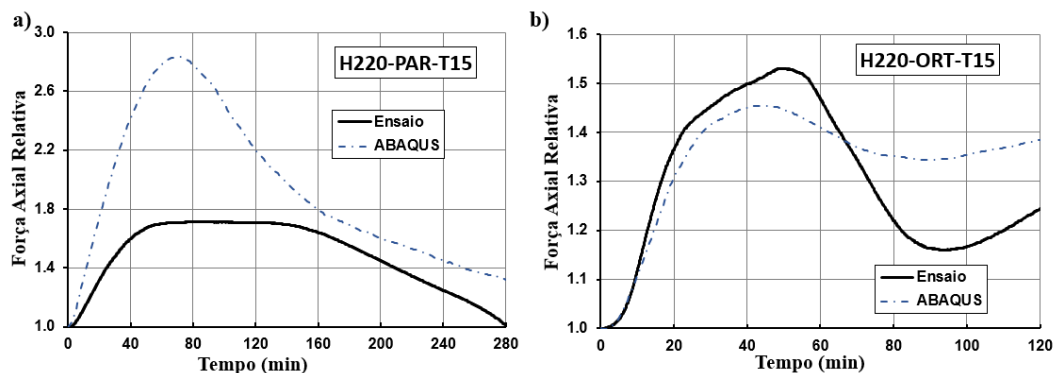


Figura 4.28 - Comparação das forças axiais relativas obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-PAR-T15 e (b) H220-ORT-T15.

Por fim, na Figura 4.29 são apresentados os resultados para os deslocamentos nos pilares metálicos inseridos em paredes, podendo verificar que neste caso os resultados obtidos se aproximaram mais dos esperados do que quando comparado com o modelo com molas.

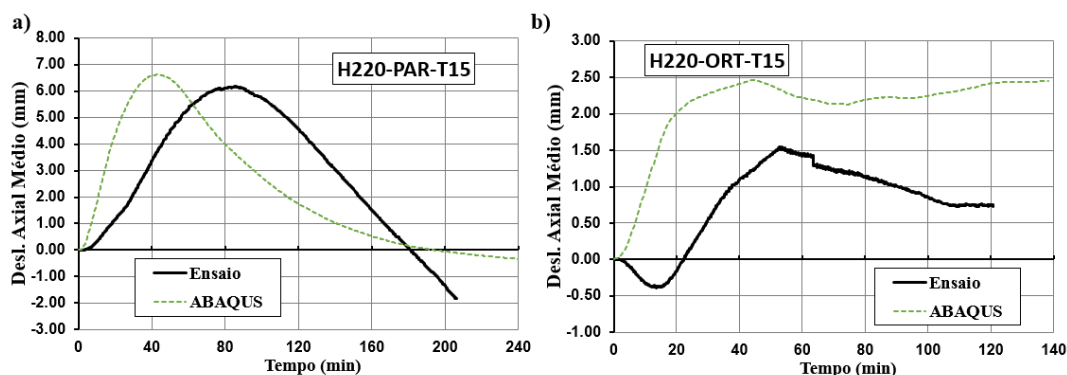


Figura 4.29 - Comparação dos deslocamentos axiais médios obtidas pelo ensaio e pelo modelo numérico sem molas para o caso (a) H220-PAR-T15 e (b) H220-ORT-T15.



Analisando os resultados apresentados até o momento, pode-se concluir que o modelo numérico “com molas” se mostra mais adequado para representar as forças axiais nos ensaios sem paredes e com a alma do perfil paralela as paredes, ou seja, para os casos em que o gradiente térmico resulte inexistente ou pouco pronunciado. Porém, o modelo numérico “sem molas” representa melhor os ensaios com a alma ortogonal às paredes, no que diz respeito às forças axiais, e apresentou bons resultados de modo geral para os deslocamentos axiais médios dos pilares.

Quando se trata da modelagem de pilares submetidos a gradientes térmicos, a maior parte dos trabalhos pesquisados, tais como Quiel *et al.* (2014) e Agarwal *et al.* (2014), apresentou casos de pilares isolados, onde não se consideram as paredes e a sua influência direta sobre o modelo.

Nos trabalhos apresentados em Dorr (2010) foram feitas análises numéricas utilizando o pacote computacional ANSYS que consideravam também as paredes, porém apesar dos resultados com características próximas às obtidas experimentalmente neste trabalho, a validação de tais modelos foi realizada por meio de ensaios em elementos sem paredes e com restrição axial.

Por fim, em Correia *et al.* (2014), onde são modelados pilares inseridos em paredes com características semelhantes às aqui adotadas, o comportamento das forças obtidas numericamente também apresentou diferenças quando comparadas com os resultados experimentais. No caso do modelo considerando o pilar com a alma paralela às paredes, a força encontrada também foi maior que o esperado.

## **4.5. Teste da Rigidez Axial e Rotacional para Pilares modelados com elementos Shell**

### **4.5.1. Considerações sobre o modelo**

Tendo em vista que a rigidez do sistema de restrição não é conhecida experimentalmente, mesmo tendo sido modelada fielmente em relação às suas dimensões, pode-se observar que esse parâmetro é o que apresentou as diferenças mais significativas nos resultados aqui

apresentados. Dessa forma, foi desenvolvido um modelo numérico considerando o pilar isolado e acoplado a molas axiais e rotacionais, como apresentado na Figura 4.30. Para o uso de tais molas, o modelo foi construído em elementos S4R, do tipo SHELL, para que assim houvesse o grau de liberdade de rotação e, por sua vez, pudesse ser acoplado a uma mola rotacional.

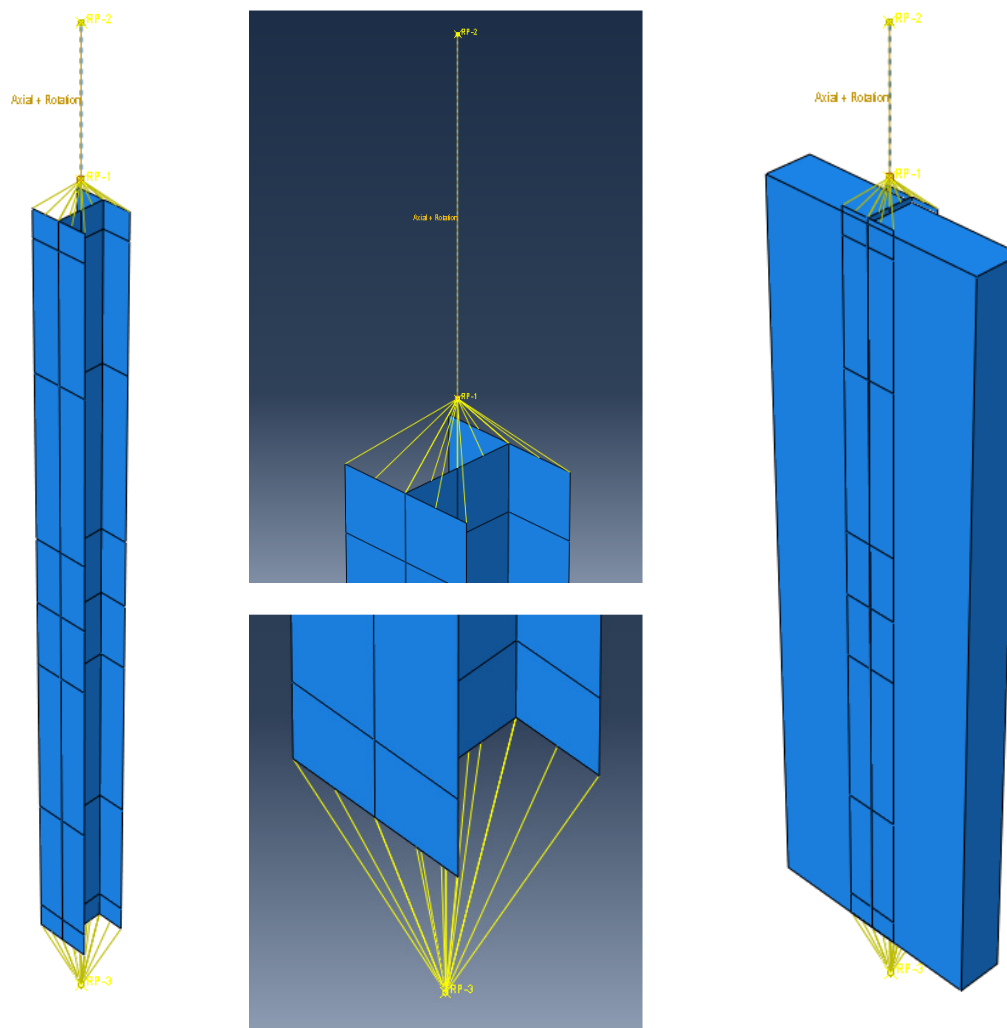


Figura 4. 30 – Modelo numérico para o ensaio H220-ORT-T15 composto por elementos do tipo SHELL e molas axiais e rotacionais no topo do pilar

Com este modelo, criado com base nos ensaios dos pilares de aço com perfil HEA 220 inseridos em paredes, foram testados diversos valores de rigidez axial e rotacional, a fim de identificar a influência deste parâmetro nas forças e deslocamentos desenvolvidos nestes pilares. A escolha dos valores de rigidez axial e rotacional foi feita com base no valor

adimensional de rigidez relativa entre o pilar e a estrutura de restrição, que pode ser calculado pelas equações 4.1 e 4.2 para a restrição axial ( $\alpha_A$ ) e restrição rotacional ( $\beta_R$ ), respectivamente.

$$\alpha_A = \frac{K_{A,S}}{K_{A,C}} \quad (4.1)$$

$$\beta_R = \frac{K_{R,S}}{K_{R,C}} \quad (4.2)$$

Nas equações 4.1 e 4.2, valem:

- $K_{A,S}$  é a rigidez axial da estrutura de restrição,
- $K_{A,C}$  é a rigidez axial do pilar,
- $K_{R,S}$  é a rigidez rotacional da estrutura de restrição,
- $K_{R,C}$  é a rigidez rotacional do pilar.

O cálculo da rigidez axial e rotacional do pilar pode ser realizado por meio das Equações 4.3 e 4.4, apresentadas em Correia (2011) e aqui reproduzidas, e irão depender de fatores como o comprimento total do pilar ( $L_C$ ), área da seção transversal ( $A_C$ ), módulo de elasticidade ( $E_C$ ) e momento de inércia no sentido da rotação do pilar ( $I_C$ ). Vale ressaltar, que no caso dos elementos mistos, os produtos ( $E_C A_C$ ) e ( $E_C I_C$ ) devem ser considerados com os seus valores efetivos, considerando a homogeneização da seção transversal. A rigidez axial e rotacional dos pilares ensaiados são apresentadas para o pilar HEA 220 sem concreto e que será utilizado nesta etapa da análise é de 375,1 kN/mm.

$$K_{A,C} = \frac{A_C E_C}{L_C} \quad (4.3)$$

$$K_{R,C} = \frac{4E_C I_C}{L_C} \quad (4.4)$$

Nas análises numéricas desenvolvidas em Franssen (2000), que contemplava pilares sob o efeito de restrição à expansão térmica, foram utilizados níveis de restrição relativa de 1, 2, 5 e 10%, sendo que é comentado pelo autor que a ordem de grandeza deste parâmetro em edifícios reais costuma variar entre 2 e 3%. Em Correia (2011), os pilares ensaiados estavam sob o efeito da rigidez relativa com valores entre 3,5 e 47,3%, devido às diferentes posições que o pórtico de restrição poderia estar situado e os diferentes perfis ensaiados.

Tendo em vista as análises realizadas nas pesquisas descritas nas referências do parágrafo anterior, foram adotados seis níveis de restrição axial (apresentados na Tabela 4.2) e mais dois níveis de restrição rotacional (0 e 16000 kN.m/rad) no qual o pilar estará submetido. Os modelos com elementos do tipo SHELL foram desenvolvidos para o ensaio realizado com o perfil HEA 220 sem concreto entre as mesas e com a alma ortogonal às mesas.

Tabela 4.1 – Valores de rigidez axial e rotacional considerado nas análises numéricas.

<b>Rigidez Axial</b>	
<b>Relativo</b>	<b>Absoluto [kN/mm]</b>
<b>0,01</b>	3,75
<b>0,02</b>	7,50
<b>0,05</b>	18,75
<b>0,10</b>	37,5
<b>0,20</b>	75,0
<b>0,50</b>	187,5

#### **4.5.2. Resultados**

Na Figura 4.31 são apresentados os resultados para a força axial relativa em função do tempo de exposição ao fogo considerando casos com restrição axial e rotacional ( $k_a + k_r$ ), e modelos com apenas a restrição axial. De modo geral, pode-se observar que o aumento do nível de restrição axial resulta no aumento da força, como era de se esperar. Nos casos em que só há a restrição axial, nota-se que o comportamento apresentado é semelhante ao de pilares metálicos aquecidos uniformemente, no qual a força cresce até um valor de pico e decai até voltar ao seu valor inicial. A diferença observada se refere ao fato que, no caso de pilares de aço aquecidos uniformemente, o decaimento ocorre de forma mais brusca.

Quando as restrições rotacionais são consideradas com o valor referente à rigidez das vigas do sistema de restrição sem molas (16000 kN/m<sup>2</sup>), o decaimento das forças, que se inicia aos 45 minutos de exposição, só se verifica durante 25 minutos, chegando a um patamar que se mantém constante até o final da análise. Vale ressaltar que o mesmo comportamento foi obtido para todos os níveis de restrição axial em que a única diferença era a magnitude das forças. Por fim, aponta-se o fato que o pico das forças, independentemente do caso observado, ocorreu

sempre aos 45 minutos de exposição ao fogo. Uma vez que a variação da temperatura em função do tempo foi a mesma para todos casos apresentados na Figura 4.31, pode-se concluir que o instante do pico está relacionado à temperatura do pilar, sendo que aos 45 minutos a temperatura média na seção mais quente estava próxima aos 400°C.

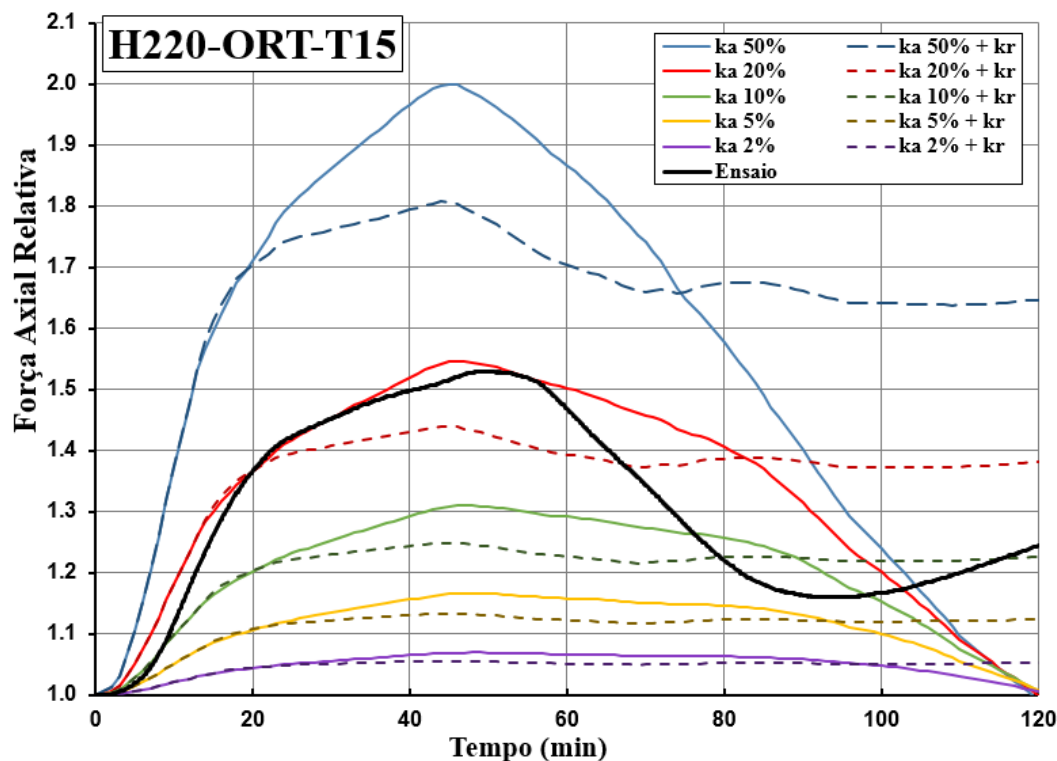


Figura 4.31 – Evolução da força axial relativa em função do tempo para o caso H220-ORT-T15 com diferentes níveis de rigidez axial e rotacional.

A diferença entre os comportamentos obtidos para os casos com e sem restrição rotacional se deve, principalmente, à presença do momento térmico. Este momento é gerado pela restrição da rotação nas extremidades do pilar, devido ao aquecimento diferencial, e conseqüentemente, à expansão mais acentuada do lado do perfil exposto ao fogo. Como já comentado nos capítulos anteriores, o momento térmico irá aumentar a força de compressão na mesa exposta ao fogo, que atingirá o limite de escoamento mais rapidamente.

Como as demais partes do perfil se encontram a temperaturas mais baixas e pouco dilatados, no instante em que a mesa exposta ao fogo atinge a plastificação não há mais o aumento das forças, sendo que as tensões que lá estavam presentes são redistribuídas para o

restante do perfil. No caso do modelo sem restrição rotacional, a mesa aquecida se encontra sob tensões menores, necessitando de uma força axial maior para atingir a plastificação. Pode-se notar que as curvas de força axial para os casos com e sem restrição rotacional começam a diferir aos 20 minutos, exatamente pelo efeito comentado, como mostra a Figura 4.32, pela diferença entre as tensões e as zonas plastificadas neste instante.

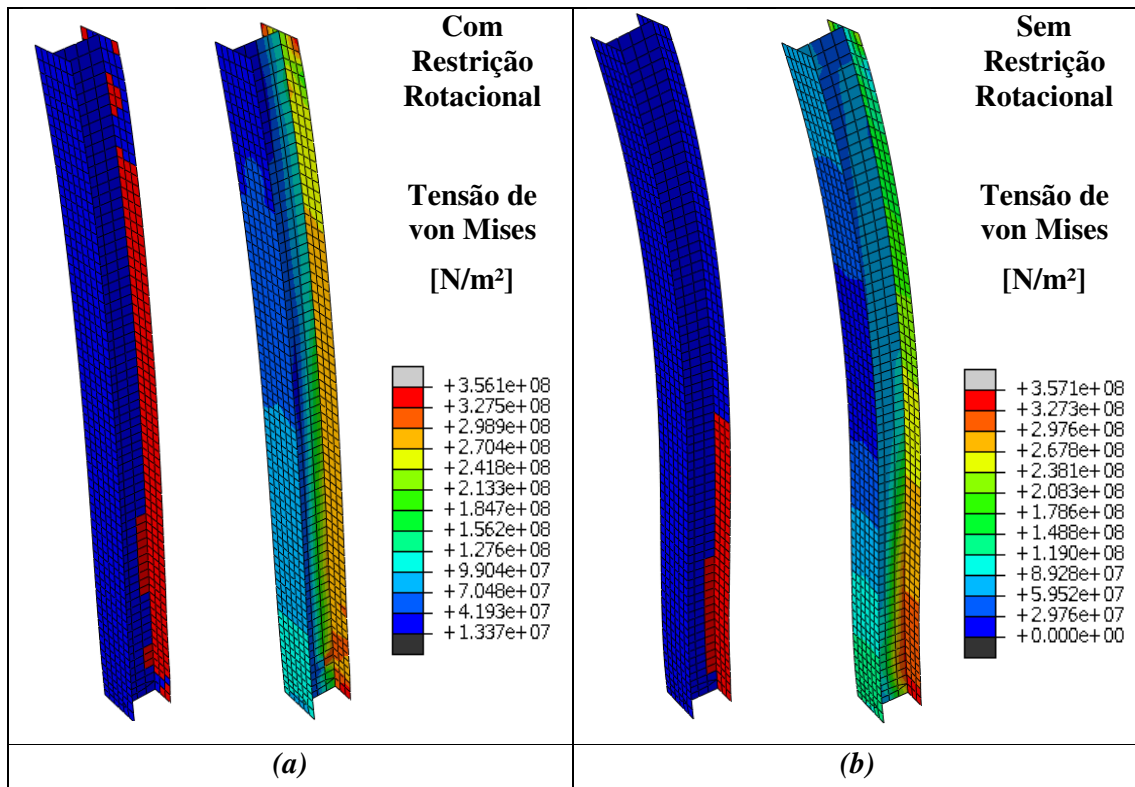


Figura 4. 32 – Zonas plastificadas e tensões de von Mises aos 1200 s de exposição ao fogo para os casos (a) com e (b) sem restrições rotacionais.

Considerando os modelos com restrição axial de 75kN/mm, com e sem a restrição rotacional, são apresentados na Figura 4.33 os deslocamentos horizontais máximos obtidos durante as análises. Pode-se verificar que as restrições rotacionais irão também influenciar nos deslocamentos laterais, resultando em deslocamentos menores para os dois sentidos do movimento. O máximo deslocamento horizontal para a direção do forno marca o instante no qual o movimento do pilar muda de direção e começa a ir em direção à face não exposta. No caso dos pilares com restrição rotacional, este instante ocorre mais cedo (1440 s) quando

comparado ao caso sem restrição (2760 s), devido à plastificação mais acelerada da mesa aquecida.

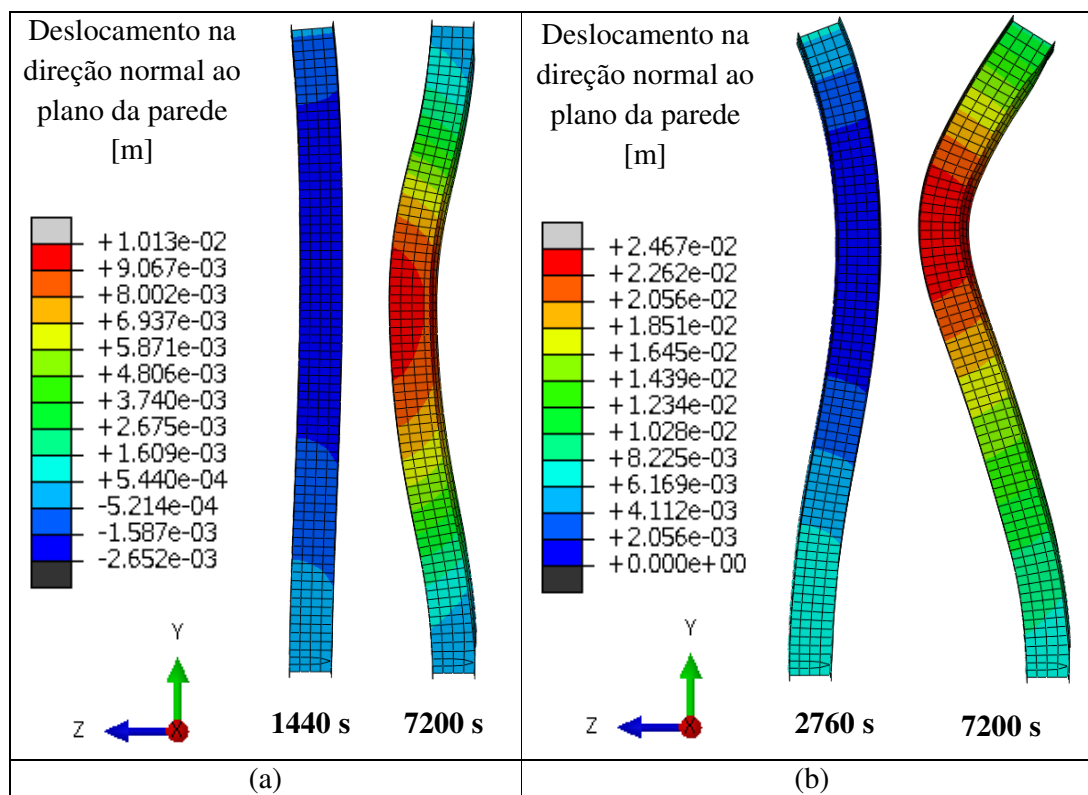


Figura 4. 33 – Deslocamentos laterais dos pilares considerando rigidez axial de 75 kN/mm e rotacional de (a) 1600 e (b) 0 kN.m/rad.

Tendo em vista a importância da restrição rotacional na mudança do comportamento do pilar aquecido de forma não uniforme, foram desenvolvidas novas análises contemplando um nível de restrição axial, neste caso de 94 kN/mm referente à rigidez axial do sistema de restrição sem molas, e diversos níveis de rigidez rotacional. Os resultados destas análises são apresentados na Figura 4.34.

O primeiro ponto que pode ser observado na Figura 4.34 é que o trecho inicial de aumento de forças independe da intensidade da restrição rotacional, sendo que as curvas são coincidentes até instantes próximos aos 18 minutos de exposição ao fogo. Após esse ponto, modelos com restrições rotacionais maiores mudam de comportamento mais cedo, apresentando forças axiais mais baixas. Considerando as observações feitas anteriormente, se sabe que esta mudança de comportamento está relacionada ao momento térmico e à plastificação da mesa exposta ao fogo,

desta forma maiores níveis de restrição irão gerar maiores momentos térmicos que, por sua vez, resultarão no aumento da compressão da mesa exposta ao fogo e sua plastificação mais rápida.

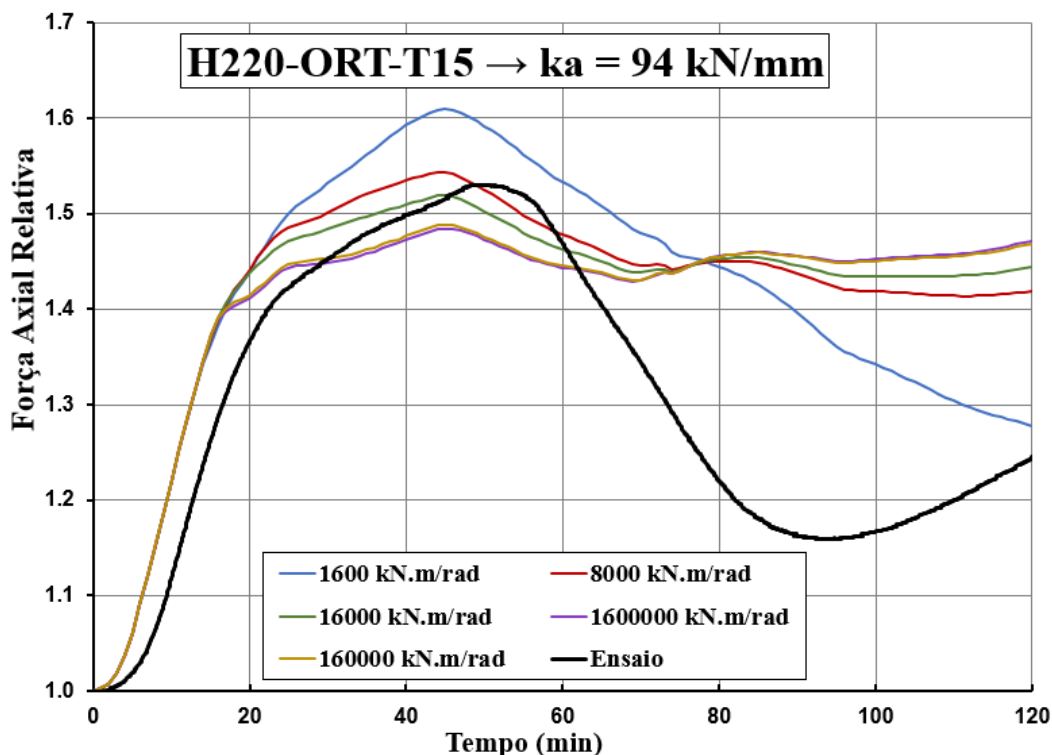


Figura 4. 34 – Variação da força axial relativa em função do tempo para restrição axial de 94 kN/mm e diferentes valores de rigidez rotacional.

Também pode se verificar que as maiores mudanças na intensidade da força axial ocorrem para restrições rotacionais entre  $10^3$  e  $10^5$  kN.m/rad. Por fim, o resultado experimental mostra que a mudança no sentido dos deslocamentos laterais ocorre aos 40 minutos de exposição, mais próximo ao que é encontrado no caso sem restrição rotacional, além de que há uma queda acentuada na força até os 90 minutos de exposição ao fogo, fato esse que não ocorre no modelo numérico.

Na Figura 4.35 são apresentadas as tensões de von Mises para o modelo com restrição axial e rotacional de 94 kN/mm e 1600 kN.m/rad, respectivamente, representando o mesmo modelo desenvolvido com o sistema de restrição sem as molas.



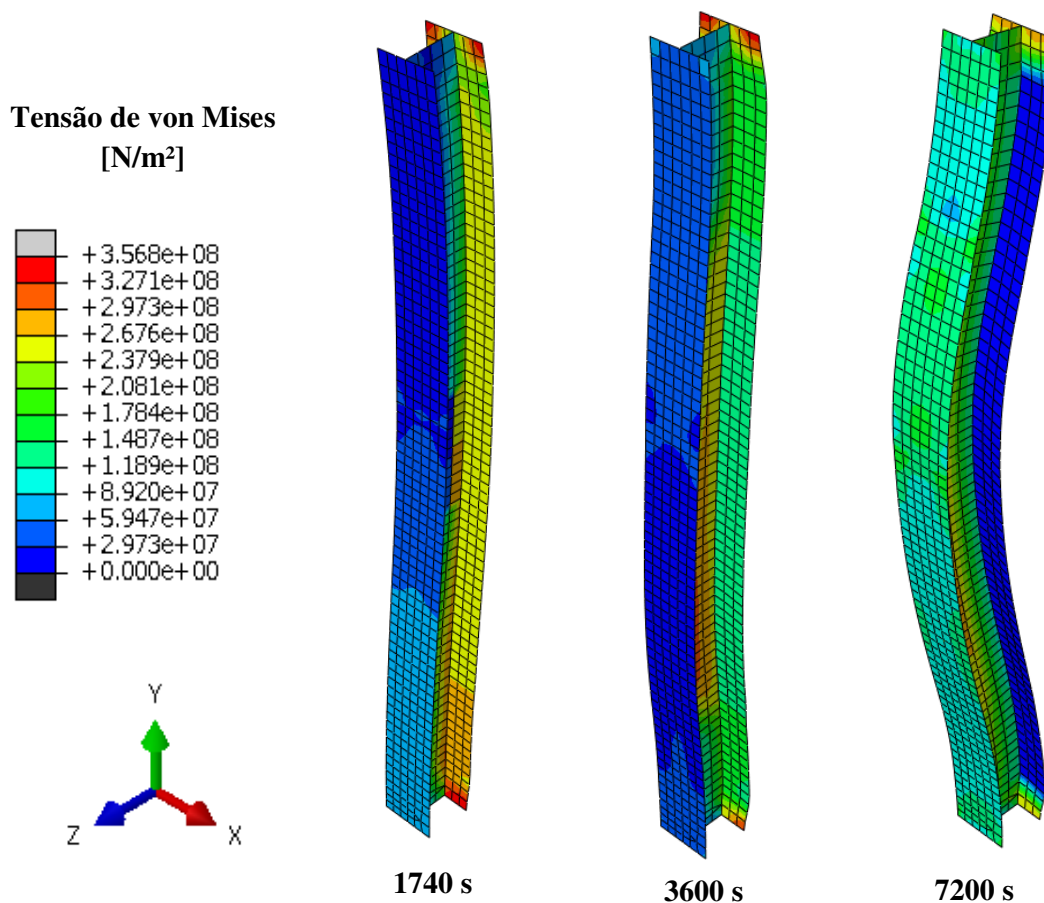


Figura 4. 35 – Tensão de von Mises no pilar considerando o modelo H220-ORT-T15 com rigidez axial de 94 kN/mm e rotacional de 16000 kN.m/rad.

#### 4.6. Sinopse da Análise Numérica

Neste capítulo foram apresentadas três diferentes abordagens para a análise numérica termoestrutural de pilares inseridos em paredes, todas utilizando o pacote computacional ABAQUS e modelando o pilar em contexto tridimensional.

Na primeira abordagem foram utilizados elementos sólidos nos pilares e no sistema de restrição que, neste caso, possuía molas nas extremidades de suas vigas. Este modelo foi primeiro desenvolvido a fim de calibrar a rigidez do sistema de restrição em função dos ensaios

sem paredes. Os resultados encontrados para este caso se adequaram para os ensaios sem paredes, bem como para aqueles em que as paredes estavam paralelas à alma do perfil e desenvolviam um gradiente térmico menos acentuado. Porém, forças axiais muito baixas foram encontradas para os pilares com a alma ortogonal às paredes.

Na segunda etapa da análise numérica as molas do sistema de restrição foram retiradas, deixando-o mais rígido. Neste caso, as forças axiais observadas numericamente se adequaram melhor para os casos com a alma ortogonal às paredes, bem como para os casos considerando os sistemas mistos. Quando analisado no âmbito dos deslocamentos esta abordagem foi a que apresentou a melhor concordância com os resultados experimentais. Porém, forças axiais muito elevadas foram observadas nos casos sem paredes.

Tendo em vista a forte influência da rigidez axial e rotacional nestes casos, foi desenvolvido um modelo simplificado para o ensaio H220-ORT-T15, com elementos do tipo SHELL e molas axiais e rotacionais no topo do pilar, para que o valor de cada rigidez pudesse ser alterado independentemente. Pode-se verificar que a restrição axial irá influenciar na intensidade das forças axiais desenvolvidas no pilar, sendo que quanto maior a rigidez, maiores as forças. Porém, a restrição rotacional irá gerar um momento térmico ao longo de todo o pilar, devido à contenção da curvatura dada pela expansão térmica diferencial entre as faces do pilar. Na fase inicial do aquecimento este momento resultará no aumento da compressão nas partes diretamente expostas ao fogo que irão atingir a plastificação mais cedo.

Análises térmicas também foram desenvolvidas ao longo do trabalho considerando também o modelo de forma tridimensional. Os resultados mostraram que houve uma boa concordância com as análises experimentais porém, coeficientes como a emissividade tiveram que ser ajustados uma vez que os valores apresentados nas normas não se mostraram representativos para este caso. Também vale ressaltar que situações em que há elevada perda de calor na face não exposta ao fogo, apenas a consideração de troca de calor por convecção não é suficiente para representar o real fluxo de calor.

Ao final da análise numérica pode-se perceber que a modelagem de pilares de aço e mistos de aço e concreto submetidos a campos térmicos não uniformes não é trivial, estando ainda em aberto para uma técnica que consiga representar fielmente o comportamento estrutural

obtido nos ensaios, principalmente para os casos onde se consideram as paredes como parte da estrutura de análise.

Apesar de ter sido observado experimentalmente que as paredes têm influência no comportamento termomecânico em questões relacionadas à rigidez total do pilar, tal influência não foi verificada numericamente, devido também à complexidade de considerar a parede de forma completa, fato este que elevaria custos computacionais e, em alguns casos, impossibilitaria a convergência do modelo.



## 5. DIAGRAMAS DE INTERAÇÃO DE FORÇA NORMAL E MOMENTO FLETOR

### 5.1. Comentários Gerais

Sabe-se que no caso dos pilares à temperatura ambiente dificilmente o mesmo se encontra submetido a compressão pura, pois devido às suas imperfeições geométricas iniciais e excentricidades no carregamento, momentos se desenvolvem ao longo do seu comprimento. Além disso, somam-se os efeitos de segunda ordem, que irão amplificar tais momentos. Sendo assim, a sua capacidade resistente irá depender da combinação entre os efeitos da força normal (N) e do momento fletor (M) até a plastificação total da seção crítica.

Para determinar se a combinação dos esforços atuantes resulta em uma situação crítica no que se refere à plastificação da seção são utilizados diagramas de interação momento fletor-força normal (M-N). Tais diagramas são obtidos por meio da variação da posição da linha neutra ao longo da seção e da subsequente aplicação das equações de equilíbrio considerando a seção totalmente plastificada. Para cada posição da linha neutra é obtido um par de pontos de Momento Fletor e Força Normal (M,N), de forma que ao percorrer toda a seção, o diagrama da Figura 5.1 é obtido. Vale ressaltar que tal diagrama M-N, apresentado em Pereira (2014), se refere a uma seção mista de aço e concreto parcialmente revestida, porém apenas à temperatura ambiente.

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e o EN1994-1-1 (2005) apresentam métodos de cálculo simplificados para a obtenção dos diagramas M-N. Já para temperatura elevada, uma abordagem semelhante pode ser implementada porém, aplicando os coeficientes de redução da resistência do material para a determinação da capacidade resistente em cada nível de

temperatura. Tal método é apresentado nas normas brasileiras, européias e americanas referentes à segurança das estruturas em situação de incêndio.

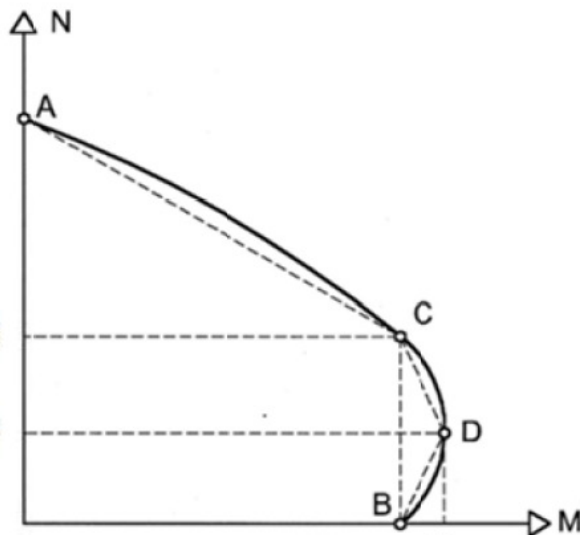


Figura 5.1 – Diagrama de Interação Momento Fletor-Força Normal para uma seção mista de aço e concreto parcialmente revestida, Pereira (2014).

Segundo Dwaikat & Kodur (2010), as previsões normativas para o cálculo dos diagramas de interação M-N em temperaturas elevadas consideram que há uma distribuição uniforme de temperatura ao longo da seção, situação que não se aplica a todos os pilares como já discutido amplamente neste trabalho. Além de Dwaikat & Kodur (2010), trabalhos como os apresentados em Burgess *et al.* (1992), Garlock & Quiel (2007) e Correia (2011) abordaram os diagramas M-N para o caso de gradientes térmicos ao longo da seção, porém considerando apenas perfis metálicos. Nestes métodos, a resistência plástica da seção é determinada de forma semelhante aos pilares à temperatura ambiente, porém são aplicados diferentes coeficientes de redução do material dependendo da temperatura de cada parte da seção que, por sua vez, se encontra sujeita a um gradiente térmico de temperaturas. Tal metodologia resulta em diagramas M-N distorcidos e mais alongados, como será mostrado no decorrer do capítulo.

Uma vez que a pesquisa apresentada consta também da análise de pilares mistos de aço e concreto, os métodos apresentados nas referências anteriores que abordaram pilares mistos à temperatura ambiente ou pilares metálicos sob o efeito de gradiente térmico, foram usados

como base para o desenvolvimento de uma técnica para a determinação diagramas de interação M-N em seções mistas parcialmente revestidas com concreto entre as mesas do perfil metálico e sob o efeito de gradiente térmico. Todas as considerações, equações e os diagramas obtidos são apresentados a seguir.

## 5.2. Desenvolvimento dos Diagramas

Para a determinação dos diagramas de interação M-N nas seções mistas, dois conjuntos de equações foram desenvolvidos, considerando o perfil nas suas duas orientações principais. No primeiro caso era considerada a ação térmica atuando diretamente em uma das mesas do perfil metálico, de forma que o momento que seria gerado e solicitado devido às deformações e restrições se daria em torno do eixo de maior inércia da seção. No segundo caso era considerada a ação térmica atuando na face que continha o revestimento de concreto e a espessura das mesas e, dessa forma, o momento a ser analisado se daria no eixo de menor inércia.

Como pode ser visto na Figura 5. 2, as seções transversais foram divididas em sete trechos nos quais a linha neutra (LN) poderia estar localizada, onde a incógnita  $X$  se refere especificamente à posição da LN em relação à face submetida à ação térmica. Para cada um dos sete trechos são montadas equações de equilíbrio da seção onde são determinadas as resultantes de compressão e de tração e, em seguida, a força normal total atuante na seção, sendo este o valor que fará parte do diagrama M-N no eixo das ordenadas. Já o momento resistente, que estará no eixo das abscissas do diagrama M-N, é calculado por meio da somatória de momentos das resultantes de todas as partes do perfil em relação ao centro de gravidade da seção.

O efeito térmico é considerado no cálculo da normal e momento resistente por meio da aplicação dos coeficientes de redução de material na sua tensão de plastificação. No caso de seções aquecidas de maneira uniforme, principalmente no caso de pilares de aço sem revestimento, onde a temperatura na seção pode ser considerada uniforme, apenas um coeficiente de redução é aplicado para toda a seção. Porém, esta situação não seria representativa para o caso de pilares submetidos a uma variação de temperatura na seção.

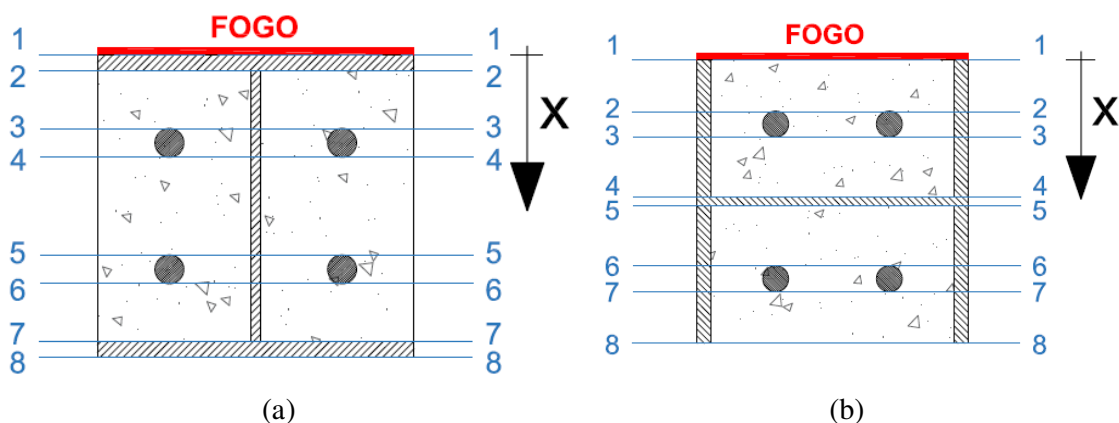


Figura 5. 2 – Seções transversais e trechos com formulação semelhantes considerados no desenvolvimento dos diagramas de interação M-N para o gradiente térmico ao longo (a) da alma e (b) das mesas do perfil.

Seguindo o método apresentado em Correia (2011) e levando em consideração os resultados térmicos obtidos nos ensaios experimentais, foram utilizados diferentes coeficientes de redução para cada parte da seção transversal. Como pode ser visto na Figura 5. 3a, para o caso com o gradiente térmico ao longo da alma, foram utilizados coeficientes distintos para a mesa aquecida ( $k_1$ ), alma ( $k_2$ ), mesa não aquecida ( $k_3$ ), armaduras ( $k_s$ ) e concreto ( $k_c$ ). Quando o gradiente está localizado ao longo das mesas (Figura 5. 3b), a seção é dividida entre as parcelas da mesa ( $k_1$ ), armaduras ( $k_{s1}$ ) e concreto ( $k_{c1}$ ) mais próximas da fonte de calor, e as demais parcelas correspondentes à zona mais fria do perfil ( $k_3$ ,  $k_{s2}$  e  $k_{c2}$ , respectivamente), além da alma ( $k_2$ )

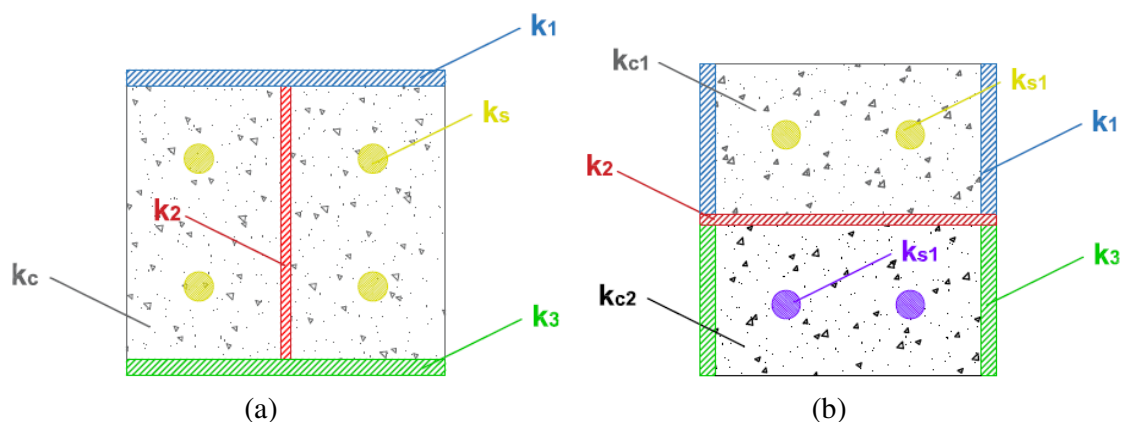


Figura 5. 3 – Divisão das seções transversais em relação aos coeficientes de redução de material para os casos com gradiente térmico ao longo (a) da alma e (b) das mesas do perfil metálico.



Como forma de exemplificar a metodologia adotada, é apresentada na Figura 5.4 o diagrama de tensões normais na seção, considerando o gradiente térmico ao longo da alma e com a linha neutra entre os eixos 4 e 5, seguindo a divisão mostrada na Figura 5.2. Nestes diagramas se destacam os diferentes coeficientes de redução para cada parte da seção, de modo a alterar as suas respectivas parcelas resistentes. Também vale ressaltar que as armaduras foram consideradas na tração e na compressão, enquanto que o concreto foi considerado apenas quando era comprimido. Da mesma forma, é apresentado na Figura 5.5 a distribuição de tensões na seção transversal com o gradiente térmico ao longo das mesas e linha neutra entre os eixos 5 e 6. Nas Figuras 5.5 e 5.6  $f_y$ ,  $f_s$  e  $f_c$  representam a resistência ao escoamento do aço do perfil, das armaduras e a resistência à compressão do concreto, respectivamente.

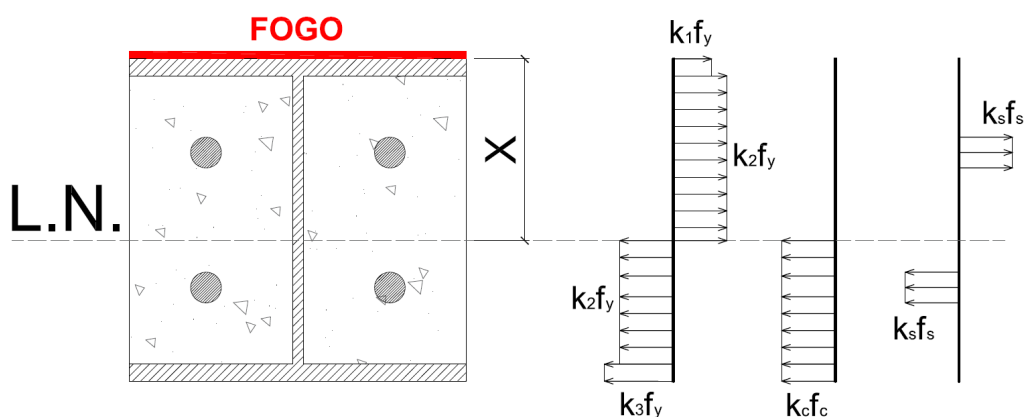


Figura 5.4 – Diagramas de tensão na seção transversal para o aço, concreto e armaduras considerando o gradiente térmico ao longo da alma e LN entre os eixos 3 e 4.

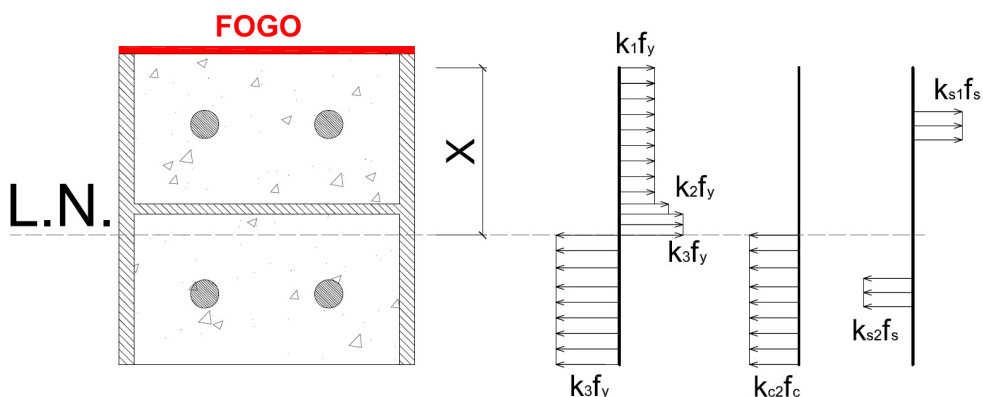


Figura 5.5 – Diagramas de tensão na seção transversal para o aço, concreto e armaduras considerando o gradiente térmico ao longo das mesas e LN entre os eixos 4 e 5.

Tendo em vista as considerações apresentadas nesta seção, são apresentadas nas equações (5.1) a (5.33) as resultantes de tração (T) e compressão (C), considerando cada arranjo de elementos comprimidos e tracionados, que podem ser encontradas ao se percorrer a linha neutra ao longo da seção. As equações foram desenvolvidas para uma seção genérica parcialmente revestida com dimensões como mostra a Figura 5.6.

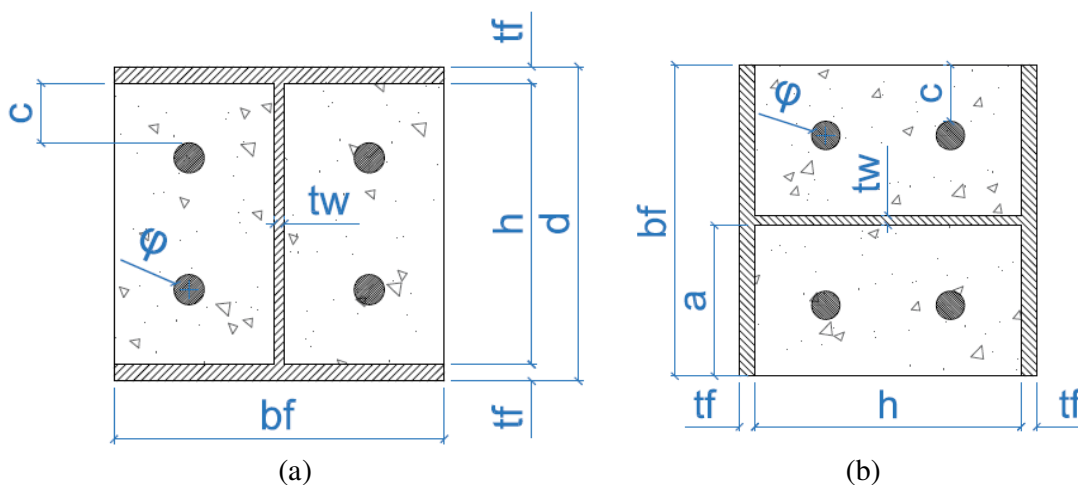


Figura 5. 6 – Nomenclatura utilizada no equacionamento para as dimensões da seção transversal.

### 5.2.1. Gradiente térmico ao longo da alma e momento em torno do eixo de maior inércia

- Entre eixos 1 e 2:

$$T = k_1 f_y b_f x \quad (5.1)$$

$$C = k_1 f_y b_f (t_f - x) + k_2 f_y h t_w + k_c f_c b_c h + k_s f_s 4A_s + k_3 f_y b_f t_f \quad (5.2)$$

- Entre eixos 2 e 3:

$$T = k_1 f_y b_f t_f + k_2 f_y t_w (x - t_f) \quad (5.3)$$

$$C = k_2 f_y t_w (h - x + t_f) + k_c f_c b_c (h - x + t_f) + k_s f_s 4A_s + k_3 f_y b_f t_f \quad (5.4)$$

• **Entre eixos 3 e 4:**

$$T = k_1 f_y b_f t_f + k_2 f_y t_w (x - t_f) + k_s f_s r 2A_s \quad (5.5)$$

$$C = k_2 f_y t_w (h - x + t_f) + k_c f_c b_c (h - x + t_f) + k_s f_s (1 - r) 2A_s + k_s f_s 2A_s + k_3 f_y b_f t_f \quad (5.6)$$

$$r = \frac{x - (t_f + c)}{\varphi} \quad (5.7)$$

• **Entre eixos 4 e 5:**

$$T = k_1 f_y b_f t_f + k_2 f_y t_w (x - t_f) + k_s f_s 2A_s \quad (5.8)$$

$$C = k_2 f_y t_w (h - x + t_f) + k_c f_c b_c (h - x + t_f) + k_s f_s 2A_s + k_3 f_y b_f t_f \quad (5.9)$$

• **Entre eixos 5 e 6:**

$$T = k_1 f_y b_f t_f + k_2 f_y t_w (x - t_f) + k_s f_s r 2A_s + k_s f_s r_2 2A_s \quad (5.10)$$

$$C = k_2 f_y t_w (h - x + t_f) + k_c f_c b_c (h - x + t_f) + k_s f_s (1 - r_2) 2A_s + k_3 f_y b_f t_f \quad (5.11)$$

$$r_2 = \frac{\varphi - (d - t_f - c - x)}{\varphi} \quad (5.12)$$

• **Entre eixos 6 e 7:**

$$T = k_1 f_y b_f t_f + k_2 f_y t_w (x - t_f) + k_s f_s 4A_s \quad (5.13)$$

$$C = k_2 f_y t_w (h - x + t_f) + k_c f_c b_c (h - x + t_f) + k_3 f_y b_f t_f \quad (5.14)$$

- **Entre eixos 7 e 8:**

$$T = k_1 f_y b_f t_f + k_2 f_y t_w h + k_s f_s 4 A_s + k_3 f_y b_f (t_f - d + x) \quad (5.15)$$

$$C = k_3 f_y b_f (d - x) \quad (5.16)$$

### 5.2.2. Gradiente térmico ao longo das mesas e momento em torno do eixo de menor inércia

- **Entre eixos 1 e 2:**

$$T = 2k_1 f_y b_f x \quad (5.17)$$

$$C = 2k_1 f_y t_f (a - x) + k_2 f_y d t_w + 2k_3 f_y a t_f + k_{c1} f_c (a - x) h + k_{c2} f_c a h + k_{s1} f_s 2 A_s + k_{s2} f_s 2 A_s \quad (5.18)$$

$$a = \frac{(b_f - t_w)}{2} \quad (5.19)$$

- **Entre eixos 2 e 3:**

$$T = 2k_1 f_y b_f x + k_{s1} f_s 2r A_s \quad (5.20)$$

$$C = 2k_1 f_y t_f (a - x) + k_2 f_y d t_w + 2k_3 f_y a t_f + k_{c1} f_c (a - x) h + k_{c2} f_c a h + k_{s1} f_s (1 - r) 2 A_s + k_{s2} f_s 2 A_s \quad (5.21)$$

$$r = \frac{(x - c)}{\varphi} \quad (5.22)$$

- **Entre eixos 3 e 4**

$$T = 2k_1 f_y b_f x + k_{s1} f_s 2 A_s \quad (5.23)$$

$$C = 2k_1 f_y t_f (a - x) + k_2 f_y d t_w + 2k_3 f_y a t_f + k_{c1} f_c (a - x) h + k_{c2} f_c a h + k_{s2} f_s 2 A_s \quad (5.24)$$

- **Entre eixos 4 e 5**

$$T = 2k_1f_yb_fx + k_{s1}f_s2A_s + k_2f_yd(x - a) \quad (5.25)$$

$$C = k_2f_yd(t_w - x + a) + 2k_3f_yat_f + k_{c2}f_cah + k_{s2}f_s2A_s \quad (5.26)$$

- **Entre eixos 5 e 6**

$$T = 2k_1f_ya + k_{s1}f_s2A_s + k_2f_ydt_w + +2k_3f_y(x - (a + t_w))t_f \quad (5.27)$$

$$C = 2k_3f_y(b_f - x)t_f + k_{c2}f_c(b_f - x)h + k_{s2}f_s2A_s \quad (5.28)$$

- **Entre eixos 6 e 7:**

$$T = 2k_1f_ya + k_{s1}f_s2A_s + k_2f_ydt_w + +2k_3f_y(x - (a + t_w))t_f \quad (5.29)$$

$$+ k_{s2}f_s2r_2A_s$$

$$C = 2(b_f - x)k_3f_yt_f + k_{c2}f_c(b_f - x)h + k_{s2}f_s2(1 - r_2)A_s \quad (5.30)$$

$$r_2 = \frac{x - (a + t_w/2 + e - \varphi/2)}{\varphi} \quad (5.31)$$

- **Entre eixos 7 e 8:**

$$T = 2k_1f_ya + k_{s1}f_s2A_s + k_2f_ydt_w + +2k_3f_y(x - (a + t_w))t_f + k_{s2}f_s2A_s \quad (5.32)$$

$$C = 2(b_f - x)k_3f_yt_f + k_{c2}f_c(b_f - x)h \quad (5.33)$$

A partir das equações anteriormente apresentadas são determinadas a força normal e o momento resultante para todas as posições da LN na seção. Dentre estes valores, destaca-se o caso com a linha neutra nas extremidades do perfil, resultando em uma situação de compressão

pura onde obtém-se a maior força normal resistente da seção que, no caso, é a força normal resistente de cálculo ( $N_{pl,Rk}$ ). Também é de destaque a posição na qual as resultantes de tração e compressão possuem mesma intensidade, neste caso a LN é denominada Linha Neutra Plástica (LNP) e o momento atuante é o Momento Plástico de Cálculo ( $M_{pl,R}$ ). No caso dos elementos mistos, este não é necessariamente o maior momento que a seção pode desenvolver, uma vez que este ocorrerá com a LN no centro de gravidade.

### 5.3. Resultados

No que se segue são apresentados os diagramas de interação M-N para os pilares de aço e mistos de aço e concreto obtidos por meio da metodologia explicitada nos itens anteriores. Para a obtenção dos diagramas dos pilares puramente metálicos se utiliza a formulação apresentada considerando a resistência à compressão do concreto e o escoamento do aço das armaduras iguais a zero. Já para representar o aquecimento uniforme, os coeficientes de redução do aço  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  são considerados iguais e com os valores apresentados no EN 1993-1-2 (2005) sendo eles 1.0, 0.78, 0.47, 0.23 e 0.11 para temperaturas iguais a 400, 500, 600, 700 e 800°C, respectivamente. A partir dessas considerações são obtidos os diagramas apresentados na Figura 5.7, onde os pares de pontos (M,N) em todas as temperaturas são apresentados de forma relativa, dividindo-os pelo Momento Resistente Plástico e Normal Resistente Plástica à temperatura ambiente.

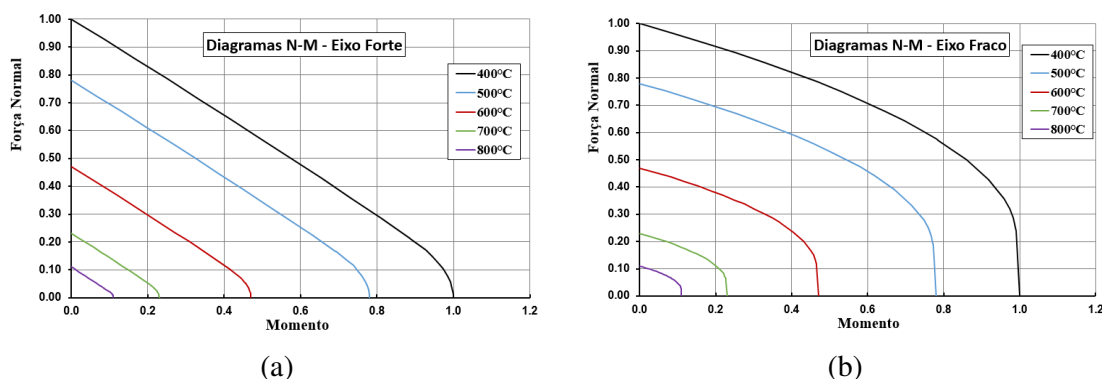


Figura 5. 7 – Diagramas de interação M-N para os pilares de aço com o perfil HEA 220 considerado aquecimento uniforme e gradiente térmico ao longo (a) da alma e (b) das mesas.

Para o caso dos pilares com gradiente térmico, diferentes coeficientes de redução foram escolhidos para cada parte da seção transversal tendo como base as temperaturas medidas durante a análise experimental. Na Figura 5.8 é apresentado o diagrama de interação M-N considerando o gradiente térmico ao longo da alma do perfil, sendo que a temperatura indicada para cada nível se refere à temperatura da mesa diretamente exposta a ação térmica. Na Tabela 5.1 são apresentadas as temperaturas consideradas em cada parte da seção e os seus respectivos coeficientes de redução para cada nível de temperatura considerado.

Tabela 5. 1 - Temperaturas e coeficientes de redução para os diagramas de interação M-N para o caso de gradiente térmico ao longo da alma.

Mesa Exposta		Alma		Mesa não Exposta	
Temperatura [°C]	k <sub>1</sub>	Temperatura [°C]	k <sub>2</sub>	Temperatura [°C]	k <sub>3</sub>
400	1	107,6	1	27,9	1
500	0,78	139,7	1	38,2	1
600	0,47	180,5	1	58,9	1
700	0,23	230,8	1	77,2	1
800	0,11	298,8	1	95,9	1

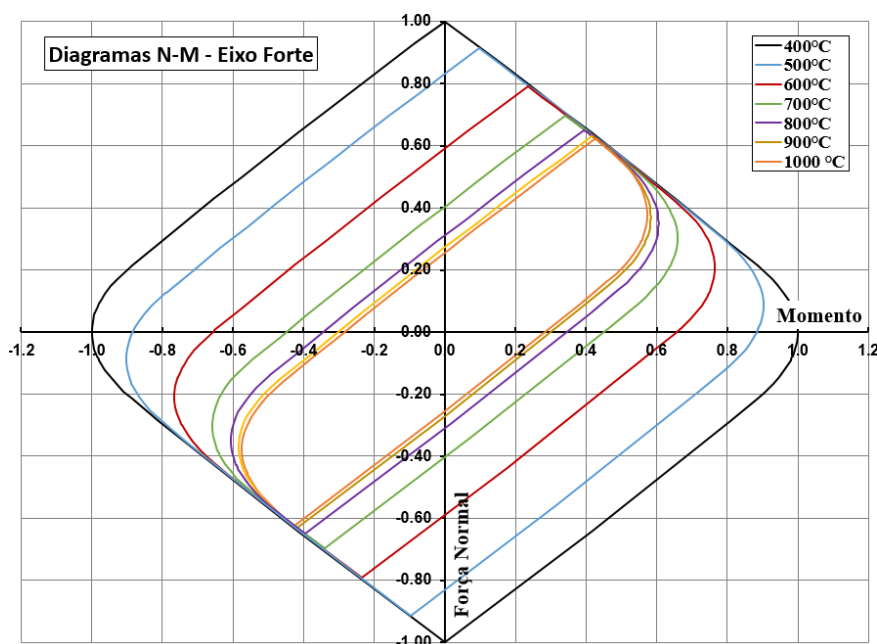


Figura 5.8 – Diagramas de interação M-N para pilares metálicos HEA220 com gradiente térmico ao longo da alma.

Comparando os diagramas da Figura 5.8 com os da Figura 5.7, pode-se notar que os diagramas se tornam mais alongados devido à redução da resistência ao escoamento do aço da mesa aquecida. O fato de o diagrama se tornar menor em apenas uma direção decorre de que, mesmo com temperaturas elevadas da mesa aquecida, a alma e a mesa não aquecida se mantêm com temperaturas abaixo dos 400°C.

Quando o gradiente térmico está ao longo das mesas do perfil, uma grande parte das mesas e a alma estão diretamente expostas ao fogo resultando em um gradiente térmico menos pronunciado. Dessa forma, todas as partes da seção atingem temperaturas elevadas que irão resultar na perda das suas propriedades mecânicas de modo mais homogêneo, como pode ser visto na Tabela 5.2 para as temperaturas e os fatores de redução do material considerados em cada curva do diagrama M-N apresentado na Figura 5.9.

Tabela 5. 2 - Temperaturas e coeficientes de redução para os diagramas de interação M-N para o caso de gradiente térmico ao longo da mesa.

Mesa Exposta		Alma		Mesa não Exposta	
Temperatura [°C]	k <sub>1</sub>	Temperatura [°C]	k <sub>2</sub>	Temperatura [°C]	k <sub>3</sub>
400	1	397,3	1	268,1	1
500	0,78	488,7	0,78	358,7	1
600	0,47	562,6	0,6	439,3	0,9
700	0,23	632,3	0,4	513,3	0,73
800	0,11	665,6	0,34	572,1	0,56

Como pode ser visto na Figura 5.9, os diagramas em temperatura elevada com o gradiente térmico ao longo das mesas, resultam na diminuição de todos os lados do diagrama, uma vez que há redução nas propriedades mecânicas em todas as partes da seção.

Para os pilares mistos de aço e concreto submetidos ao aquecimento em todas as faces, pode-se notar na análise experimental que apesar de haver o aquecimento das zonas de concreto da seção, o perfil metálico é o que terá maior aumento de temperatura. Sendo assim, optou-se nos casos de aquecimento uniforme por considerar a redução das propriedades mecânicas somente no perfil que, por sua vez, também era considerado com temperatura uniforme por fins



de simplificação do modelo. Os diagramas M-N para as duas orientações do perfil podem ser vistos na Figura 5.10.

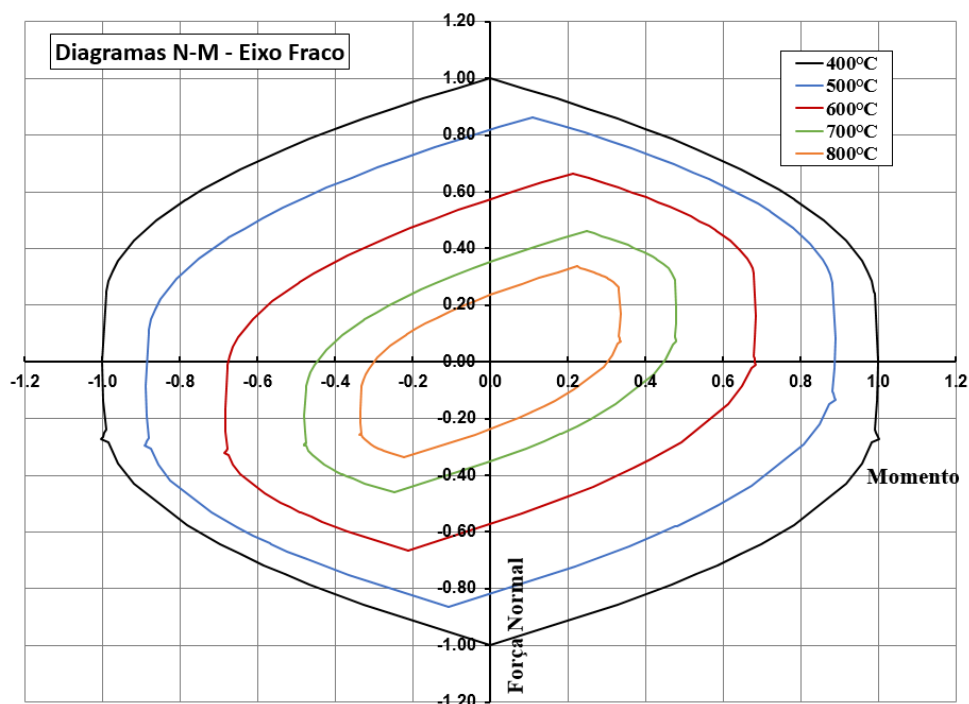


Figura 5.9 - Diagramas de interação M-N para pilares metálicos HEA220 com gradiente térmico ao longo da mesa.

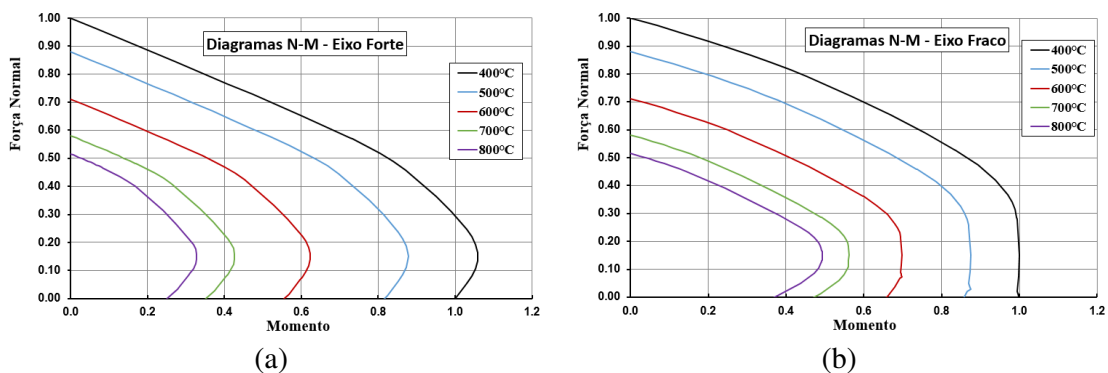


Figura 5.10 - Diagramas de interação M-N para os pilares mistos de aço e concreto considerado aquecimento uniforme e gradiente térmico ao longo (a) da alma e (b) das mesas.

Seguindo a distribuição simplificada dos coeficientes de redução das propriedades dos materiais exposta na Figura 5.3, são apresentados na Tabela 5.3 os coeficientes utilizados para

o desenvolvimento dos diagramas de interação M-N para o caso dos pilares mistos com gradiente térmico ao longo da alma.

Tabela 5.3 - Temperaturas e coeficientes de redução para os diagramas de interação M-N para o caso de pilares mistos com gradiente térmico ao longo da alma.

Mesa Exposta		Alma		Mesa não Exposta		Concreto		Armadura	
Temp [°C]	k <sub>1</sub>	Temp [°C]	k <sub>2</sub>	Temp [°C]	k <sub>3</sub>	Temp [°C]	k <sub>c</sub>	Temp [°C]	k <sub>s</sub>
400	1	80.7	1	24.9	1	44.1	1	93.3	1
500	0.78	116.8	1	31.9	1	64.2	1	130	1
600	0.47	155.8	1	46.3	1	92.4	1	165	1
700	0.23	185.3	1	62.8	1	115	1	188	1
800	0.11	239.7	1	92	1	143	0.98	264	1
900	0.06	295.4	1	104.1	1	182	0.96	345	1
1000	0.04	128.5	1	369.7	1	257	0.90	452	0.63

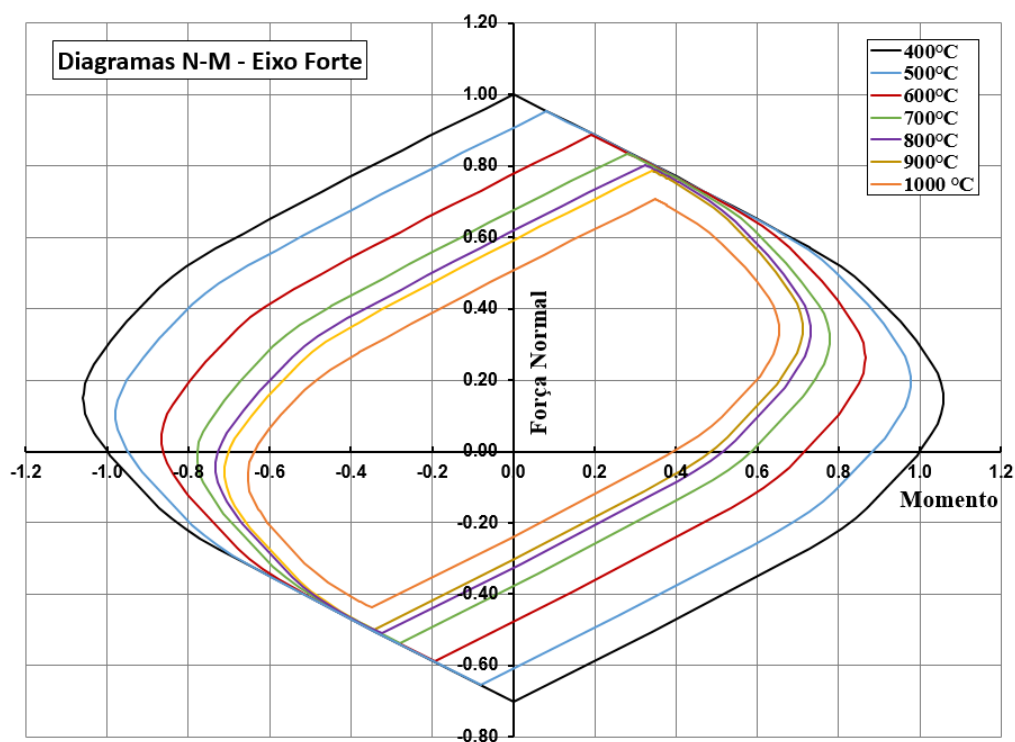


Figura 5. 11 - Diagramas de interação M-N para pilares mistos de aço e concreto com gradiente térmico ao longo da alma.

Analisando o diagrama na Figura 5.11 é possível observar que o mesmo também muda de formato, se tornando mais alongado, como também ocorre para o caso do pilar puramente metálico apresentado na Figura 5.8. Nota-se também que, devido às baixas temperaturas na maior parte da seção e não serem aplicadas as reduções das propriedades mecânicas, os diagramas para cada campo térmico possuem um dos lados coincidentes que só se altera quando a temperatura da mesa atinge os 1000°C e a armadura 450°C, reduzindo o diagrama por completo.

Por fim, na Tabela 5.4 e Figura 5.12 são apresentados os coeficientes utilizados e os diagramas obtidos para o caso de pilares mistos com gradiente térmico ao longo das mesas, onde se pode notar que a redução dos diagramas para cada campo térmico acontece de maneira mais uniforme, com os diagramas sendo reduzidos por completo em todas as suas faces. Em comparação com a Figura 5.11, para o gradiente térmico ao longo da alma, pode-se verificar que a capacidade resistente do pilar é muito mais afetada pelo gradiente ao longo da mesa, isto devido à maior uniformidade no aquecimento da seção.

Tabela 5. 4 - Temperaturas e coeficientes de redução para os diagramas de interação M-N para o caso de pilares mistos com gradiente térmico ao longo da mesa.

Mesa Quente		Alma		Mesa Fria		Armadura Quente		Armadura Fria		Concreto Quente		Concreto Frio	
Temp [°C]	k <sub>1</sub>	Temp [°C]	k <sub>2</sub>	Temp [°C]	k <sub>3</sub>	Temp [°C]	k <sub>c</sub>	Temp [°C]	k <sub>s</sub>	Temp [°C]	k <sub>c</sub>	Temp [°C]	k <sub>s</sub>
400	1	152.6	1	173	1	298.4	1	76.3	1	298.4	0.85	86.5	1
500	0.78	214.1	1	240.1	1	387.4	1	107.1	1	387.4	0.75	120.1	0.99
600	0.47	309.5	1	334	1	493.4	0.78	154.7	1	493.4	0.6	167	0.96
700	0.23	422.8	0.78	433.9	0.78	599	0.47	211.4	1	599	0.45	217	0.94
720	0.11	446.8	0.47	454.4	0.47	620.7	0.23	223.4	1	620.7	0.23	227.2	1

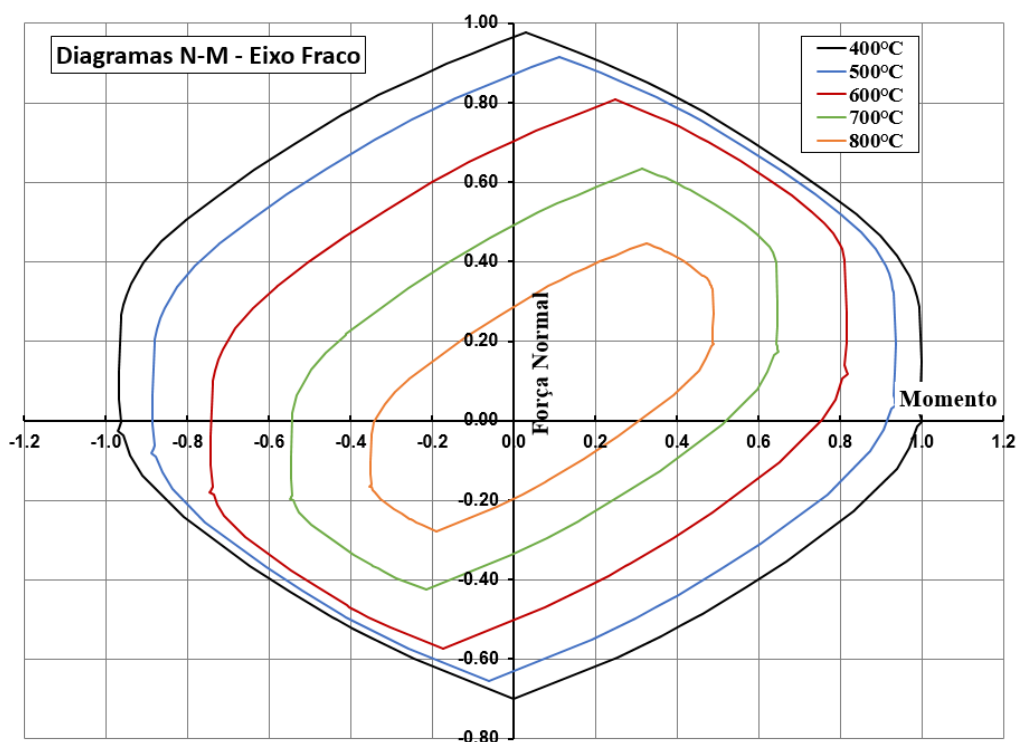


Figura 5.12 - Diagramas de interação M-N para pilares mistos de aço e concreto com gradiente térmico ao longo da mesa.

#### 5.4. Comparação com os Resultados Experimentais

Para verificar se os diagramas apresentados na seção anterior são coerentes com os resultados obtidos na análise experimental, estes são comparados com a evolução da força normal e do momento fletor ao longo do processo de aquecimento obtido nos ensaios. Como já apresentado, a força normal foi obtida por meio de dispositivo posicionado entre o pilar e o sistema de restrição. Já o momento foi calculado a partir da multiplicação da força normal pelos deslocamentos laterais registrados em três pontos distintos ao longo da altura do pilar, denominados DL1, DL2 e DL3 por meio de transdutores de fio. Ressalta-se para o fato de que o transdutor DL2 estava localizado próximo ao meio do pilar e sempre apresentava os maiores deslocamentos. A força axial e o momento calculado foram divididos pela Normal Resistente Plástica e o Momento Resistente, para realizar a comparação com os diagramas obtidos no item anterior.

Nas Figuras 5.13 e 5.14 são apresentados os resultados para os ensaios com o perfil HEA 220 sem concreto nas duas orientações analisadas. Analisando a Figura 5.13, para o gradiente térmico ao longo da alma do perfil e com o momento atuando em torno do eixo forte, pode-se verificar que a curva solicitante ultrapassa as resistentes referentes aos valores de 900 e 1000°C, porém nesta combinação M-N atuante, que seria crítica nestas temperaturas, a mesa ainda está com temperaturas abaixo dos 700°C. Vale lembrar que no ensaio H220-ORT-T15 a sua parada se deu antes do ponto em que as forças axiais começam a cair pela segunda vez, não atingindo o limite da sua capacidade resistente.

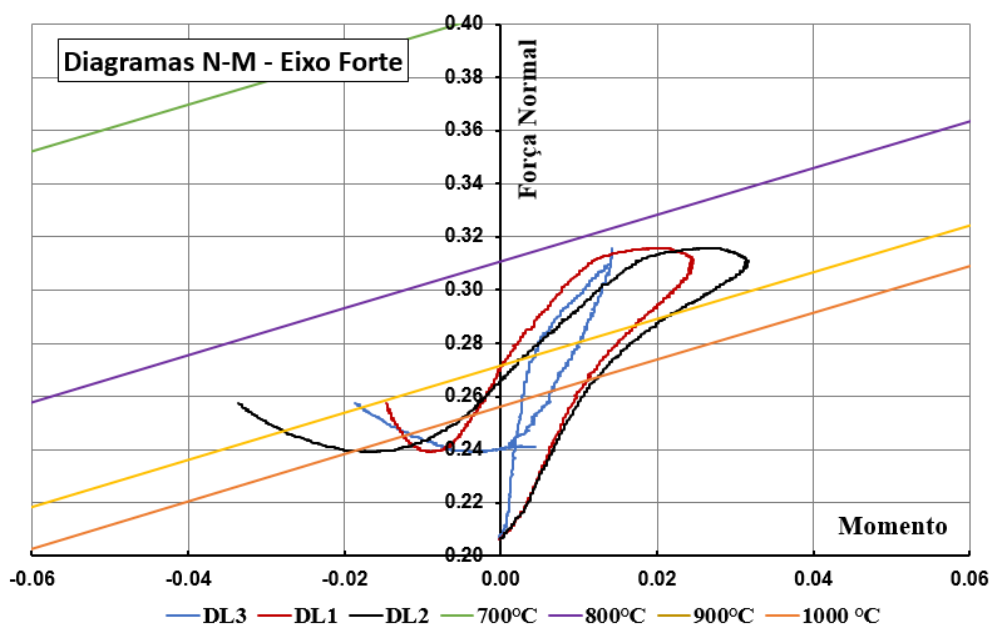


Figura 5.13 – Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-ORT-T15.

Na Figura 5.14 são apresentados os resultados para o ensaio H220-PAR-T15, que prosseguiu até o ponto em que a força normal voltou ao seu valor inicial. Neste ensaio, foi observado que aos 150 minutos a força axial, que se encontrava em um patamar de valor constante, começa a cair. Neste instante a parte mais aquecida da mesa se encontra com temperaturas da ordem dos 700°C, e que aumentam até os 800°C no momento em que a força volta ao seu valor inicial e o ensaio é terminado.

Pode-se observar pela Figura 5.14, que as curvas dos esforços atuantes estão bastante próximas do diagrama M-N mostrando que há uma relação entre o ponto em que a força começa a cair e a delimitação dos diagramas M-N para a temperatura de interesse, que neste caso são os 700°C (temperatura das zonas mais aquecidas no instante em que a força começa a cair). Vale ressaltar que os diagramas foram calculados considerando a seção mais quente do pilar, que não necessariamente coincide com o ponto de deslocamento lateral máximo. Sendo assim, o ponto de colapso e formação de uma rótula plástica no pilar real ocorrerá nas proximidades das curvas resistentes e solicitantes apresentadas. Ou seja, o ponto de máxima solicitação pode não ser necessariamente o mais penalizado pelos efeitos térmicos.

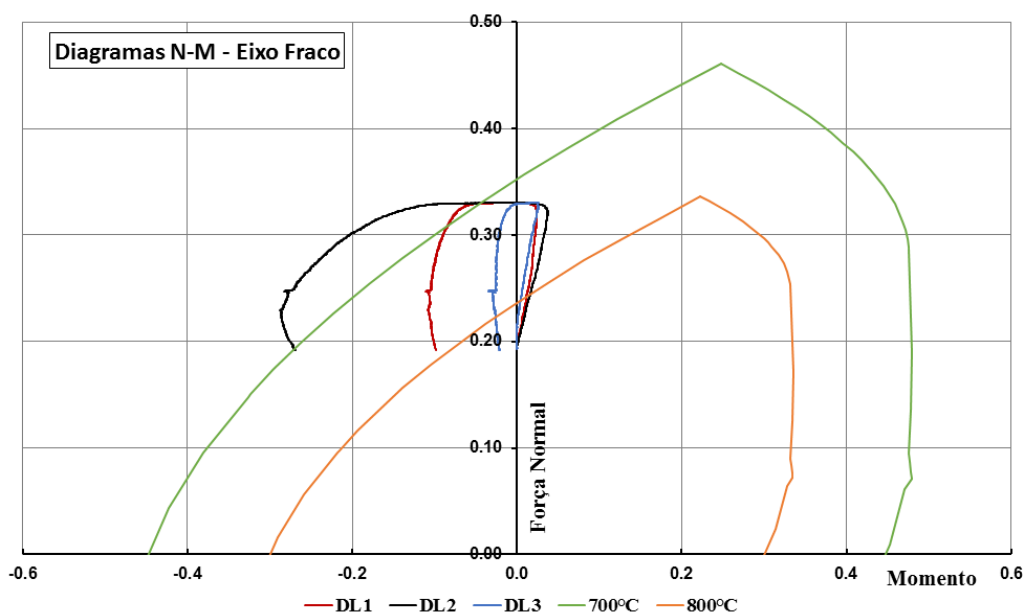


Figura 5. 14 - Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-PAR-T15.

Nas Figuras 5.15 e 5.16 é apresentada a comparação dos resultados para os pilares mistos com a alma ortogonal às paredes, ou seja, com o gradiente térmico ao longo da alma e com momento em relação ao eixo de maior inércia da seção. Tais ensaios não foram parados pelo critério da força axial voltar ao seu valor inicial, sendo que este fato pode ser confirmado analisando a grande distância entre as curvas dos esforços solicitantes e do diagrama de interação M-N para 1000°C, mostrando que o pilar ainda possuía resistência suficiente para suportar as ações mecânicas por mais tempo.

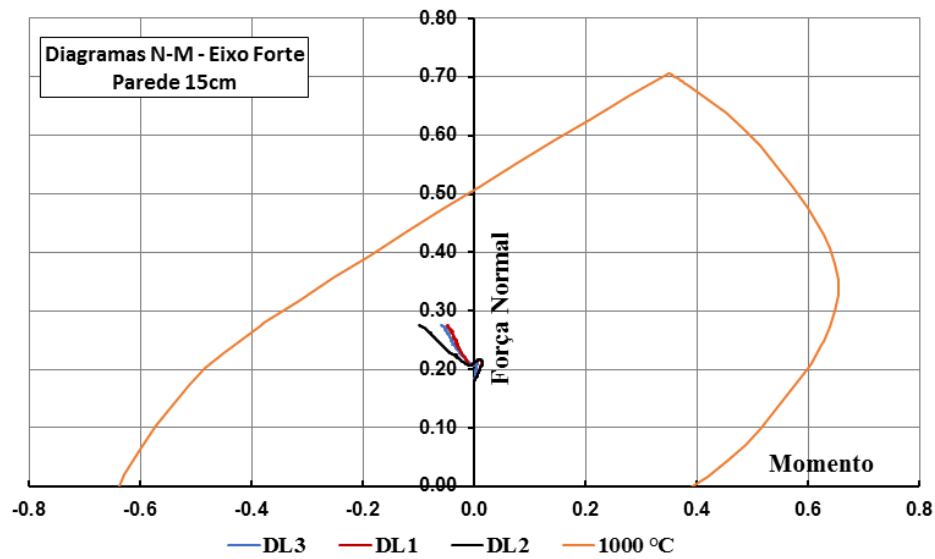


Figura 5. 15 - Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-CONC-ORT-T15.

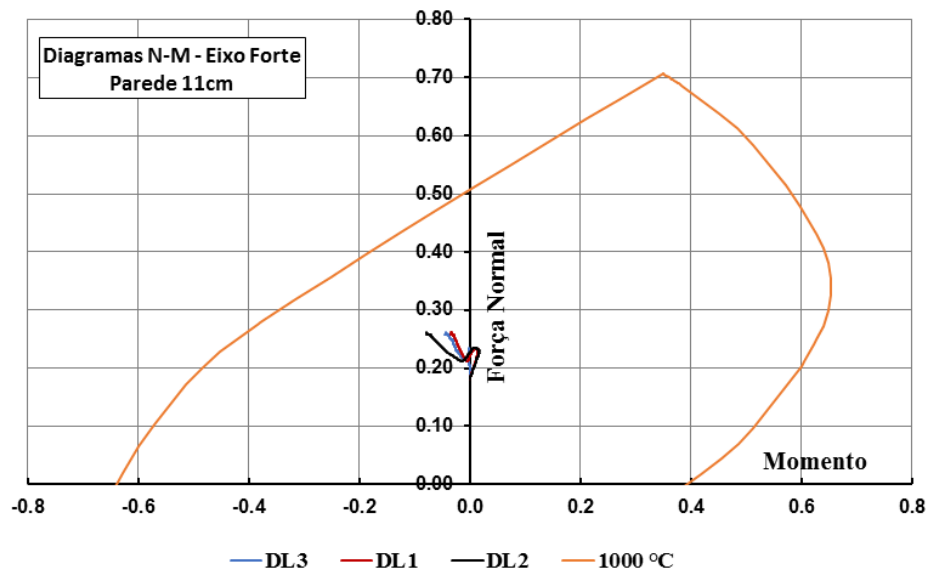


Figura 5. 16 - Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-CONC-ORT-T11.

Por fim, nas Figuras 5.17 e 5.18 são apresentados os resultados para os pilares mistos com a alma paralela às paredes, ou seja, com o gradiente térmico ao longo das mesas e momento atuando no eixo de menor inércia. Especificamente no caso do ensaio H220-CONC-PAR-T15 (Figura 5.17), no qual o ensaio foi terminado pelo critério da força normal, pode-se notar que a força começa a cair muito próxima do diagrama M-N para a temperatura de 800°C. Neste mesmo instante, é verificado que a temperatura da mesa aquecida era de aproximadamente 720°C.

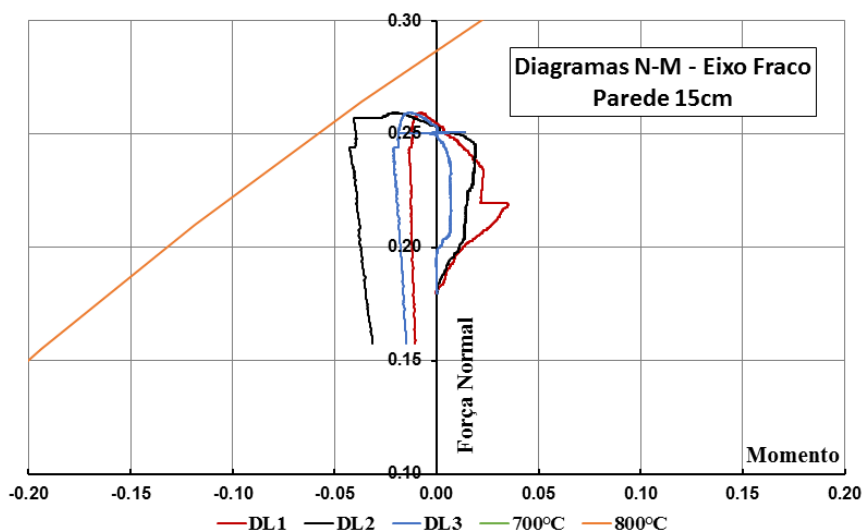


Figura 5. 17 - Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-CONC-PAR-T15.

No ensaio H220-CONC-PAR-T11, com paredes mais finas, não foi observado o pico da curva de força normal, sendo que ao final do ensaio as mesas mais próximas do aquecimento apresentavam temperaturas de aproximadamente 680°C, abaixo do que foi verificado no ensaio anterior.

Com os resultados apresentados neste capítulo, pode-se verificar que os diagramas de interação M-N se mostraram compatíveis com os resultados obtidos nas análises experimentais, evidenciando que os pilares se comportam como elementos viga-coluna como já discutido em trabalhos como Dwaikat & Kodur (2010), Burgess *et al.* (1990) e Garlock & Quiel (2008), que indicam que estes elementos irão entrar em colapso por meio da formação de uma rótula plástica devido a combinação de momento e força normal.



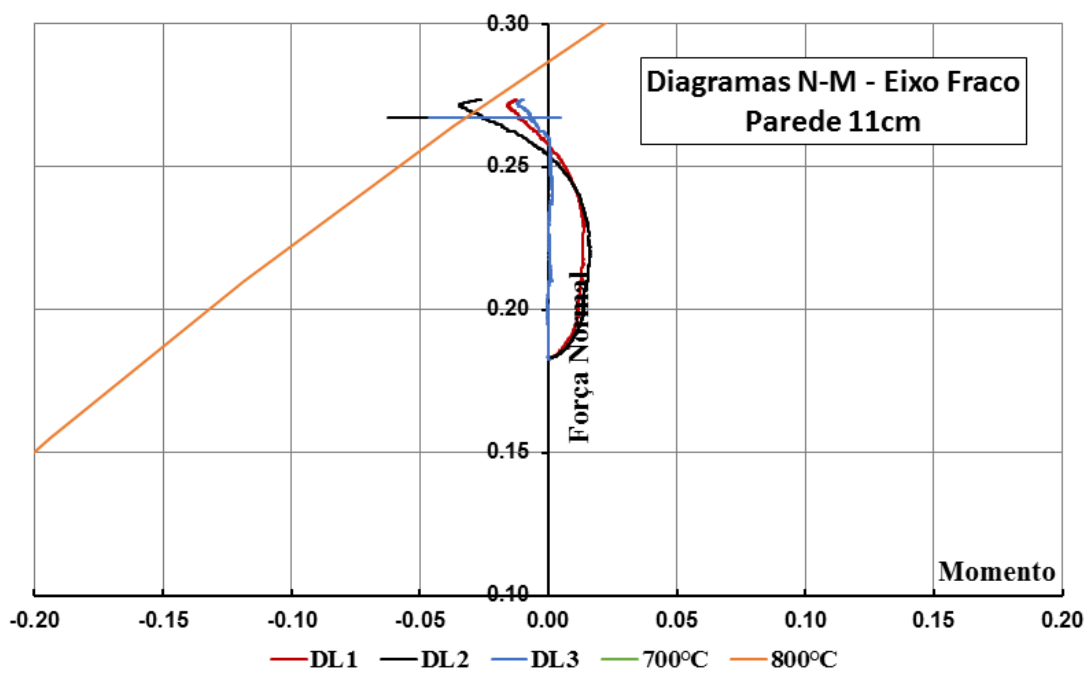


Figura 5. 18 - Comparação dos resultados experimentais com o diagrama de interação M-N para o ensaio H220-CONC-PAR-T11.



## 6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

### 6.1. Considerações Finais

A tese aqui apresentada abordou o estudo de pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes, sendo ressaltado ser este tema de grande relevância na área de segurança das estruturas em situação de incêndio, uma vez que o aquecimento diferencial causa mudanças significativas no comportamento estrutural dos pilares, adicionando forças e momentos que podem levar a situações críticas, como por exemplo, o colapso estrutural.

Apesar de o tema “pilares submetidos a gradientes térmicos” ser abordado em trabalhos científicos em contextos experimental e numérico, pouco se tem falado da influência das paredes nos comportamentos térmico e estrutural destes elementos, além do fato de que os trabalhos comumente abordam pilares puramente metálicos e, raramente, pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos, evidenciando assim a importância e o impacto do estudo desenvolvido nesta tese.

Ainda analisando a Revisão Bibliográfica, pode-se verificar que não há nos códigos normativos métodos simplificados para determinar a capacidade resistente de pilares com aquecimento em apenas uma das faces, ressaltando que o uso dos métodos apresentados para aquecimento uniforme poderá levar a resultados conservativos e anti-econômicos.

A seguir, serão listadas as principais conclusões obtidas para cada etapa da tese desenvolvida, bem como as lacunas no conhecimento que foram observadas e que seriam de interesse para a continuidade do tema abordado nesta tese.

## 6.2. Conclusões sobre a Análise Experimental

O estudo experimental aqui apresentado contemplou o ensaio de 12 pilares de aço e mistos de aço e concreto em temperaturas elevadas, sendo considerados ensaios com e sem paredes, visando comparações entre o comportamento obtido para os dois casos. No caso dos ensaios com paredes, foram analisados parâmetros como a *orientação do perfil em relação à parede, espessura da parede e tipo do perfil utilizado*. No que se segue são apresentadas as principais conclusões à respeito desta etapa:

- Em relação ao comportamento dos pilares sem paredes:
  - Pode-se notar que os pilares mistos de aço e concreto apresentaram um ganho de mais de 70 minutos na resistência ao fogo quando comparado aos pilares sem concreto e com o mesmo perfil metálico.
  - A maior resistência ao fogo dos pilares mistos se dá pela baixa taxa de aquecimento da alma e das armaduras do pilar que, por sua vez, são bastante semelhantes entre si, resultando numa diferença de aproximadamente 500°C das temperaturas obtidas na face diretamente exposta ao fogo.
  - Também foi possível observar um comportamento muito mais dúctil do pilar misto após atingir o pico da força axial. Apesar de o processo de construção deste tipo de pilar demandar mais trabalho, o uso do concreto pode dispensar outro tipo de revestimento contra o fogo a fim de atingir a classe de resistência ao fogo necessária. No caso dos pilares puramente metálicos, o comportamento obtido foi o esperado e já descrito na literatura, apresentando uma queda brusca das forças bem como aumento rápido dos deslocamentos após atingir o pico da força axial.
  - Em relação à intensidade das forças axiais desenvolvidas durante o aquecimento do pilar restrito às dilatações térmicas, se pode notar que os pilares sem concreto apresentaram a maior variação entre os valores de início e de pico do ensaio, tendo esta relação da ordem de 1,8.

- No que se refere aos pilares inseridos em paredes:
  - Foi verificado que o sistema desenvolvido para o ensaio foi eficiente para verificar os fenômenos de *Thermal Bowing* nos pilares quando em conjunto com a aplicação do carregamento mecânico. Destaque especial é dado para a construção das paredes em quadros metálicos, abordagem esta que acelerou a preparação dos ensaios.
  - No que diz respeito ao forno elétrico vertical, verificou-se que o equipamento não foi capaz de atingir as curvas de incêndio-padrão da ISO 834:1999, pois foi observada uma elevada perda de calor através das paredes.
  - Especificamente a respeito das paredes, notou-se que paredes mais finas irão resultar em maior perda de calor, de modo que pilares com seções iguais irão apresentar temperaturas menores ao longo de todo o seu comprimento.
  - Foi verificado que os ensaios realizados com paredes mais finas resultaram no desenvolvimento de forças axiais maiores em todos os casos analisados. Especificamente para os pilares mistos, que foram ensaiados com a mesma seção transversal e duas espessuras de parede diferentes, também verificou-se este fenômeno, independentemente da orientação do perfil, mostrando que a espessura da parede tem influência direta neste parâmetro e na magnitude das forças desenvolvidas.
  - O aumento das forças em paredes com espessuras menores pode ser explicado por dois motivos: pelo aquecimento mais brando da seção, permitindo assim que a seção se aqueça de modo mais uniforme, favorecendo sua expansão por completo antes que seja atingida a capacidade plástica de alguma parte da seção; e a menor rigidez do conjunto pilar-parede, aumentando a rigidez relativa entre o pilar e o sistema de restrição.
  - Foi verificado que os pilares inseridos em paredes apresentam maior resistência ao fogo quando comparados aos pilares isolados, uma vez que o aquecimento em apenas uma das faces irá dificultar o aumento de temperatura na seção.
  - Os ensaios em pilares com gradiente térmico ao longo da mesa foram os únicos que prosseguiram até a força axial voltar ao seu valor inicial pois é observado, nestes casos um gradiente térmico menos acentuado que resulta em uma seção aquecida de forma mais uniforme, tendo as suas propriedades mecânicas

penalizadas por completo. Nestes casos, também se nota uma relação aproximadamente linear entre a força e o deslocamento, como observado no caso de pilares aquecidos uniformemente.

- No caso dos pilares com gradiente térmico ao longo da alma, apesar de apresentar taxa de aquecimento elevada para a mesa diretamente exposta ao fogo, estes apresentaram maior resistência ao fogo, pois a alma e a mesa possuem baixa taxa de aquecimento durante toda a exposição à ação térmica.
- Ainda considerando os casos com gradiente térmico ao longo da alma, foi observada a existência de dois trechos de força ascendente ao longo do aquecimento, fato este associado ao rápido aquecimento, à expansão e à perda das propriedades mecânicas da mesa diretamente exposta ao fogo, gerando um acréscimo rápido na força axial, mas que se dissipa pouco depois, quando o material começa a se degradar. A partir daí os outros elementos da seção ainda continuam se aquecendo e expandindo, gerando um novo aumento de força axial.
- Notou-se que os pilares de aço e mistos de aço e concreto tiveram comportamentos semelhantes com a mesma orientação do perfil e, conseqüentemente, do seu gradiente térmico.
- Por fim, foi observado que o fator de carga de 30% escolhido resultou baixo para estes casos analisados e, quando somado à perda de calor pelas paredes e ao aquecimento do perfil em apenas uma das faces, acabaram por provocar ensaios muito longos que não puderam ser finalizados da forma desejada, ou seja, no instante em que a força axial voltava ao seu valor inicial.

### 6.3. Conclusões sobre o Estudo Numérico

A partir dos resultados obtidos na análise experimental foi desenvolvido, em caráter exploratório, um estudo numérico visando a representação do comportamento termoestrutural verificado durante os ensaios. As simulações foram feitas utilizando o pacote computacional ABAQUS que tem por base o método dos elementos finitos.

Três diferentes estratégias de modelagem foram desenvolvidas a fim de calibrar os resultados experimentais, sendo obtidos resultados distintos para cada uma delas. Ao final das

análises não foi possível obter um único modelo que representasse as forças e os deslocamentos verificados em todos os ensaios. Porém, além do melhor entendimento do objeto de estudo, algumas conclusões puderam ser extraídas das análises, sendo elas:

- Em relação ao modelo térmico:
  - Os modelos construídos foram eficientes para determinar as temperaturas ao longo dos pilares em todos os ensaios.
  - Em relação às condições de contorno do modelo térmico, considerar apenas a troca de calor por convecção na face não exposta ao fogo pode não ser representativa para os casos onde esta parte da seção apresenta temperaturas elevadas. Como exemplo desta situação pode-se citar o caso da alma de um perfil metálico que possui uma face exposta ao fogo e a outra ao meio sem chamas. Desta forma, é necessário considerar também a troca de calor por radiação, principalmente para o caso dos elementos puramente metálicos.
  
- Em relação ao modelo termoestrutural:
  - Notou-se que o modelo com molas no sistema de restrição foi eficiente para representar o comportamento dos pilares sem paredes. Tal constatação se deve ao fato de a calibração da rigidez da mola ter sido feita com base nestes casos.
  - Os resultados do modelo com o sistema de restrição com molas se adequaram melhor para a determinação das forças axiais desenvolvidas nos ensaios com as paredes paralelas à alma do perfil onde se obtinha uma distribuição de temperatura mais uniforme na seção. Porém, forças axiais mais baixas foram encontradas para os pilares com a alma ortogonal às paredes pois havia uma grande influência do giro nas extremidades do pilar.
  - Para o modelo com o sistema de restrição sem as molas foi obtido um comportamento mais rígido para os pilares, com as forças axiais se adequando melhor para os casos com a alma ortogonal às paredes e também para os pilares mistos. Porém, forças muito elevadas foram observadas nos pilares sem paredes.
  - O modelo com o sistema de restrição sem molas apresentou uma boa concordância com os resultados experimentais quando analisados os deslocamentos axiais e laterais.

- Considerando o modelo desenvolvido com elementos do tipo SHELL e molas axial e rotacional no topo, pode-se verificar que os resultados obtidos são semelhantes aos encontrados com as outras abordagens, contanto que se usem os respectivos valores de rigidez axial e rotacional para as molas.
- Analisando separadamente a influência da restrição axial e rotacional nos modelos com elementos do tipo SHELL, notou-se que a restrição axial irá influenciar na intensidade das forças axiais desenvolvidas no pilar de modo que quanto maior a rigidez, maiores as forças.
- Já a restrição rotacional resultará na inclusão do momento térmico ao longo do pilar, sendo que nas fases iniciais do aquecimento este momento resultará no aumento da compressão nos elementos diretamente expostos ao fogo, que irão plastificar mais cedo.

#### 6.4. Conclusões sobre a Análise Teórica

Por fim, na última etapa do trabalho, as curvas de interação *Momento Fletor-Força Formal* foram determinadas para o caso dos pilares de aço e mistos de aço e concreto submetidos a gradientes térmicos. O desenvolvimento das curvas foi feito a partir de metodologias já utilizadas por outros pesquisadores, mas ainda aplicadas apenas para pilares metálicos. Como ainda não há métodos simplificados normativos para a verificação da capacidade resistente em situação de incêndio para pilares submetidos a gradiente térmicos, foi verificado se as curvas aqui propostas são compatíveis com os resultados experimentais.

De modo geral, as principais conclusões que podem ser extraídas da análise teórica pelas curvas M-N são que:

- Os gradientes térmicos irão resultar em uma distorção nos diagramas de interação M-N, independentemente do sentido do aquecimento. Quando o gradiente se dá ao longo da alma há um maior alongamento no diagrama.
- Nos casos em que o gradiente térmico se dá ao longo das mesas do perfil nota-se que há uma maior redução da área de segurança no interior dos diagramas M-N. Tal situação se deve à maior uniformidade no aumento de temperatura da seção, resultando em



penalização da resistência em toda a seção e não apenas parcialmente como quando o gradiente térmico se dá ao longo da alma.

- O método em questão é facilmente aplicável com o auxílio de planilhas eletrônicas e a implementação das equações de equilíbrio de forças e momento na seção, porém pode ser expandido para o acoplamento com pacotes computacionais, onde é possível fazer um maior detalhamento do gradiente térmico e da penalização das propriedades dos materiais.
- Em relação à comparação com os resultados experimentais, pode-se verificar que os resultados de força e momento atuantes na seção, este último obtido pela multiplicação da força axial e do deslocamento lateral, estão compatíveis com as curvas de interação M-N. Notou-se que nos ensaios em que a força axial não voltou ao seu valor inicial o último par M-N atuante estava muito distante da curva de interação M-N resistente para o mesmo nível de temperatura.
- Já nos ensaios em que a força voltou ao valor inicial, o início do trecho de queda da força se dá sempre muito próximo das curvas de interação M-N para a temperatura observada naquele instante. Desta forma, pode-se verificar a validade e aplicabilidade do método.

### **6.5. Sugestões para Trabalhos Futuros**

Tendo em vista a importância e a complexidade do tema apresentado nesta tese, nota-se que ainda há várias lacunas no conhecimento que precisam ser preenchidas visando o desenvolvimento da área de pilares submetidos a gradientes térmicos.

No que segue, são apresentadas sugestões para trabalhos futuros relacionados ao estudo desenvolvido nesta tese:

- Avaliação experimental para pilares mistos de aço e concreto preenchidos inseridos em paredes com diferentes níveis de rigidez axial e rotacional.
- Avaliação experimental para pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes com diferentes níveis de rigidez axial e rotacional.

- Avaliação experimental para pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes com fatores de carga maiores, como 50 e 70% da capacidade de carga à temperatura ambiente.
- Avaliação experimental para pilares de aço e mistos de aço com diferentes espessuras de parede, a fim de avaliar a influência da rigidez da parede no conjunto pilar-parede.
- Desenvolvimento de modelo numérico que consiga reproduzir a evolução das forças e deslocamentos para todos os ensaios aqui apresentados.
- Análise paramétrica com os modelos calibrados verificando a evolução das forças e deslocamentos para parâmetros como:
  - Curva de Incêndio – verificando a influência das diferentes taxas de aquecimento no perfil;
  - Esbeltez do pilar a partir de diferentes tipos de perfis;
  - Taxa de armadura para pilares mistos de aço e concreto;
  - Fatores de Carga;
  - Espessuras de parede;
  - Níveis de restrição axial e rotacional, analisadas separadamente e em conjunto;
- Analisar numericamente a influência dos gradientes térmicos em pilares inseridos em um edifício completo.
- Desenvolver um código computacional para o cálculo dos diagramas de interação M-N para pilares de aço e mistos de aço e concreto considerando campos térmicos mais realistas e menos discretizados.

## REFERÊNCIAS

- AASEN, B.. **An Experimental Study on Steel Columns Behaviour at Elevated Temperatures**, Division of Steel Structures, Norwegian Institute of Technology, University of Trondheim, Trondheim, Norway. 1985.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.
- \_\_\_\_\_. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- AGARWAL, A., CHLOE, L., VARMA, A.H. Fire Design of Steel Columns: Effects of Thermal Gradients; **Journal of Constructional Steel Research**, DOI:10.1016/j.jcsr.2013.10.023, 2014.
- ALI, F. A., SHEPERD P., RANDALL, M., SIMS, I., CONNOR, D., BURGESS, I. The Effect Of Axial Restraint On The Fire Resistance Of Steel Columns, **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 46, n. ° 177, pp. 305-306, 1988.
- ALI F. and O'CONNOR D. Structural performance of rotationally restrained steel columns in fire. **Fire Safety journal** 36, 679-691, 2001.
- ARIBERT J.M., RANDRIANTSARA C. Etude du flambement à des températures d'incendie - Action du fluage. **Construction Métallique**, No. 4, 1980.
- BAILEY, C. G.. The behaviour of asymmetric slim floor steel beams in fire, **Journal of Constructional Steel Research**, n.50, p.235-257, 1997
- BURGESS, I.W., OLAWALE, A.O., PLANK, R.J. Failure of Steel Columns in Fire. **Fire Safety Journal**. V.18. pp. 183-201, 1992.
- CHEN, L., AND WANG, Y.C. Efficient modelling of large deflection behaviour of restrained steel structures with realistic endplate beam/column connections in fire. **Engineering Structures** 43, 194–209, 2012.
- COOKE, G. M. E., Thermal Bowing and how it affects the design of fire separating construction, **Proceedings of the Interflamm'88**, 230-236, London, 1988a.

- COOKE, G. M. E., MORGAN, P. B. E. Thermal bowing in fire and how it affects building design, BRE Information Paper, **Fire Research Station**, IP21/88, Borehamwood, 1988b.
- CORREIA A.M., RODRIGUES J.P.C., SILVA V.P. Experimental research on the fire behaviour of steel columns embedded on walls. **Application of Structural Fire Engineering**, Prague, Czech Republic, 2009a.
- CORREIA, A. M., RODRIGUES, J. P., SILVA, V. P., LAIM, L. Section factor and steel columns embedded in walls; NORIDC STEEL – CONSTRUCTION CONFERENCE, **Proceedings**, Malmö, Sweden, 2009b
- CORREIA, A.M., RODRIGUES, J.P.C., SILVA, V. P. Numerical Study on the Behavior of Steel Columns Embedded on Brick Walls Subjected to Fire; INTERNATIONAL SYMPOSIUM “SSCS 2010 - Steel Structures: Culture & Sustainability 2010”, **Proceedings**, Istanbul, Turkey, 2010a.
- CORREIA, A. M., RODRIGUES, J.P.C., SILVA V.P. A Simplified Calculation Method for Temperature Evaluation of Steel Columns Embedded in Walls; **Fire and Materials**, DOI:10.1002/fam.1063, 2010b.
- CORREIA, A.M., RODRIGUES, J. Fire Resistance of Steel Columns with Restrained Thermal Elongation, **Fire Safety Journal**, vol. 67, pp. 593-601, 2011a.
- CORREIA, A.M., RODRIGUES, J.P.C. Fire Resistance of Partially Encased Steel Columns with Restrained Thermal Elongation; **Journal of Constructional Steel Research**, DOI:10.1016/j.jcsr.2010.12.002, 2011b.
- CORREIA, A., **Fire Resistance of Steel and Composite Steel-Concrete Columns**, PhD Thesis, Universidade de Coimbra, 2011.
- CORREIA, A.M., RODRIGUES, J.P.C. Fire Resistance of Steel Columns with Restrained Thermal Elongation. **Fire Safety Journal**, DOI: 10.1016/j.firesaf.2011.12.010, 2012.
- CORREIA, A.M., RODRIGUES, J.P.C., KORZEN, M. Experimental Research on the Load-Bearing Capacity of Partially Encased Steel Columns Under Fire Conditions. **Journal of Structural Fire Engineering**. Vol 3. N1, 2012.
- CORREIA, A.J.P.M; RODRIGUES, J.P.C.; VILAR REAL, P. Thermal bowing on steel columns embedded on wall under fire conditions. **Fire Safety Journal**. V. 67, p. 53-69, 2014.
- DE NARDIN, S. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.
- DONG, Y.; PRASAD, K. Behavior of full-scale frames with slim floor slab construction under exposure in a fire resistance furnace, **Journal of fire protection engineering**, v.19, n.3, p. 197-220, 2009.

- DORR, J. B. **Modelos numéricos de pilares de aço em situação de incêndio considerando a influência da restrição axial**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- DWAIKAT, M., KODUR, V. A simplified approach for evaluating plastic axial and moment capacity curves for beam–columns with non-uniform thermal gradients; **Engineering Structures**, DOI:10.1016/j.engstruct.2010.021, 2010.
- DWAIKAT, M., AND KODUR, V. Engineering approach for predicting fire response of restrained steel beams. **Journal of Engineering Mechanics**. V. 137, 447–461. 2011.
- DWAIKAT, M., KODUR., R. QUIEL, S., GARLOCK, M. Experimental behavior of steel beam-columns subjected to fire-induced thermal gradients, **Journal of Constructional Steel Research**. vol. 67, pp. 30-38, 2010.
- ELLOBODY, E. A consistent nonlinear approach for analyzing steel, cold-formed steel, stainless steel and composite columns at ambient and fire conditions. **Thin-Walled Structures**. v.68. pp. 1-17, 2013.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-1-2**: Eurocode 1 – Basis of design and actions on structures. Part 1-2: Actions on structures – Actions on structures exposed to fire, final draft, Brussels, 2002.
- \_\_\_\_\_. **EN 1993-1-1** Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Stage 34 draft, Brussels, 2005.
- \_\_\_\_\_. **EN 1993-1-2** Eurocode 3 - Design of Steel Structures. Part 1-2: General rules – Structural Fire Design. Brussels, 2005.
- \_\_\_\_\_. **EN 1994-1-1** Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules and rules for buildings. Brussels, 2005.
- \_\_\_\_\_. **EN 1994-1-2** Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules – Structural Fire Design. Brussels, 2005.
- FRANSSSEN, J.M. Failure temperature of a system comprising a restrained column submitted to fire. **Fire Safety Journal**. V.34. pp. 191-207, 2000.
- GARLOCK, M., QUIEL, S.E., Mechanics of wide-flanged steel sections that develop thermal gradients due to fire exposure, **Steel Structures** 7, 153-162, 2007.
- HAN L.H., YANG Y.F., YANG H., XU LEI., An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns, **Journal of Constructional Steel Research**, 59, 427-452, 2003.
- HAN L.H., HUO J.-S., WANG Y.C. Compressive and flexural behaviour of concrete filled steel tubes after exposure to standard fire. **Journal of Constructional Steel Research**, 61:882-901, 2005.

- HEIDARPOUR, A., BRADFORD, M.A.. Generic non-linear modelling of partial interaction in composite T-beams in fire. **INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE, Proceedings**, 2009.
- HUANG, Z., TAN, K., PHNG, G. Axial restraint effects on the fire resistance of composite columns encasing I-section steel. **Journal of Constructional Steel Research**, Vol. 63, pp. 437–447, 2007a.
- HUANG Z.F., TAN K.H. Structural response of restrained steel columns at elevated temperatures. Part 2: FE simulation with focus on experimental secondary effects. **Engineering Structures** 29, 2036-2047, 2007b.
- HUANG, Z., TAN, K. TOH, W. PHNG, G. Fire resistance of composite columns with embedded I-section steel—Effects of section size and load level. **Journal of Constructional Steel Research**, Vol. 64, pp. 312–325, 2008.
- INTERNATIONAL STANDARD. **ISO 834-1-1**:Fire-resistance tests – Elements of building construct – Part 1: General requirements, 1999.
- JANSS, J.; MINNE, R. Buckling of Steel Columns in Fire Conditions, **Fire Safety Journal**, vol. 4, pp. 227-235, 1981.
- LAÍM, L.M.S. **Experimental and numerical analysis on the structural behavior of cold-formed steel beams subjected to fire**, Tese (Doutorado) – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2013.
- LI, G.-Q., WANG, P. Spline finite element methods for analysis of axially restrained steel beams subjected to elevated temperatures in fire. **Advances in Structural Engineering** 10, 111-120, 2007.
- MA, Z.; MÄKELÄINEN, P. Behavior of composite slim floor structures in fire, **Journal of structural engineering**, n.126, p.830-837, 2000.
- MA, Z. MAKELAINEN, P. Structural behavior of composite slim floor frames in fire conditions. **Journal of Constructional Steel Research**. V.62. pp 1282-1289, 2006.
- MALITE, M. **Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada**. São Carlos. 2v. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 1993.
- MAO, X.; KODUR, V.K.R. Fire resistance of concrete encased steel columns under 3- and 4-side standard heating. **Journal of Constructional Steel Research**. V. 67, p.270-280, 2011.
- PAES, J. L. R.. **Aportaciones al análisis del comportamiento estructural de sistemas de forjados mixtos tipo “Slim floor”**. Departamento de Engenharia da Construção, Universidade Politécnica da Catalunha, Barcelona, 2003.

- PEREIRA, M.F. **Análise experimental e numérica de pilares mistos parcialmente revestidos**, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.
- PIRES, T.A.C. **Fire resistance of composite columns made of concrete filled circular hollow sections and with restrained thermal elongation**. Tese (Doutorado) - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2013.
- QUIEL, S.E., GARLOCK, M.E.M., DWAIKAT, M.M.S., KODUR, V.K.R. Predicting the Demand and Plastic Capacity of Axially Loaded Steel Beam-Column with Thermal Gradients. **Engineering Structures**, DOI:10.1016/j.engstruct.2013.10.005, 2014.
- RODRIGUES, J., NEVES, I., VALENTE, J. Experimental research on the critical temperature of compressed steel elements with restrained thermal elongation. **Fire Safety Journal**, Vol. 35, pp. 77-98, 2000.
- RODRIGUES, J.P.C., CORREIA, A.J.M., PIRES, T.A.C. Behaviour of Composite Columns made of Totally Encased Steel Sections in Fire. **Journal of Constructional Steel Research**, DOI:10.1016/j.csr.2014.10.030, 2015.
- ROTTER, J. M., USMANI, A.S., Fundamental Principles of Structural Behaviour under thermal effects. **Proceedings of First International Workshop on Structures in Fire**, Denmark, 2000.
- WAINMAN, D. E., KIRBY, B. R. **Compendium of UK Standard Fire Test Data – Unprotected Structural Steel – 1**, Ref. No. RS/RSC/S10328/1/87/B, British Steel Corporation, Swinden Laboratories, Rotherham, UK, 1988.
- WANG C., DAVIES M. An Experimental Study of Non-Sway Loaded and Rotationally Restrained Steel Column Assemblies Under Fire Conditions: Analysis of Test Results and Design Calculations. **Journal of Constructional Steel Research**. vol.59, pp. 291-313. 2003.
- YOUNG, B.; ELLOBODY, E. Performance of axially restrained concrete encased steel composite columns at elevated temperatures. **Engineering Structures**. V.33, p.245-254, 2011.





## APÊNDICE A – CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PILARES DE AÇO E MISTOS DE AÇO E CONCRETO SEGUNDO O EUROCODE

### A.1 – Pilar Misto Perfil HEA220

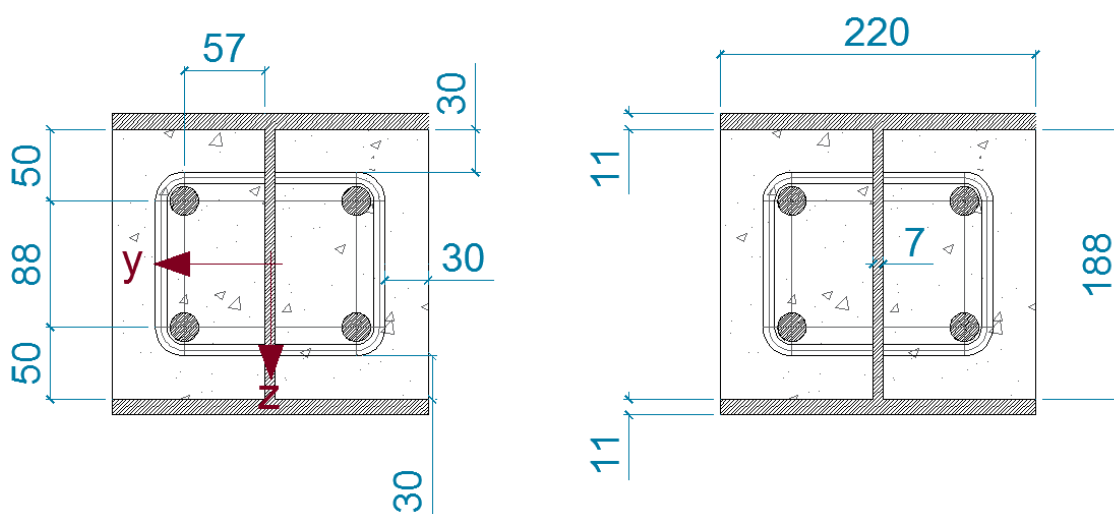


Figura A. 1 – Dimensões das seções transversais dos pilares mistos de aço e concreto.

$$E_a = 210000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 9.5(f_{ck} + 8)^{1/3} = 9.5(30 + 8)^{1/3} = 31938 \text{ MPa}$$

Comprimento do Pilar – 3600 mm

$$k_y = k_z = 0.7$$

**Momentos de Inércia***Perfil Metálico*

$$I_{ay} = 5410 \text{ cm}^4$$

$$I_{az} = 1950 \text{ cm}^4$$

*Revestimento de Concreto*

$$I_{cy} = 2 \times \left( \frac{188 \times 106.5^3}{12} \right) = 117942928 \text{ mm}^4$$

$$I_{cz} = 2 \times \left[ \left( \frac{106.5 \times 188^3}{12} \right) + 188 \times 106.5 \times \left( \frac{106.5 + 7}{2} \right)^2 \right] = 166813293 \text{ mm}^4$$

*Armaduras*

$$I_{sy} = 4 \times \left[ \left( \frac{\pi \times 10^4}{4} \right) + \pi \times 10^2 \times 44^2 \right] = 2464265 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = 4 \times \left[ \left( \frac{\pi \times 10^4}{4} \right) + \pi \times 10^2 \times 60^2 \right] = 4555309 \text{ mm}^4$$

**Rigidez Efetiva**

$$\begin{aligned} (EI)_{eff,y} &= 5410 \times 10^4 \times 210000 + 2464265 \times 210000 + 0.6 \times 117942928 \times 31938.8 \\ &= 1.41 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (EI)_{eff,z} &= 1950 \times 10^4 \times 210000 + 4555309 \times 210000 + 0.6 \times 166813293 \times 31938.8 \\ &= 8.25 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \end{aligned}$$

**Cálculo da Força Normal Resistente de Cálculo**

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 (8.25 \times 10^{12})}{(3600 \times 0.7)^2} = 128191266.8 \text{ N} = 128119 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rk} = 6430 \times 355 + 0.85 \times 188 \times 106.5 \times 30 + 4 \times \pi \times 10^2 = 3932090.5 \text{ N}$$

$$= 3932.1 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{3932.1}{128119}} = 0.554$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{6430 \times 355}{1.15} + \frac{0.85 \times 188 \times 106.5 \times 30}{1.5} + \frac{4 \times \pi \times 10^2}{1.15} = 3212 \text{ kN}$$

$$\alpha = \frac{(6430 \times \frac{355}{1.15})}{3212000} = 0.62$$

$$\phi = 0.5(1 + 0.49(0.554 - 0.2) + 0.554^2) = 0.74$$

$$\chi = \frac{1}{0.74 + \sqrt{0.74^2 - 0.554^2}} = 0.618$$

$$N_{Rd} = 0.618 \times 3212 = 2609.4 \text{ kN}$$

## A.2 – Pilar de Aço Perfil HEA220

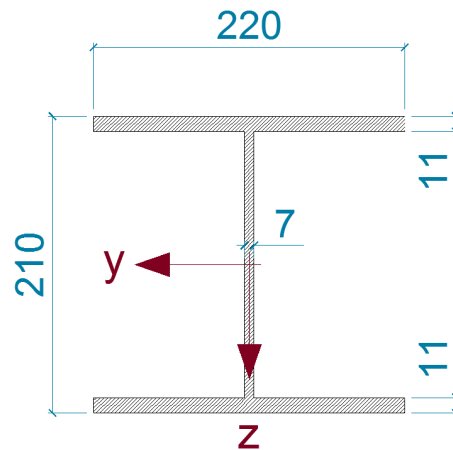


Figura A. 2 – Dimensões do perfil HEA 220.

## Momentos de Inércia

Perfil HEA 220

$$I_{ay} = 5410 \text{ cm}^4$$

$$I_{az} = 1950 \text{ cm}^4$$

### 6.5.1. Rigidez Efetiva

$$(EI)_y = 5410 \times 10^4 \times 210000 = 1.41 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$$

$$(EI)_z = 1950 \times 10^4 \times 210000 = 4.10 \times 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

### 6.5.2. Cálculo da Força Normal Resistente de Cálculo

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2(4.10 \times 10^{12})}{(3600 \times 0.7)^2} = 6364.3 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rk} = 6430 \times 355 = 2282.7 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{2282.7}{6364.3}} = 0.599$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{6430 \times 355}{1.15} = 1984.9 \text{ kN}$$

$$\alpha = 1.00$$

$$\phi = 0.5(1 + 0.49(0.599 - 0.2) + 0.599^2) = 0.78$$

$$\chi = \frac{1}{0.78 + \sqrt{0.78^2 - 0.599^2}} = 0.79$$

$$N_{Rd} = 0.79 \times 1984.9 = 1560.2 \text{ kN}$$

### A.3 – Pilar de Aço Perfil HEA100

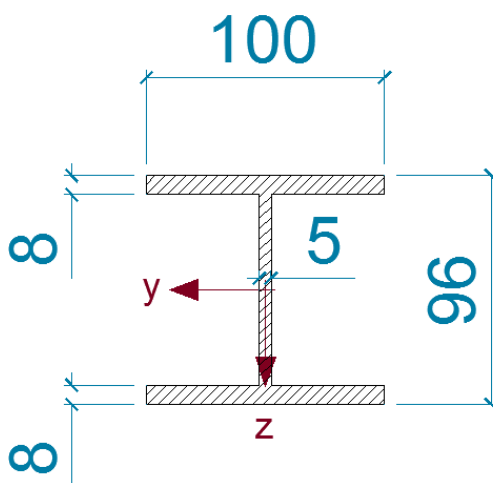


Figura A. 3 – Dimensões dos perfis HEA 100.

#### **Momentos de Inércia**

*Perfil HEA 220*

$$I_{ay} = 349.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{az} = 133.2 \text{ cm}^4$$

#### **Rigidez Efetiva**

$$(EI)_y = 349.2 \times 10^4 \times 210000 = 1.24 \times 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

$$(EI)_z = 133.2 \times 10^4 \times 210000 = 1.03 \times 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

#### **Cálculo da Força Normal Resistente de Cálculo**

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2(1.03 \times 10^{12})}{(3600 \times 0.7)^2} = 1608.3 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rk} = 2120 \times 355 = 1574.7 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{1574.7}{1608.3}} = 0.990$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{2120 \times 355}{1.15} = 1330 \text{ kN}$$

$$\alpha = 1.00$$

$$\phi = 0.5(1 + 0.49(0.990 - 0.2) + 0.990^2) = 1.18$$

$$\chi = \frac{1}{1.18 + \sqrt{1.18^2 - 0.990^2}} = 0.55$$

$$N_{Rd} = 0.55 \times 1330 = 726.2 \text{ kN}$$

## APÊNDICE B – RESULTADOS EXPERIMENTAIS COMPLEMENTARES

Neste apêndice são apresentados todos os resultados obtidos durante a análise experimental dos pilares com e sem paredes, pois alguns deles não foram explicitamente mostrados durante a discussão realizado no Capítulo 3. Os resultados são apresentados para cada ensaio separadamente.

### B.1 – Ensaio H220-CONC-ISO

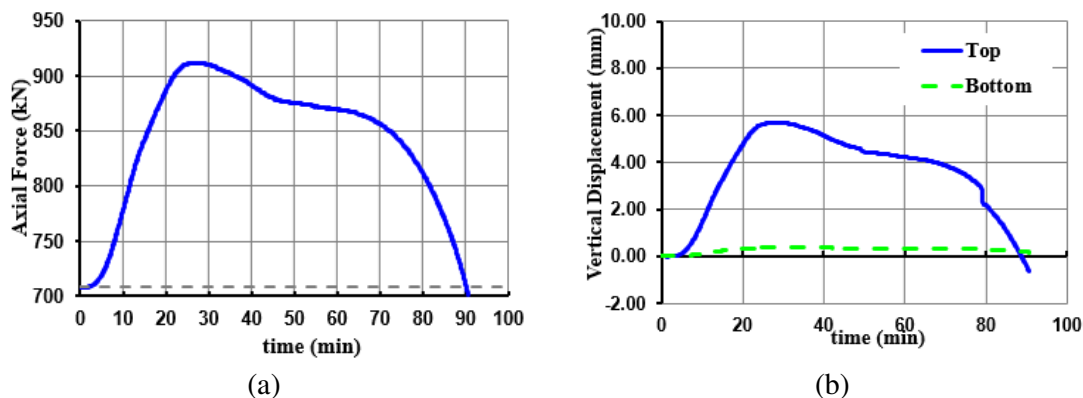


Figura B.1 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

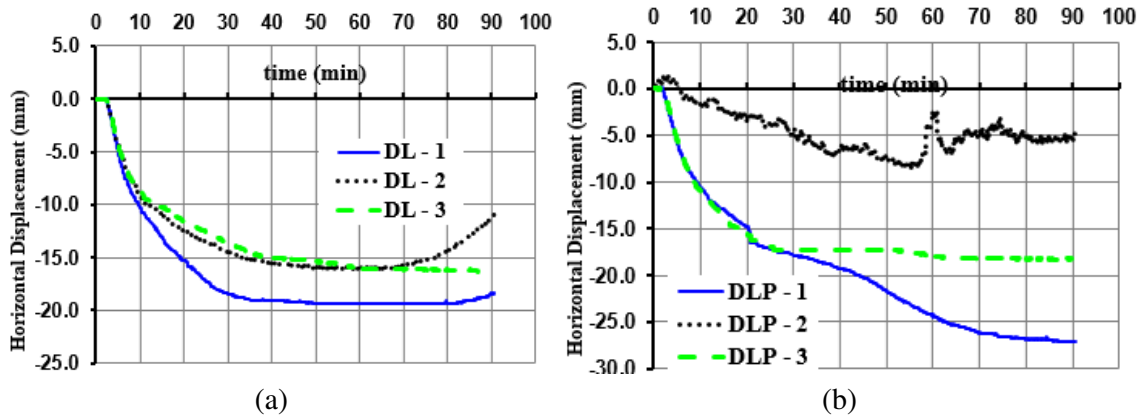


Figura B.2 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.

**B.2 – Ensaio H220-ISO**

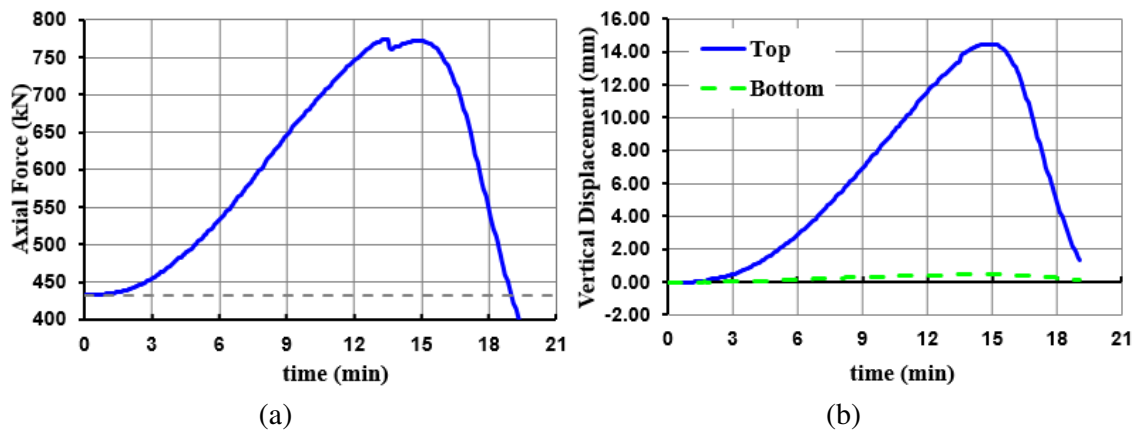


Figura B.3 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

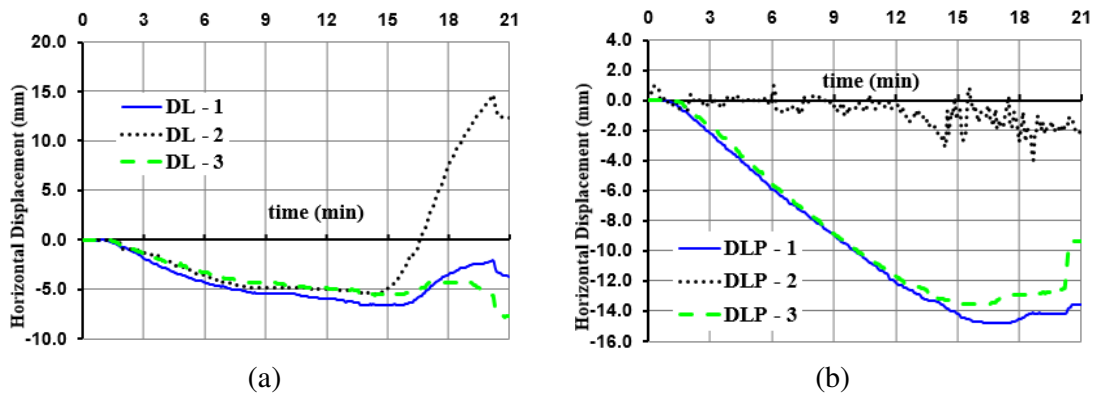


Figura B.4 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.



### B.3 – Ensaio H100-ISO

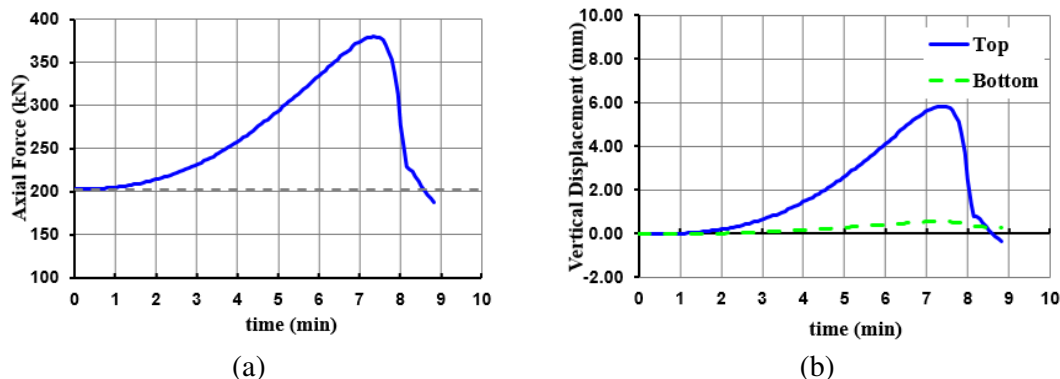


Figura B.5 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

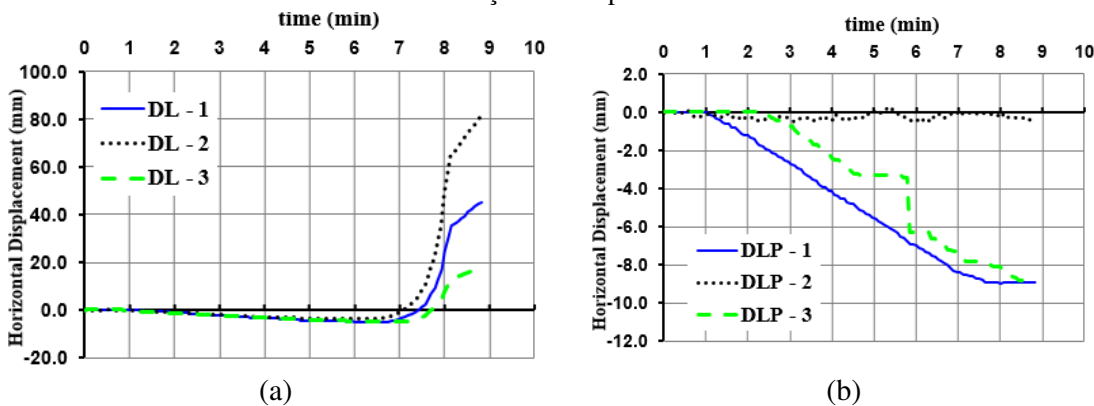


Figura B.6 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.

### B.4 – Ensaio H100-ISO-FC70

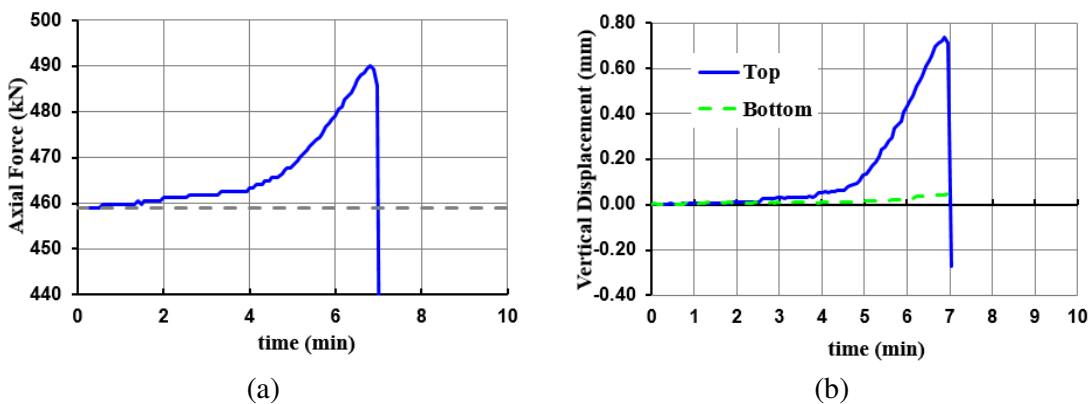


Figura B.7 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

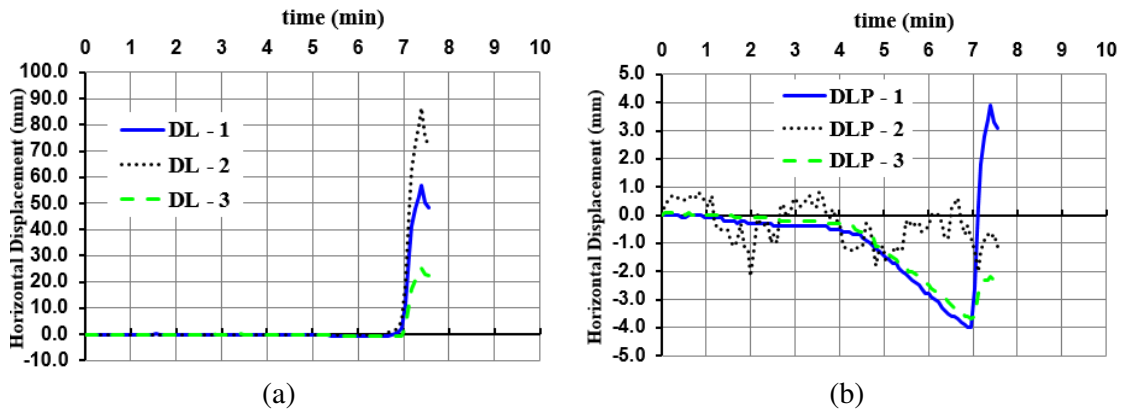


Figura B.8 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.

**B.5 – Ensaio H100-PAR-T7**

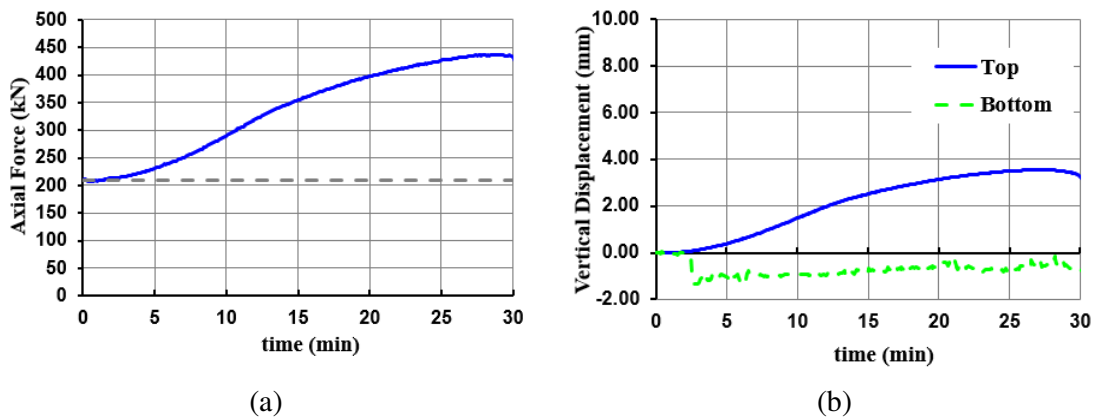


Figura B.9 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

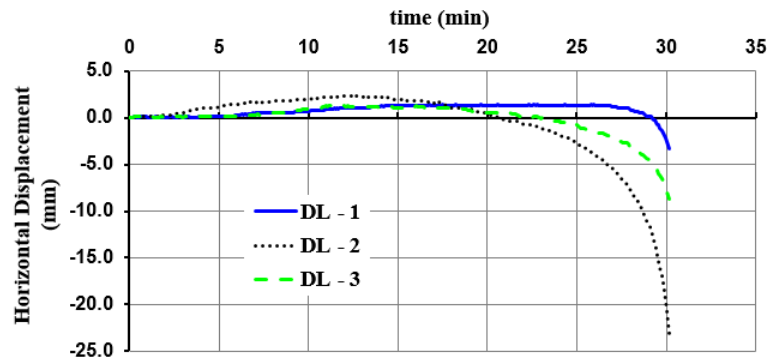


Figura B.10 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.

**B.6 – Ensaio H100-ORT-T7**

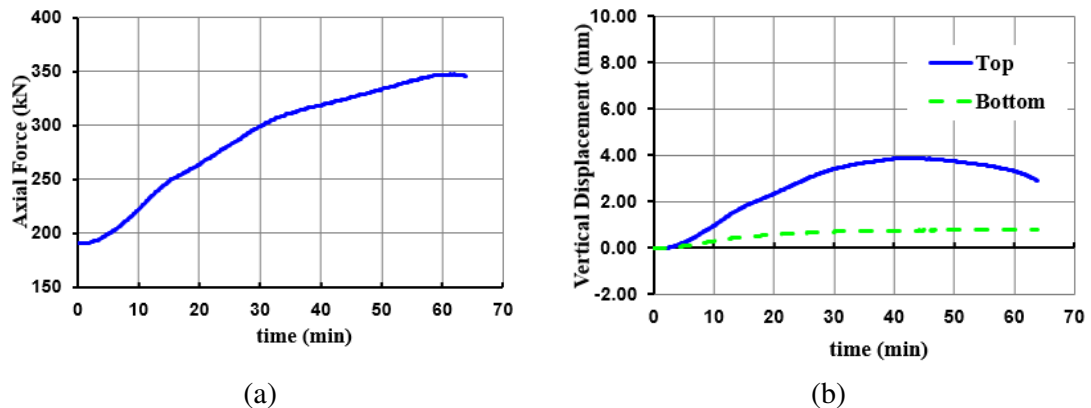


Figura B.11 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

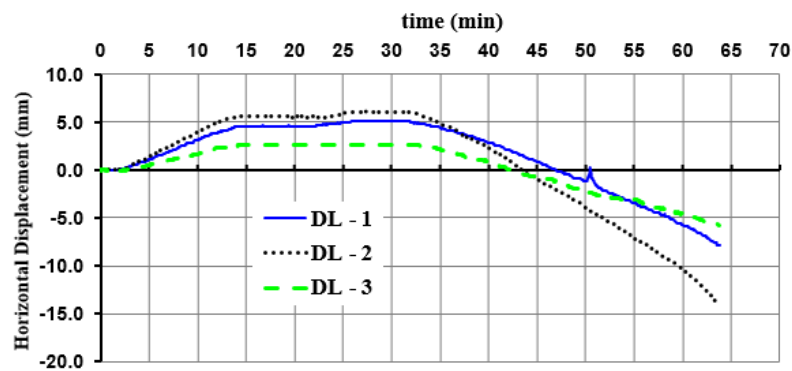


Figura B.12 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.

**B.7 – Ensaio H220-CONC-PAR-T15**

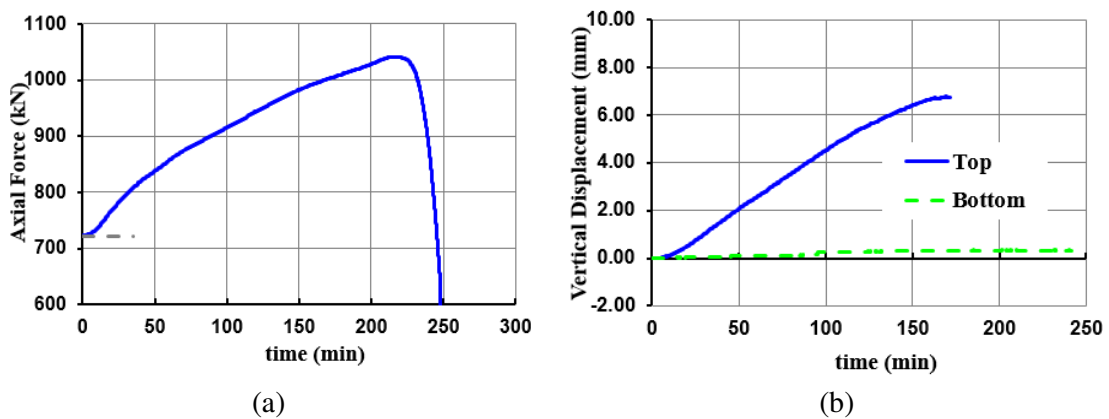


Figura B.13 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

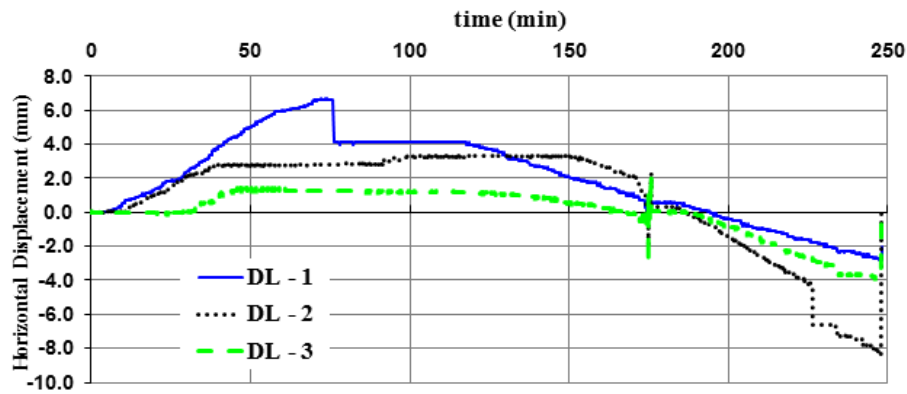


Figura B.14 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.

**B.8 – Ensaio H220-CONC-ORT-T15**

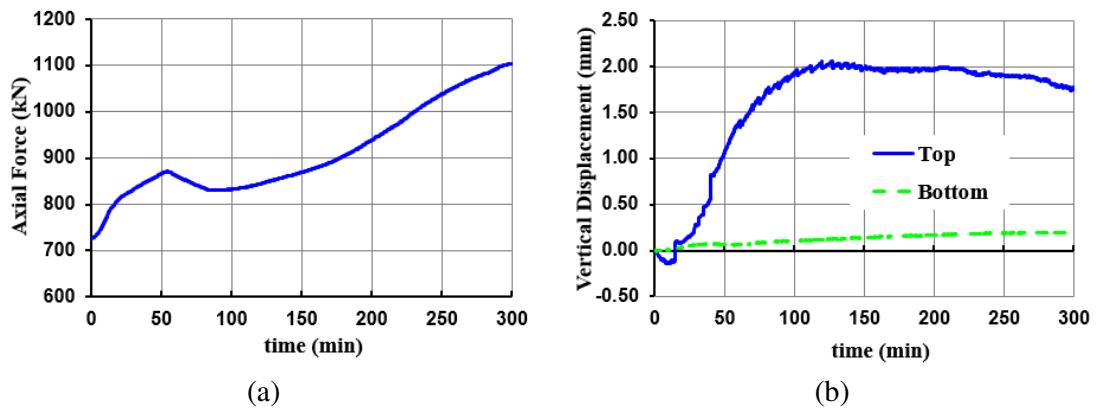


Figura B.15 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

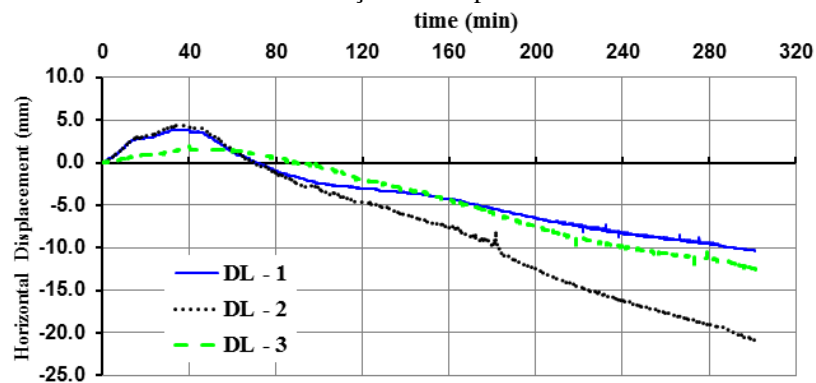


Figura B.16 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.

**B.9 – Ensaio H220-CONC-PAR-T11**

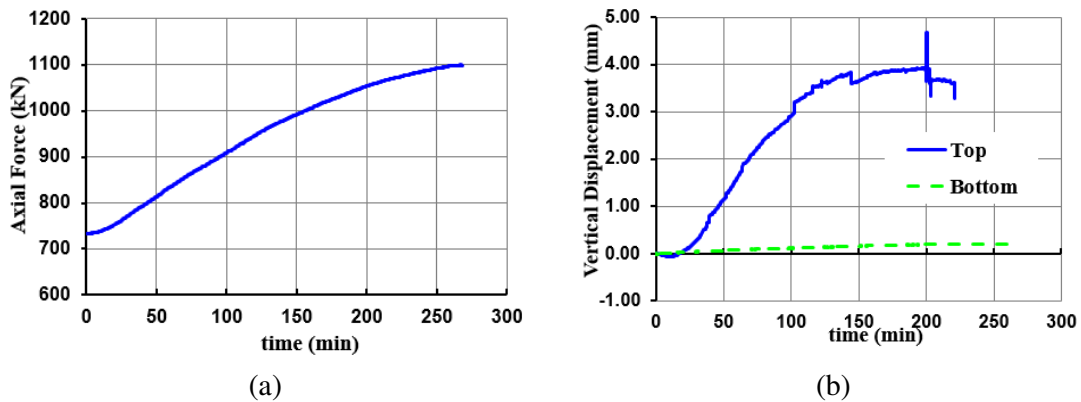


Figura B.17 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

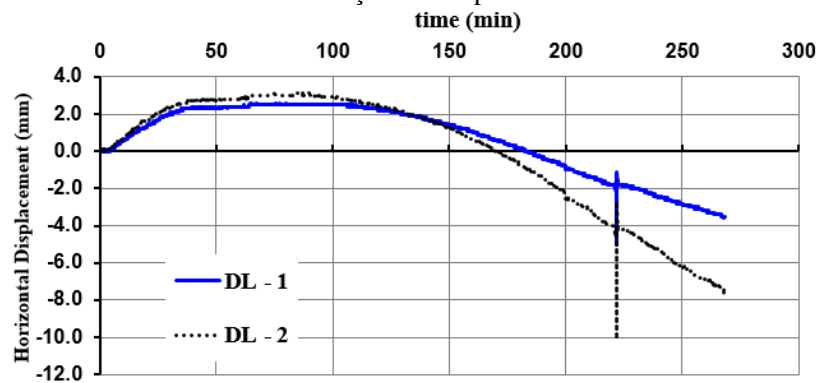


Figura B.18 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.

**B.10 – Ensaio H220-CONC-ORT-T11**

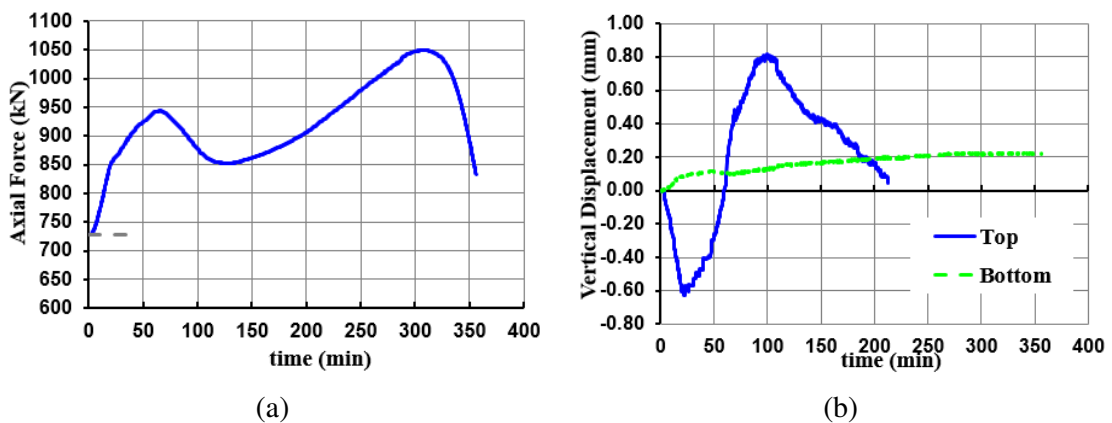


Figura B.19 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

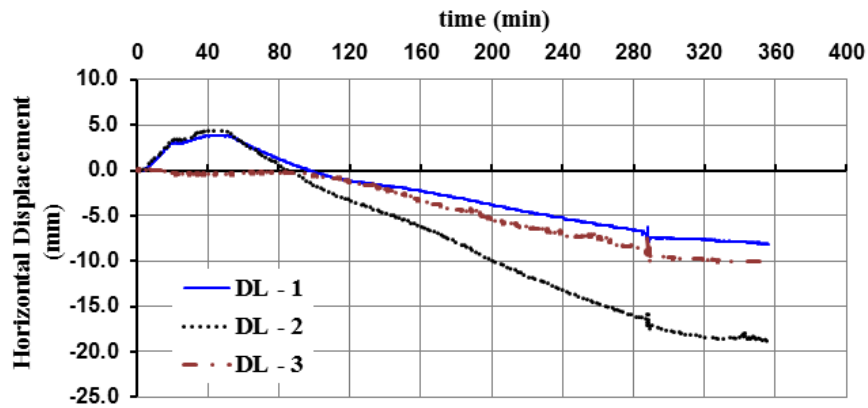


Figura B.20 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.

**B.11 – Ensaio H220-ORT-T15**

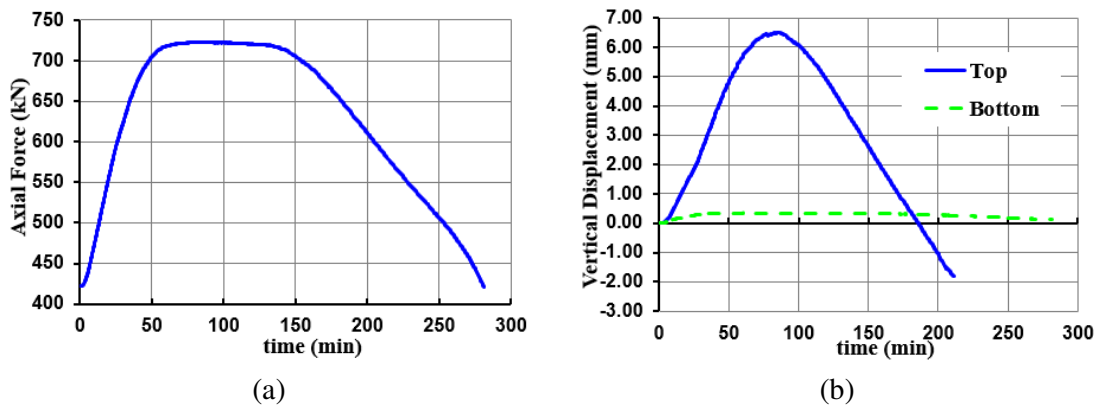


Figura B.21 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

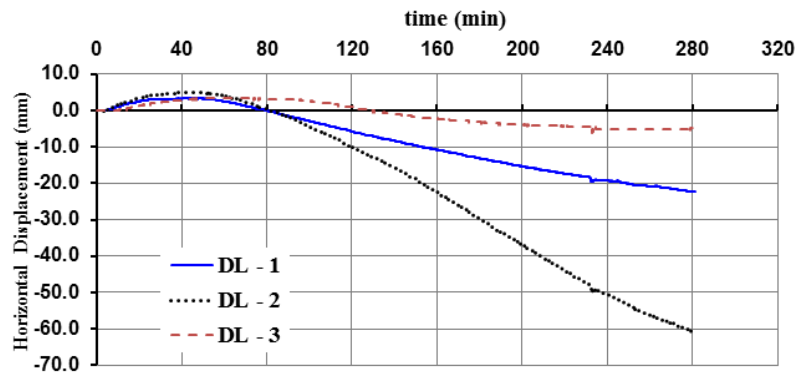


Figura B.22 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.

### B.12 – Ensaio H220-PAR-T15

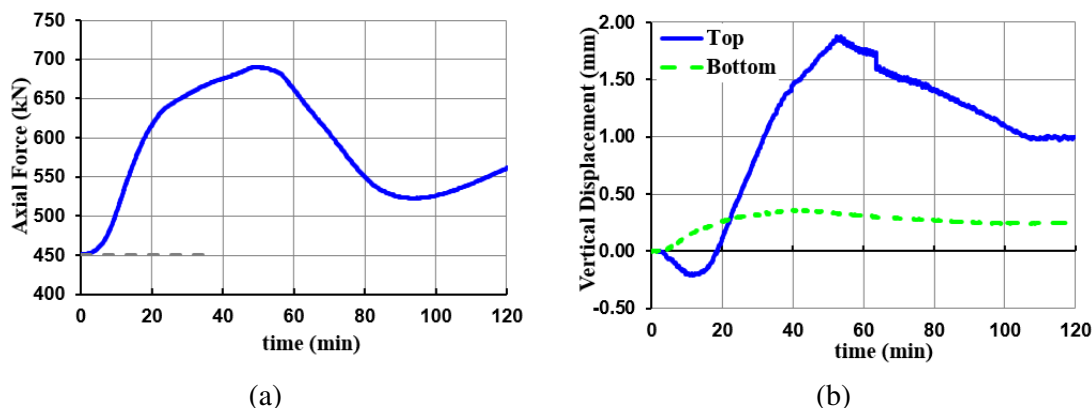


Figura B.23 – (a) Força axial em função do tempo e (b) Deslocamentos axiais na base e no topo em função do tempo.

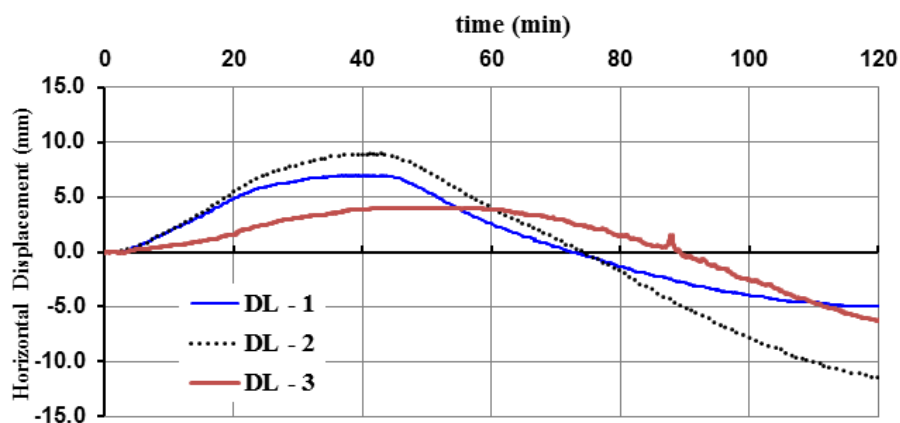


Figura B.24 – Deslocamentos laterais nos eixos de (a) maior e (b) menor inércia.





## APÊNDICE C – RESULTADOS EXPERIMENTAIS TÉRMICOS COMPLETOS

Neste apêndice são apresentados todos os resultados térmicos obtidos durante a análise experimental dos pilares com e sem paredes, pois alguns deles não foram explicitamente mostrados durante a discussão realizado no Capítulo 3. Os resultados são apresentados para cada ensaio separadamente.

### C.1 – Ensaio H220-CONC-ISO

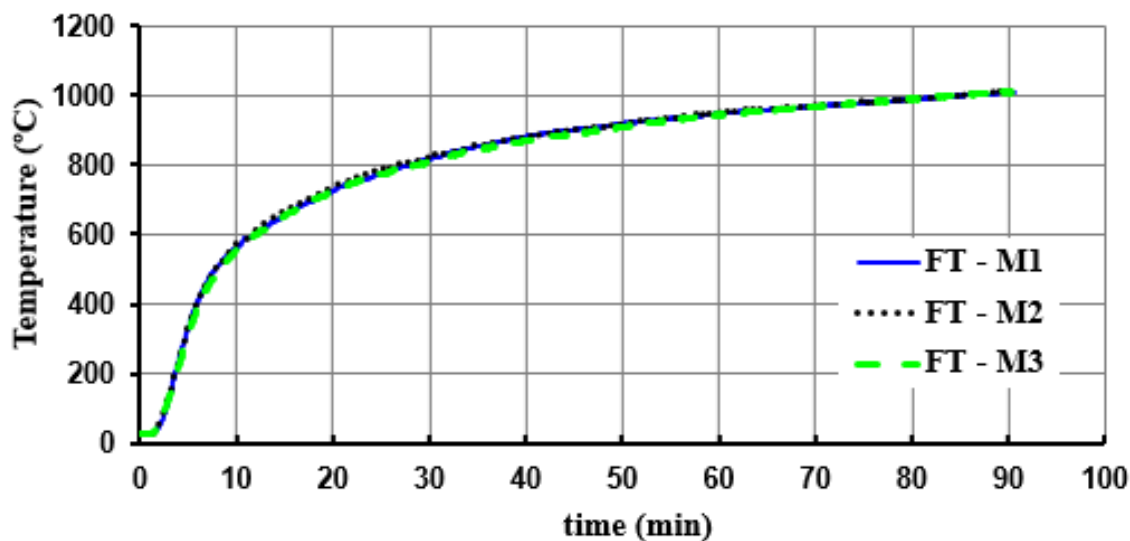


Figura C. 1 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.

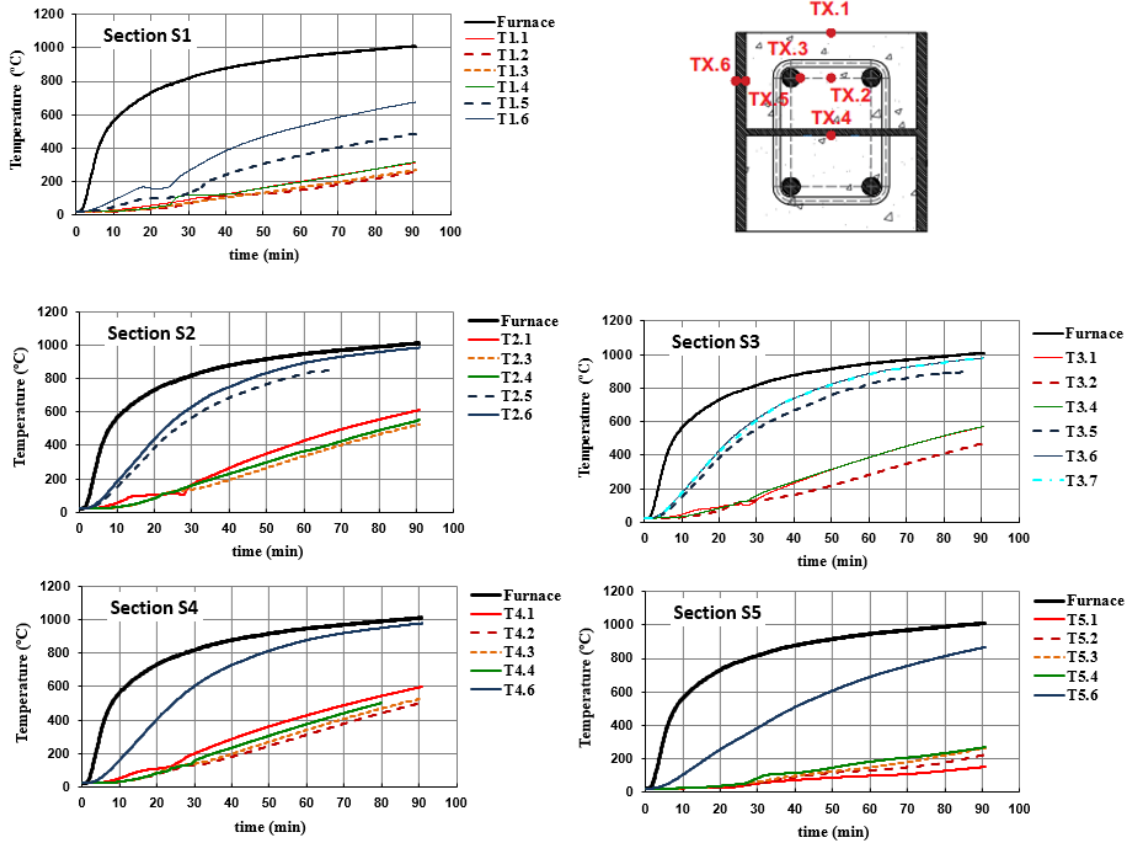


Figura C. 2 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.

### C.2 – Ensaio H220-ISO

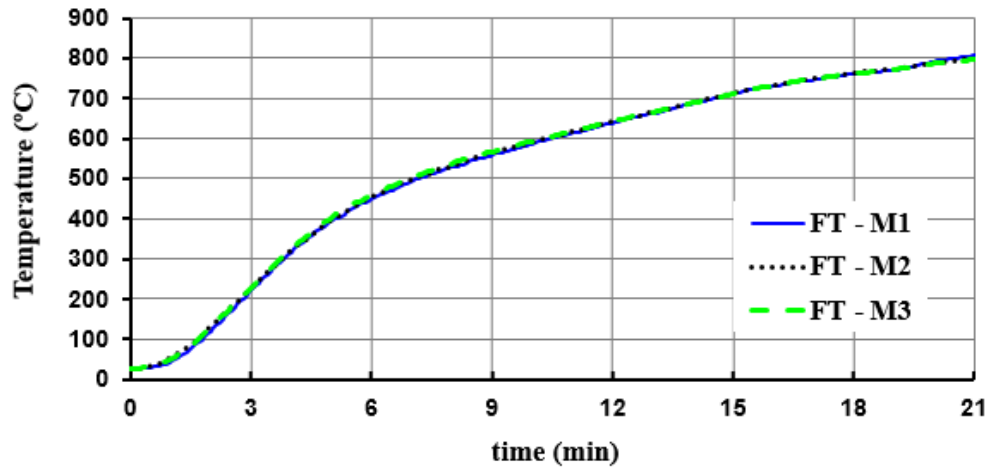


Figura C. 3 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.

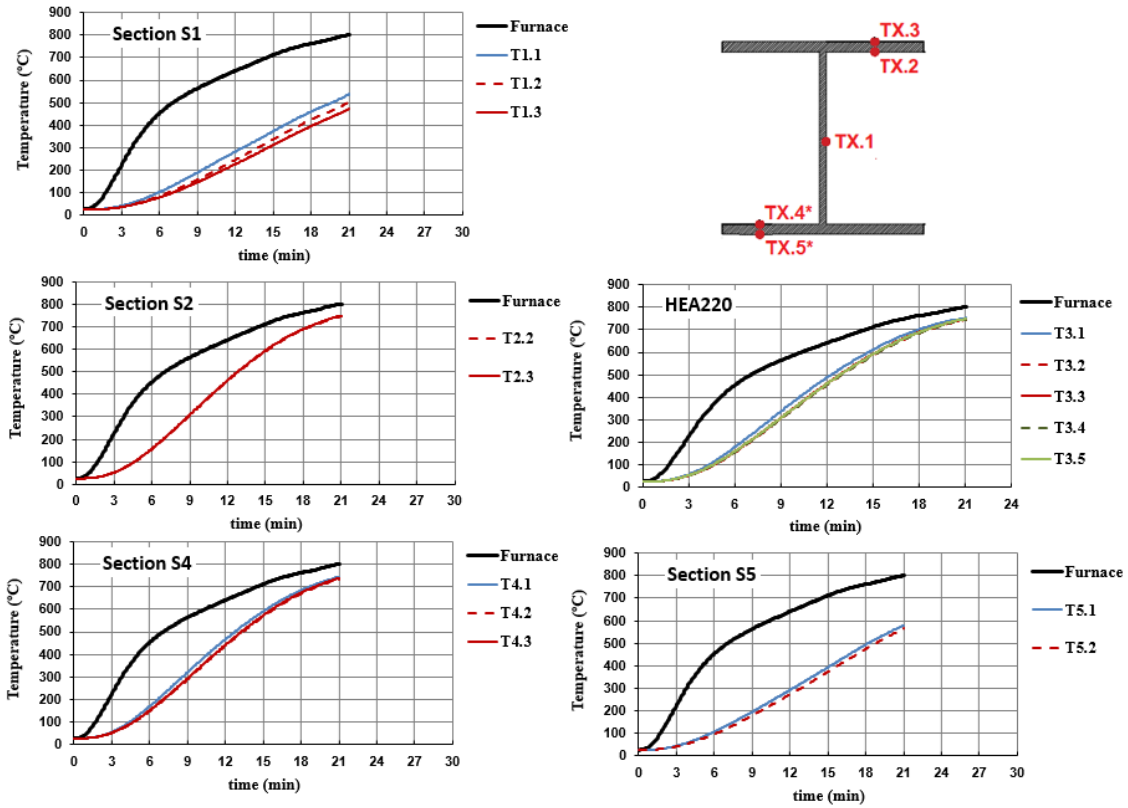


Figura C. 4 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.

### C.3 – Ensaio H100-ISO

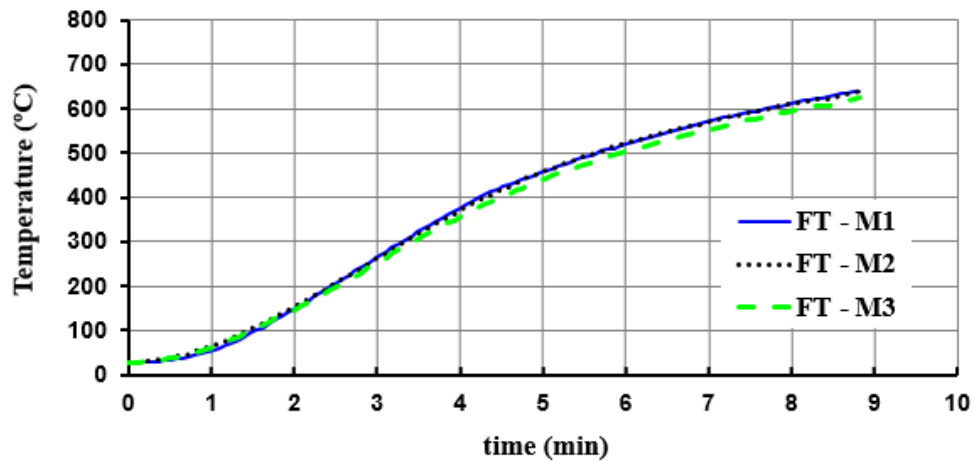


Figura C. 5 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.

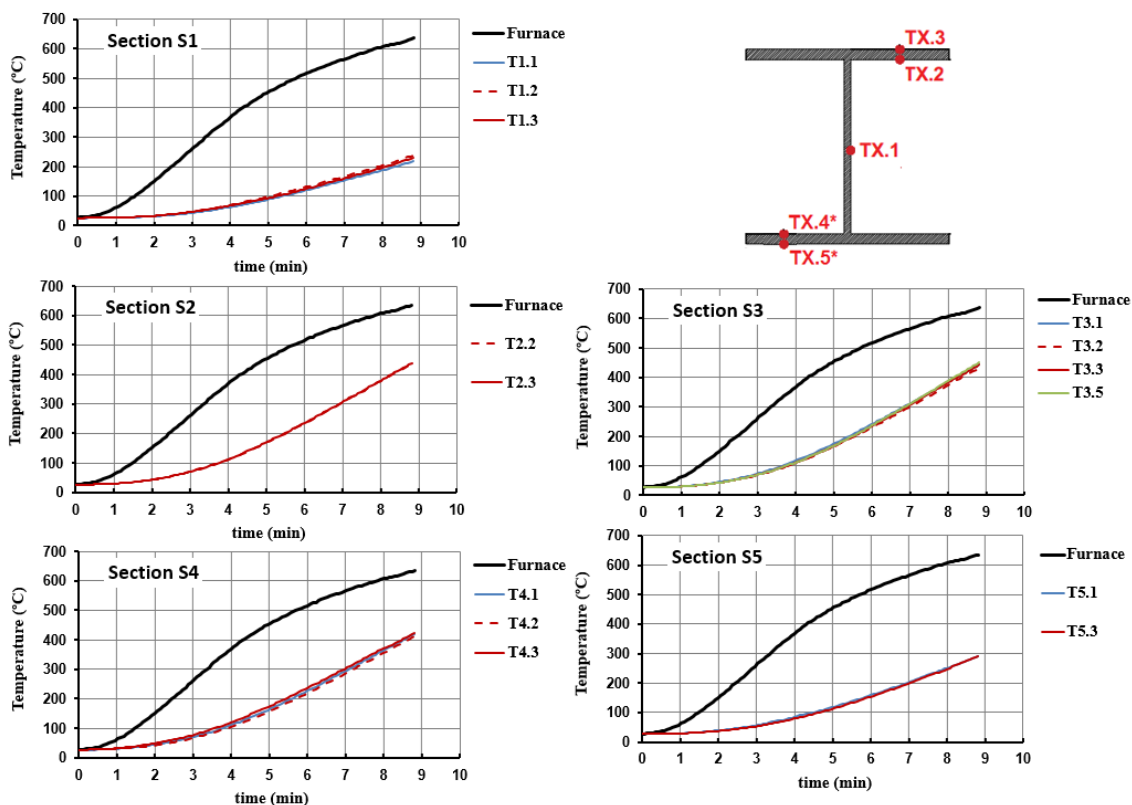


Figura C. 6 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.

### C.4 – Ensaio H100-ISO-FC70

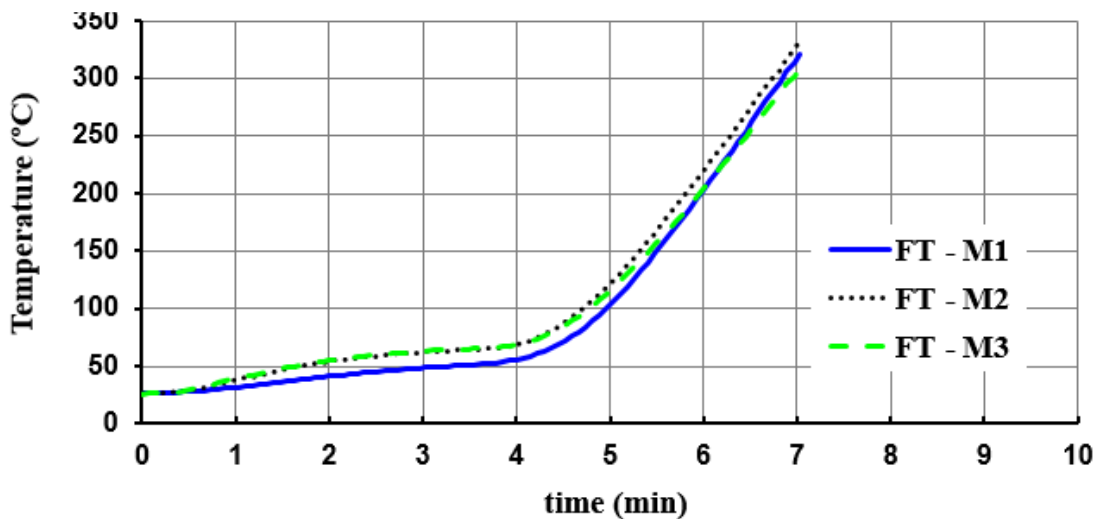


Figura C. 7 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.

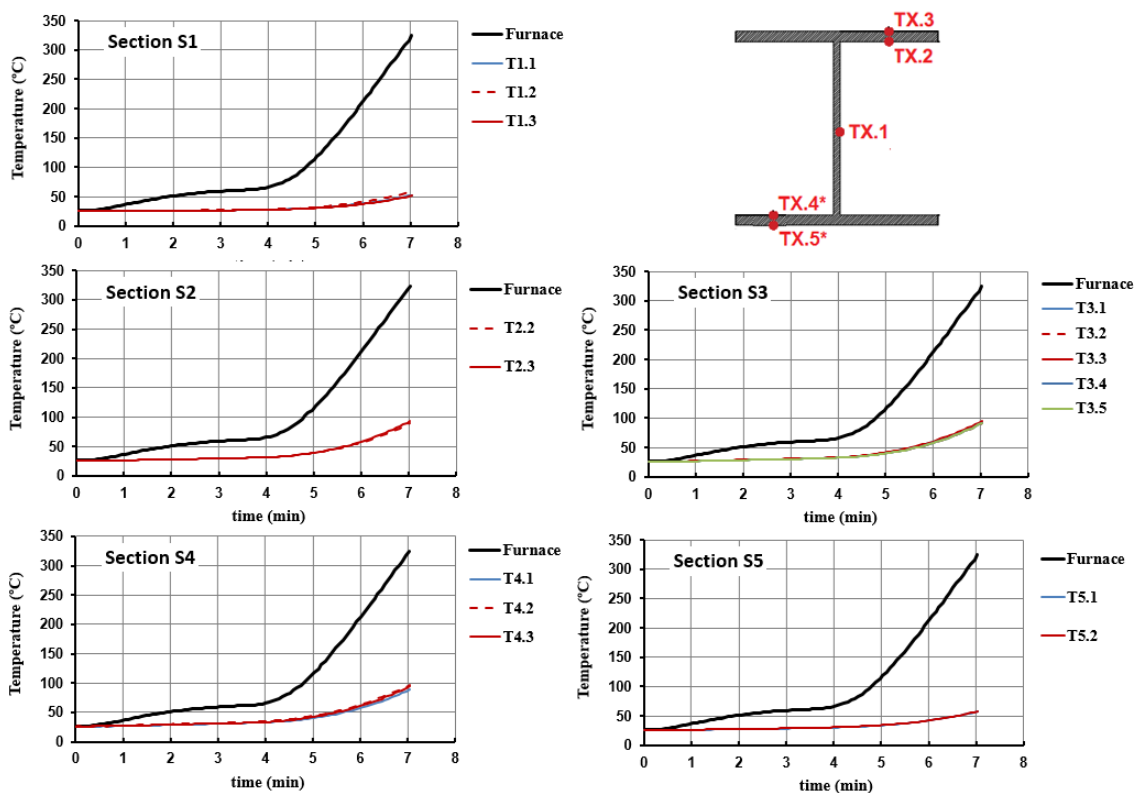


Figura C. 8 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.

### C.5 – Ensaio H100-PAR-T7

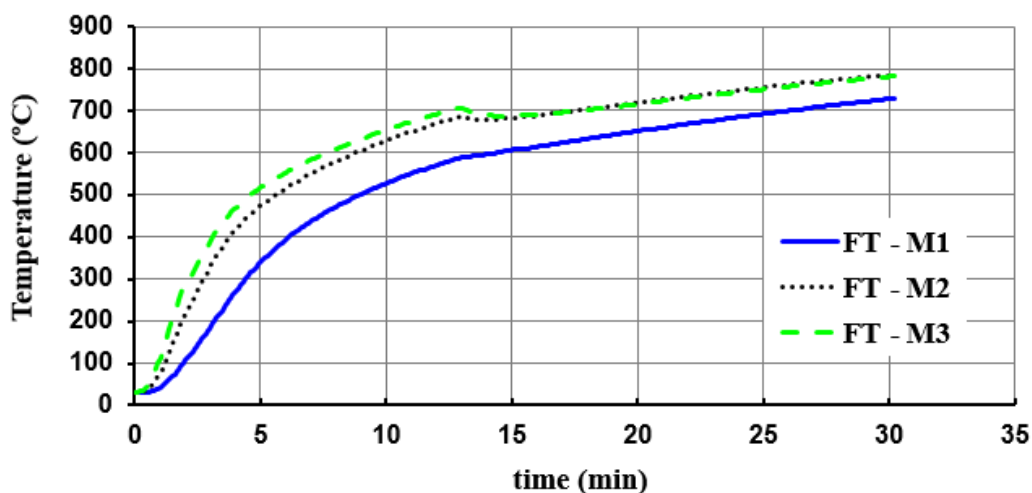


Figura C. 9 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.

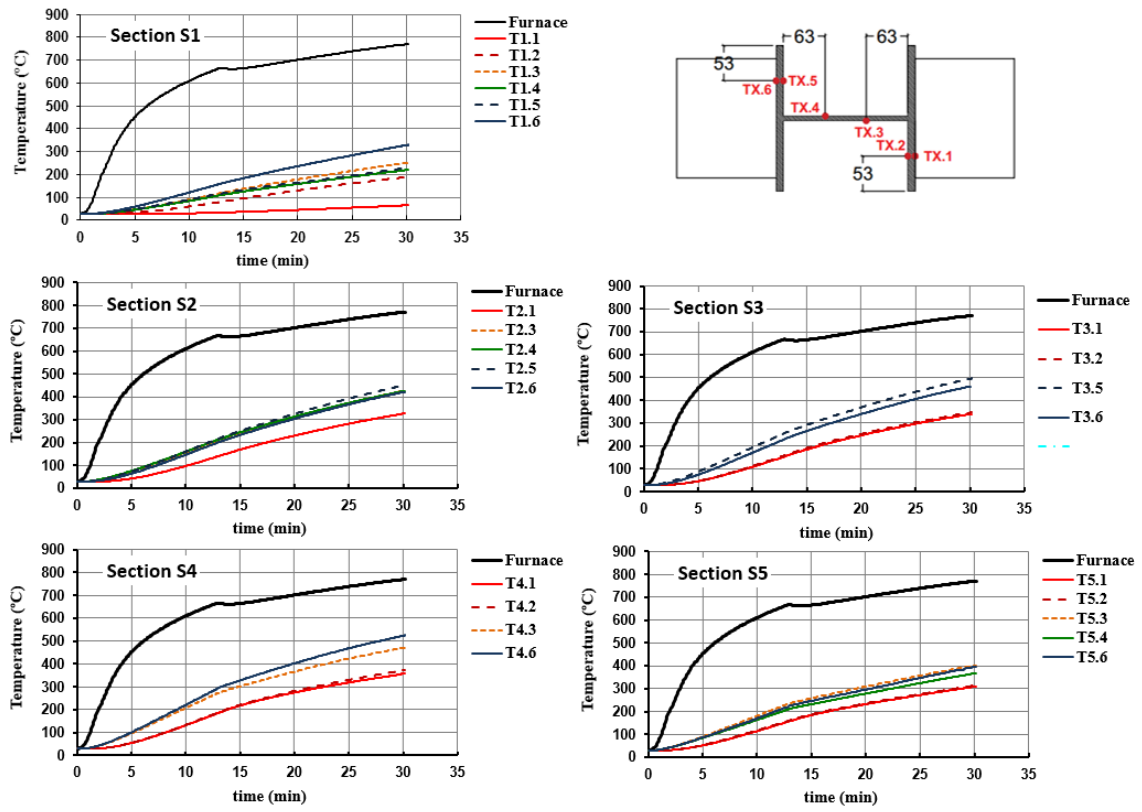


Figura C. 10 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.

**C.6 – Ensaio H100-ORT-T7**

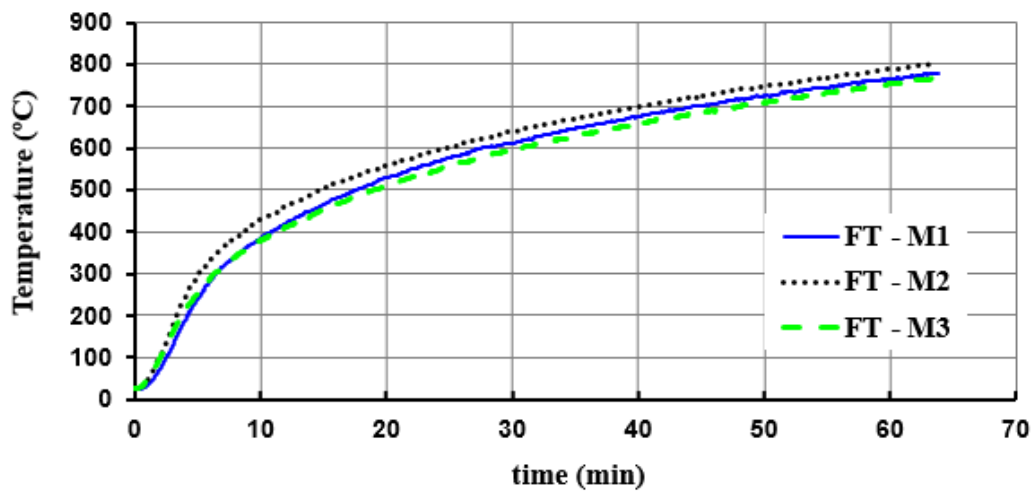


Figura C. 11 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.

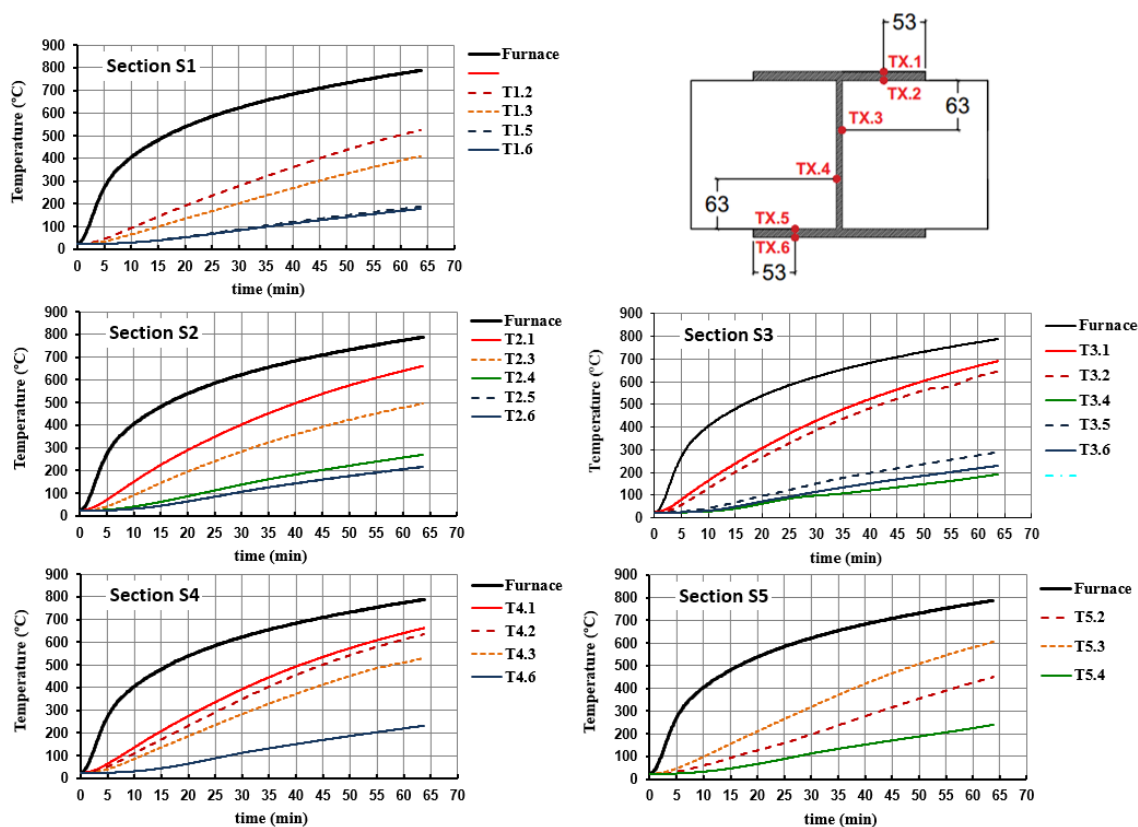


Figura C. 12 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.

### C.7 – Ensaio H220-CONC-PAR-T15

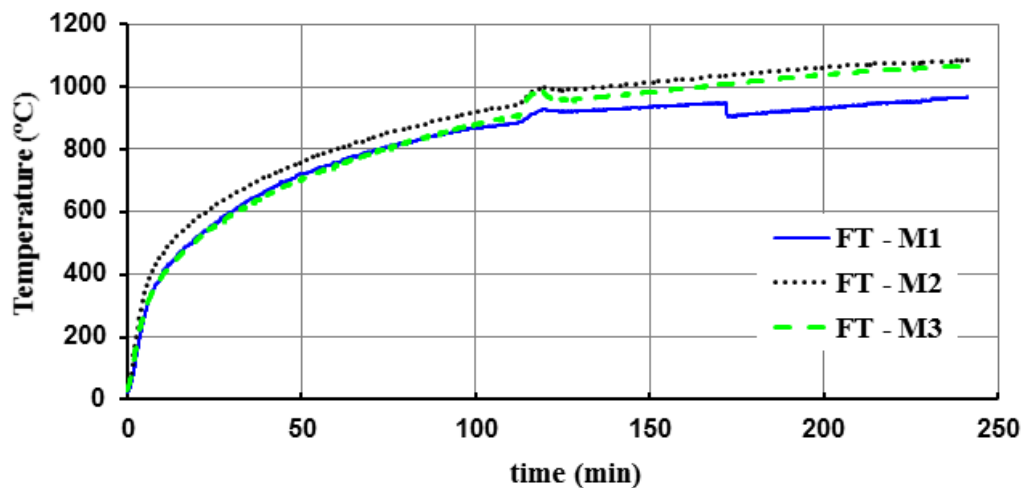


Figura C. 13 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.

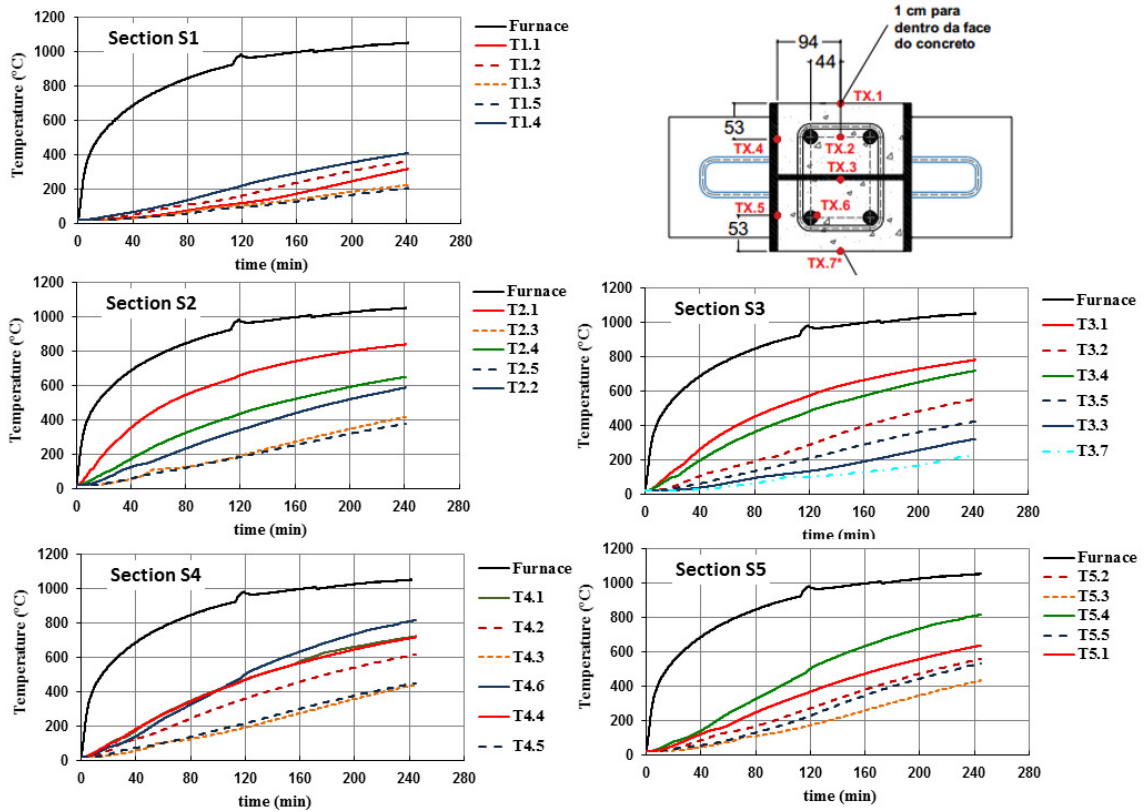


Figura C. 14 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.

**C.8 – Ensaio H220-CONC-ORT-T15**

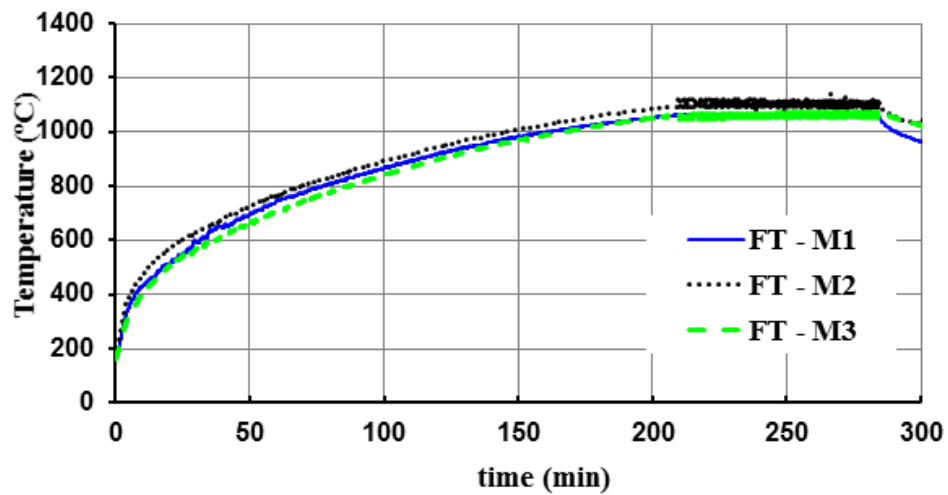


Figura C. 15 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.



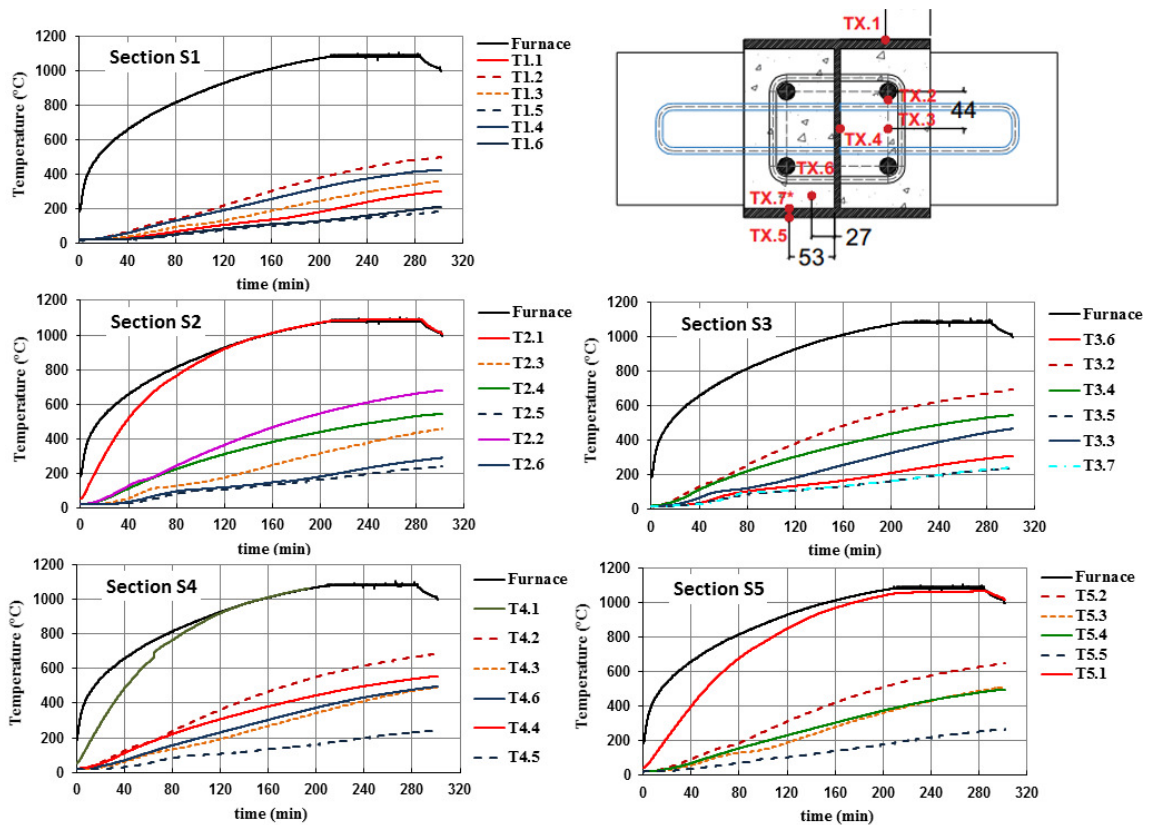


Figura C. 16 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.

### C.9 – Ensaio H220-CONC-PAR-T11

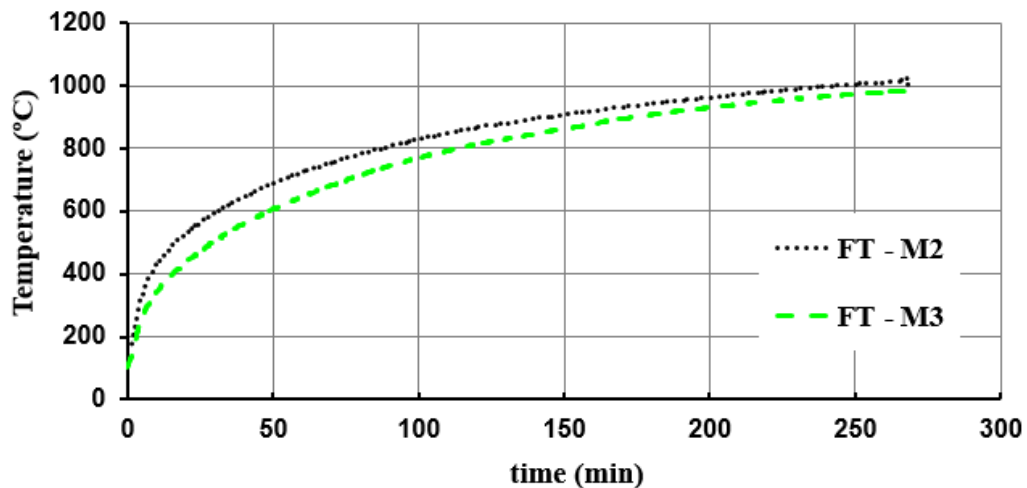


Figura C. 17 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.

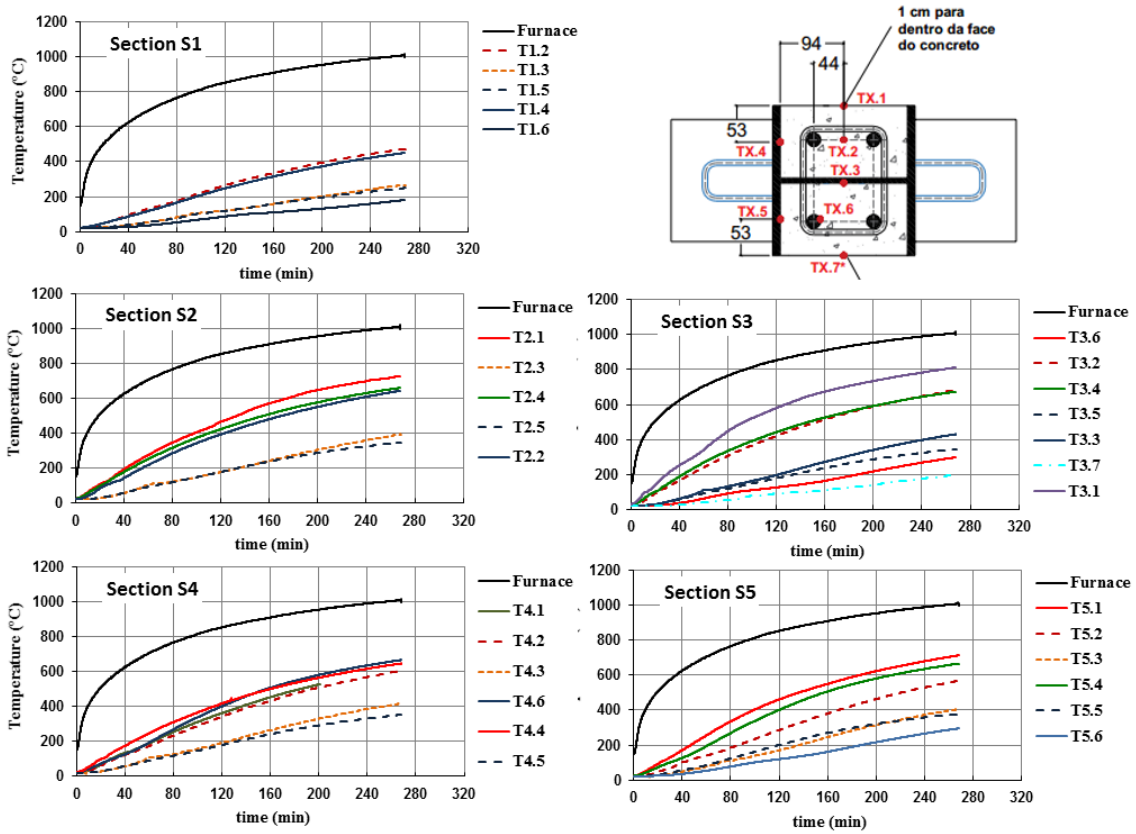


Figura C. 18 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.

**C.10 – Ensaio H220-CONC-ORT-T11**

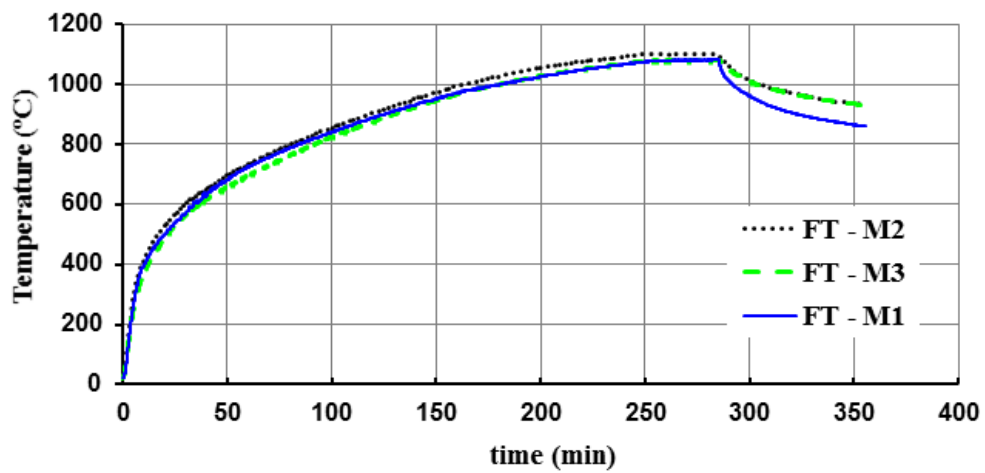


Figura C. 19 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.

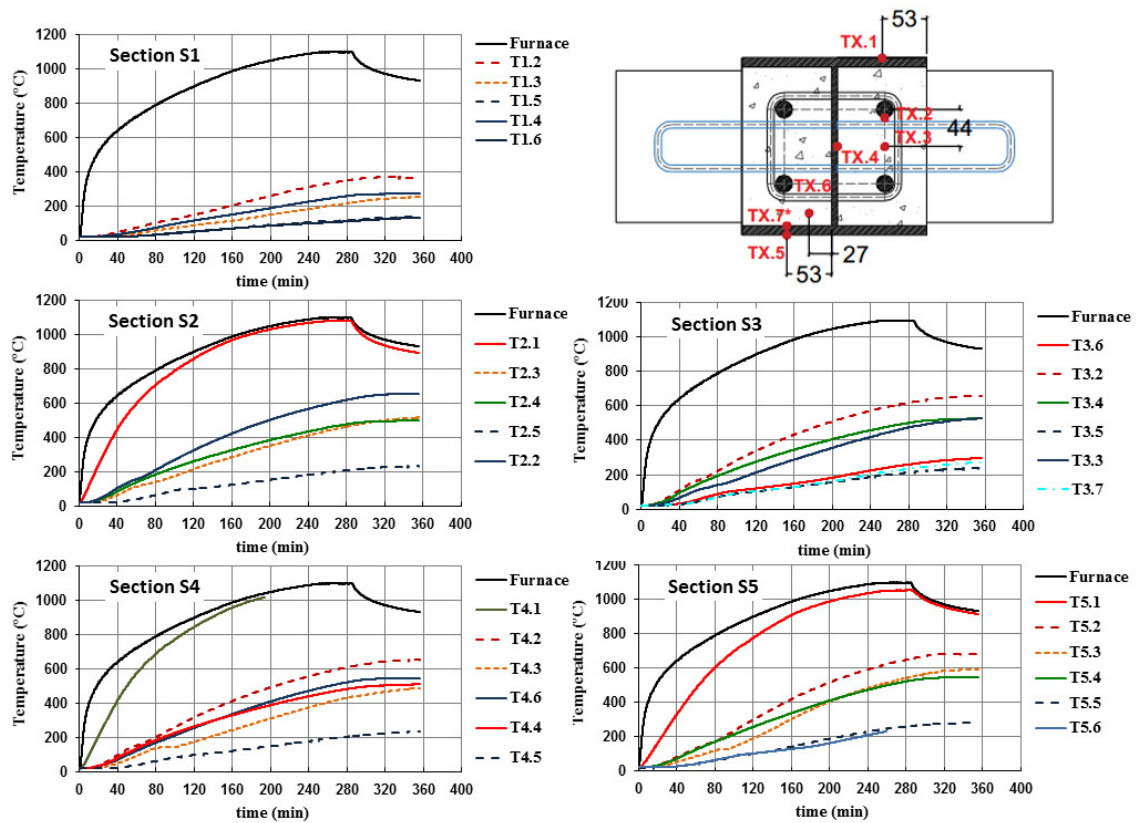


Figura C. 20 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.

### C.11 – Ensaio H220-PAR-T15

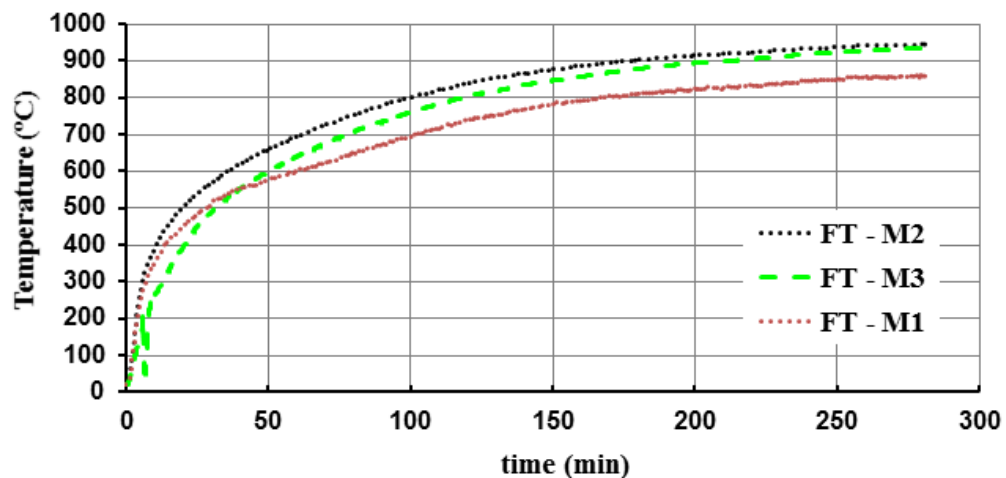


Figura C. 21 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.

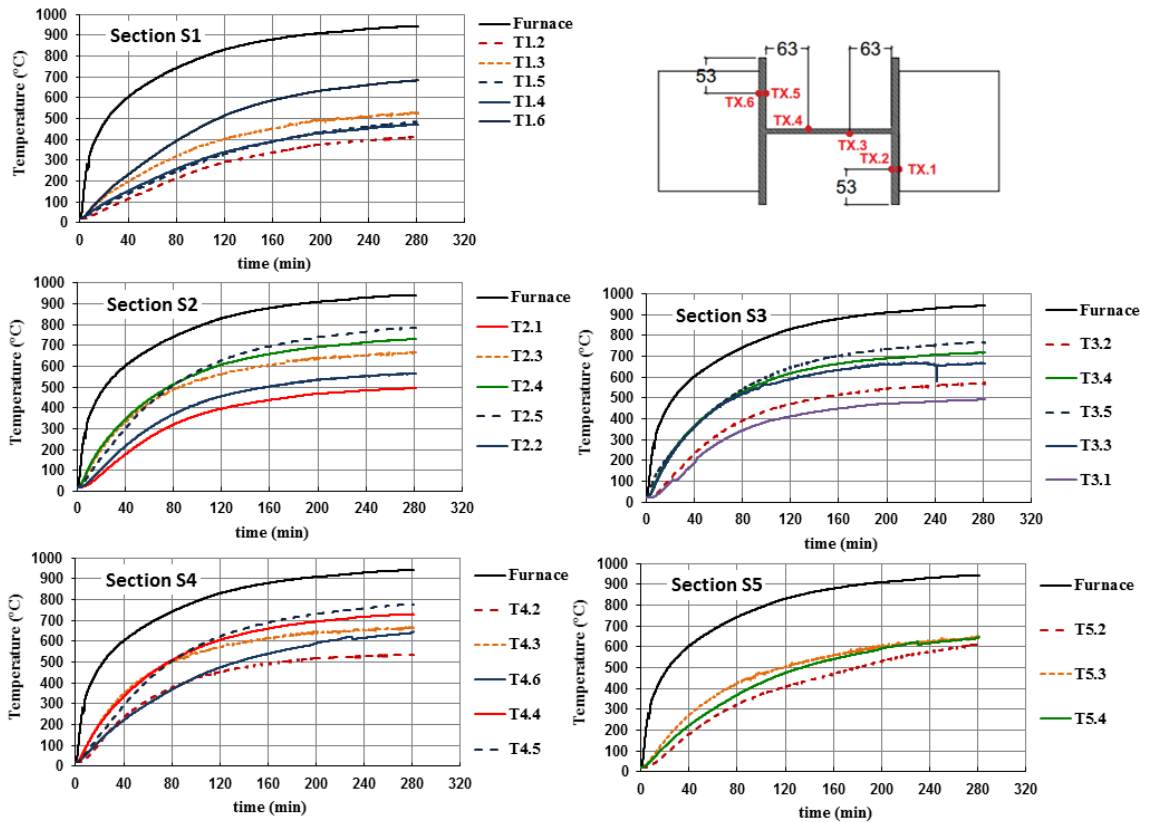


Figura C. 22 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.

**C.12 – Ensaio H220-ORT-T11**

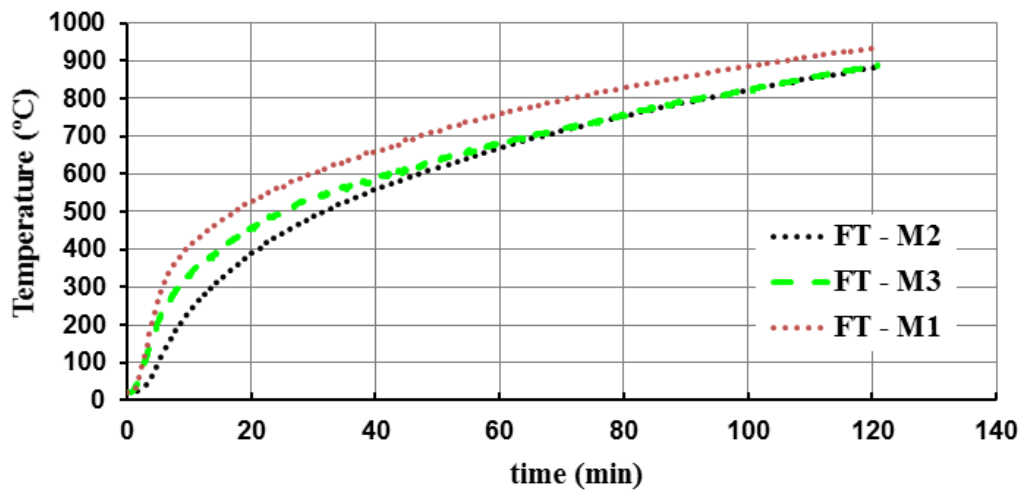


Figura C. 23 – Temperatura do forno em função do tempo em três posições diferentes.

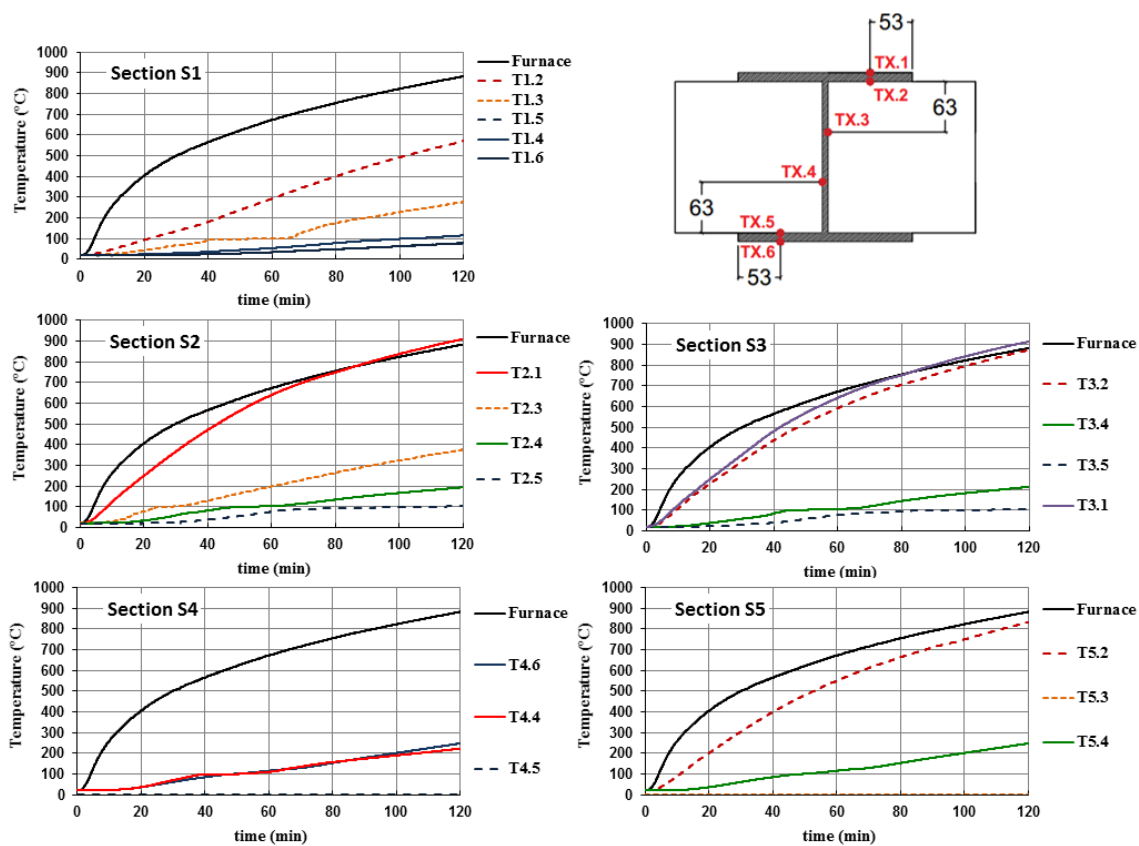


Figura C. 24 – Temperaturas nas cinco seções instrumentadas ao longo da altura do pilar.



## APÊNDICE D – ENSAIOS DE COMPRESSÃO EM CUBOS DE CONCRETO

Como visto no Capítulo 3, a concretagem dos pilares mistos foi realizada em duas etapas com um intervalo de aproximadamente 1 semana, sendo cada etapa referente à um lado do revestimento parcial dos perfis metálicos.

Durante a concretagem, foram moldados cubos de concreto para a determinação da sua resistência do concreto. Nas Figuras D.1 e D.2 são apresentados os ensaios de compressão dos cubos para o concreto de cada um dos lados do pilar, sendo que haviam três amostras para cada um deles.

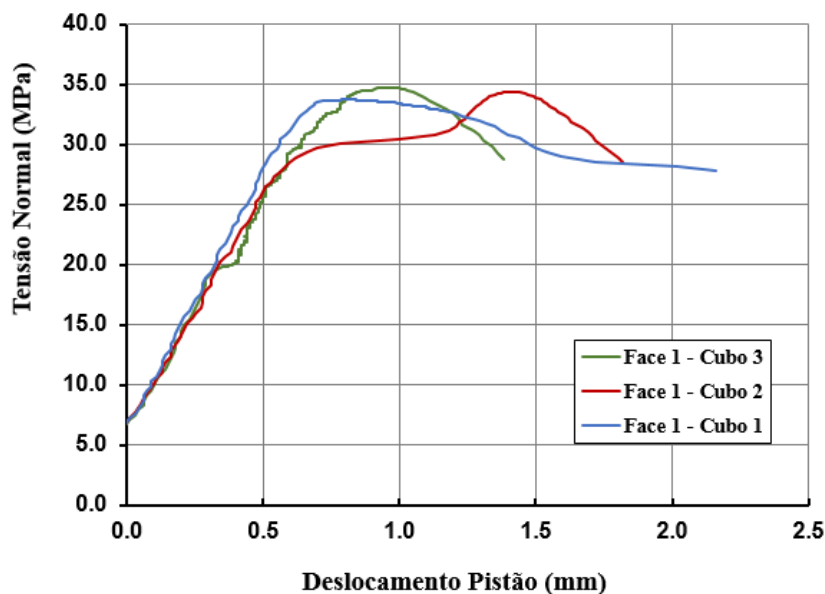


Figura D. 1 – Tensão Normal nos cubos em função do deslocamento do pistão para os cubos da face 1 dos pilares mistos.

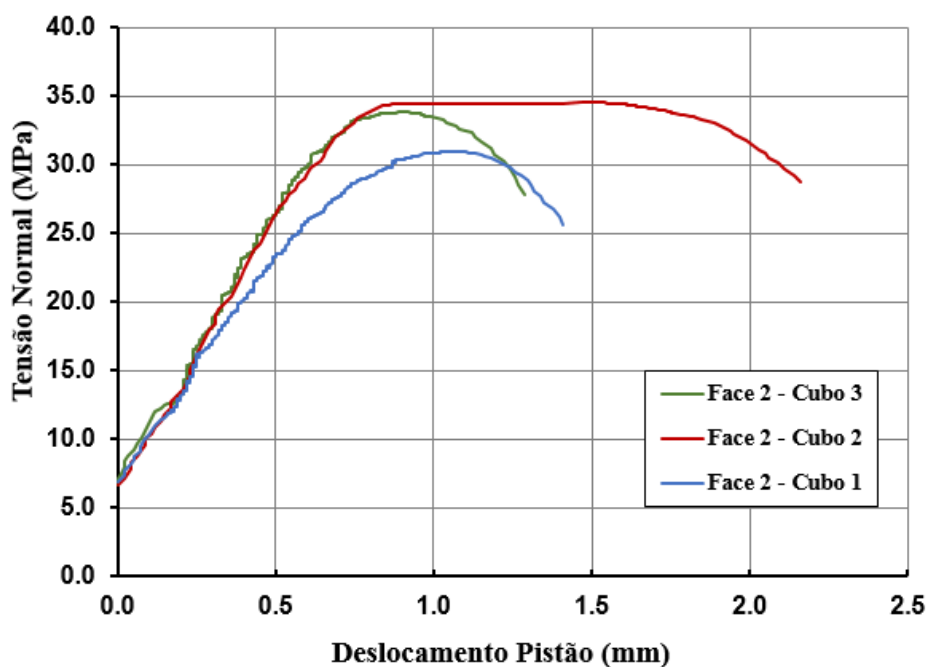


Figura D. 2 - Tensão Normal nos cubos em função do deslocamento do pistão para os cubos da face 2 dos pilares mistos.

Em função dos resultados apresentados nas Figuras D.1 e D.2, são apresentadas na Tabela D.1 as resistências à compressão para cada um dos cubos, e também a média de todos os resultados apresentados.

Tabela D.1 – Resumo dos ensaios de compressão dos cubos de concreto.

		$f_{ck}$ [MPa]	Média [MPa]	Média [MPa]
<b>Lado 1</b>	<b>Cubo 1</b>	33.75	34.30	<b>33.70</b>
	<b>Cubo 2</b>	34.40		
	<b>Cubo 3</b>	34.76		
<b>Lado 2</b>	<b>Cubo 1</b>	30.98	33.10	
	<b>Cubo 2</b>	34.50		
	<b>Cubo 3</b>	33.81		



## APÊNDICE E – ANÁLISES NUMÉRICAS COMPLEMENTARES

Durante o desenvolvimento da técnica de modelagem apresentada no Capítulo 4, diversos testes foram realizados para o melhor entendimento do comportamento estrutural dos pilares de aço e mistos inseridos em paredes em situação de incêndio. Neste Apêndice são apresentados alguns dos parâmetros analisados e os resultados obtidos que, por sua vez, justificaram as abordagens apresentadas no Capítulo 4.

### E.1 – Testes com o modelo utilizado para a modelagem do concreto nos elementos mistos.

Nas Figura E.1 e E.2 são apresentados os resultados para os ensaios H220-CONC-PAR-T15 e H220-CONC-ORT-T15 considerando o concreto com o modelo CONCRETE DAMAGED PLASTICITY e também apenas com as suas propriedades elásticas.

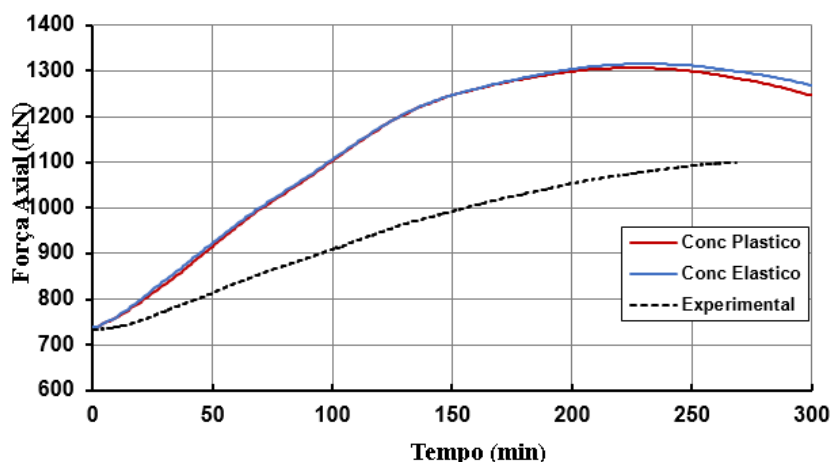


Figura E. 3 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos considerando o concreto plástico ou elástico.

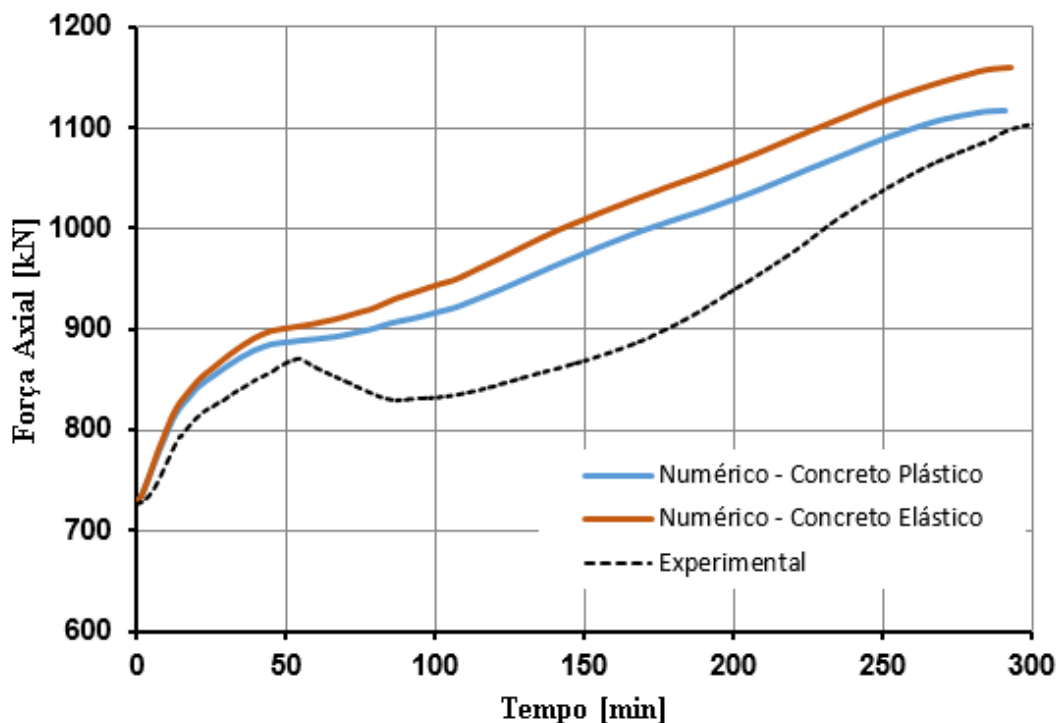


Figura E. 4 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos considerando o concreto plástico ou elástico.

## E.2 – Testes com a rigidez das molas posicionadas no sistema de restrição

A fim de ajustar a rigidez do sistema de restrição que não havia sido aferida experimentalmente, foram incluídas molas nas extremidades da vigas superiores deste sistema, como é apresentado na Figura E.3. Nas Figura E.4 a E.7 são apresentados os resultados obtidos para Força Axial e o Deslocamento Axial médio em comparação com os resultados experimentais quando se consideram molas com diferentes valores para a rigidez.

Foram aplicadas molas com rigidez de  $10^7$ ,  $10^8$  e  $10^9$  N/m<sup>2</sup>, de forma que este último valor representa também o caso do sistema de restrição sem molas e que teria os deslocamentos nos furos dos parafusos restringidos na etapa de aplicação do efeito térmico nas análises numéricas.

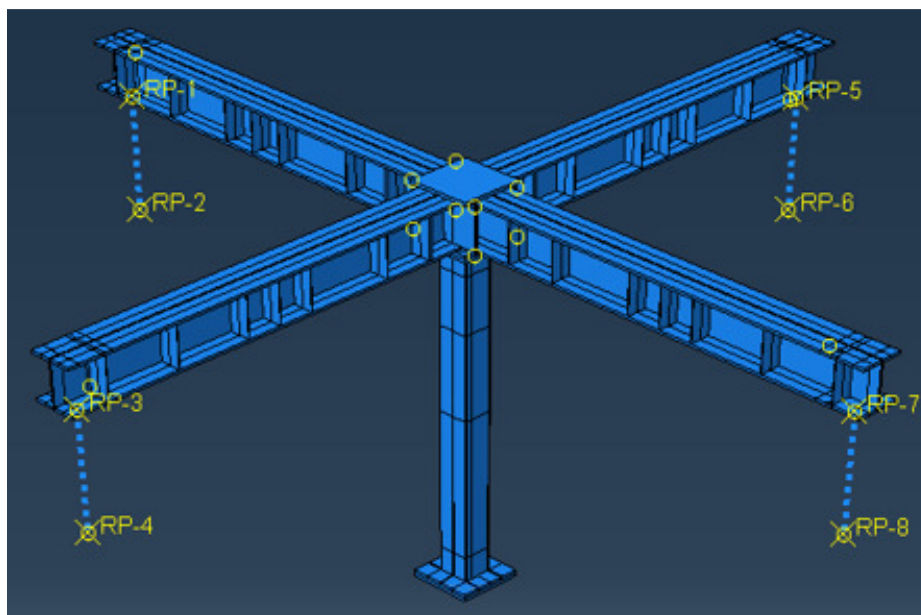


Figura E. 5 – Modelo numérico para o ensaio H220-CONC-ISSO com molas nas extremidades do sistema de restrição.

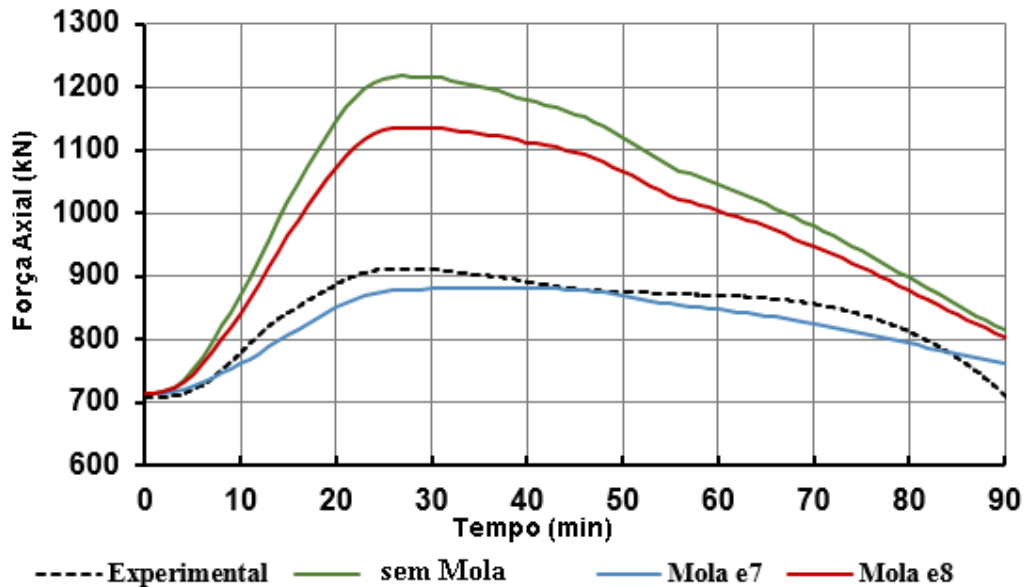


Figura E. 6 – Comparação das Forças Axiais para diferentes valores de rigidez das molas na extremidade do sistema de restrição para o ensaio H220-CONC-ISO.

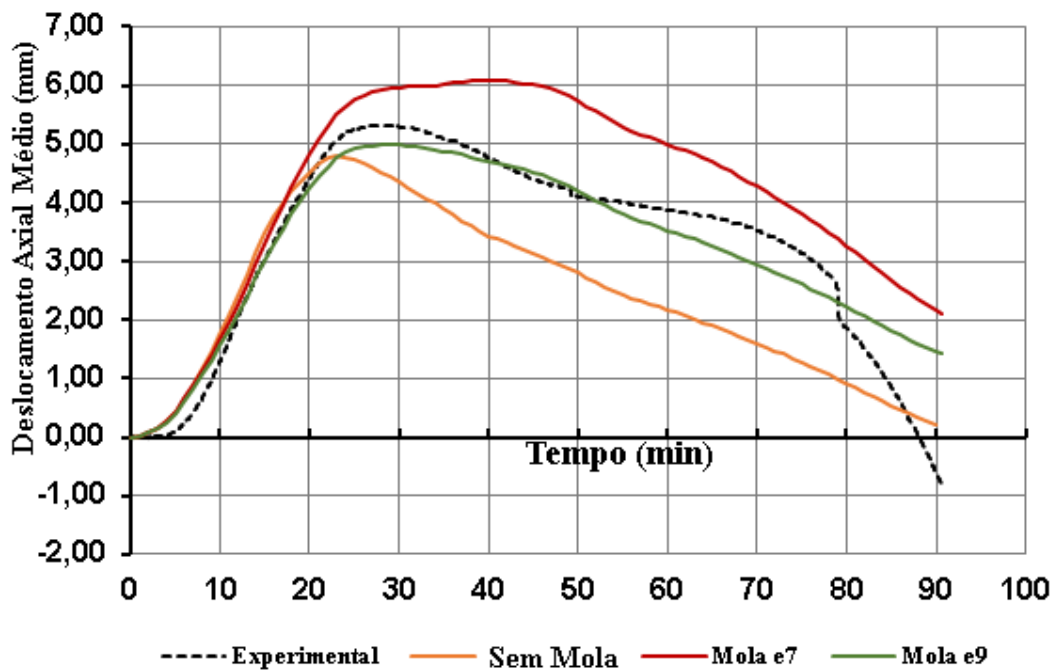


Figura E. 7 – Comparação dos deslocamentos axiais médios para diferentes valores de rigidez das molas na extremidade do sistema de restrição para o ensaio H220-CONC-ISO.

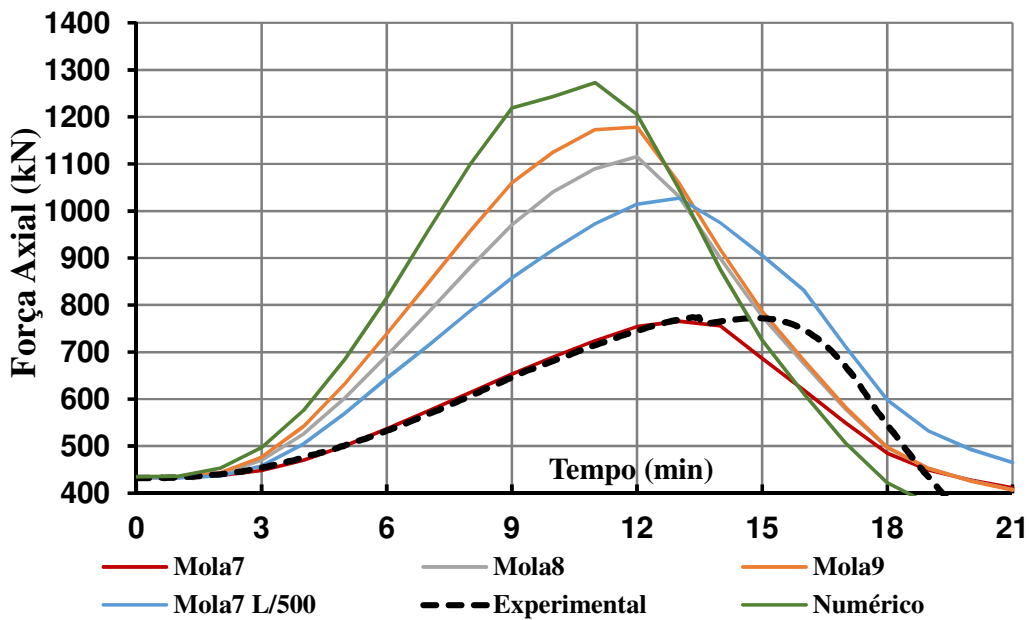


Figura E. 8 – Comparação das Forças Axiais para diferentes valores de rigidez das molas na extremidade do sistema de restrição para o ensaio H220-ISO.

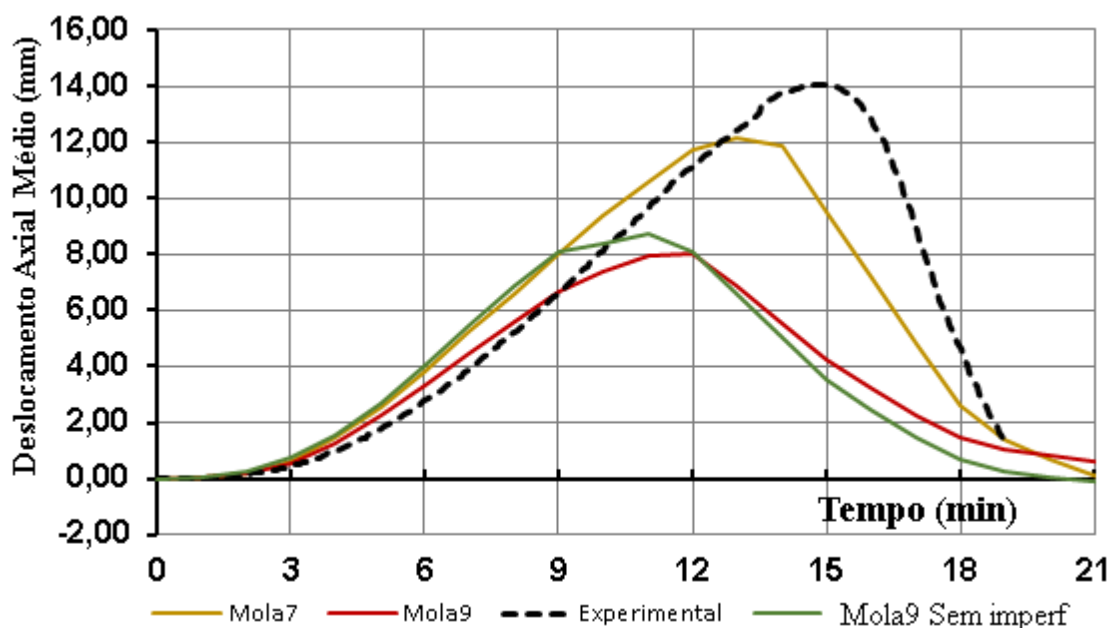


Figura E. 9 – Comparação dos deslocamentos axiais médios para diferentes valores de rigidez das molas na extremidade do sistema de restrição para o ensaio H220-ISO.

### E.3 – Testes com a magnitude das imperfeições geométricas iniciais

Por fim, foram testados valores de  $L/1000$ ,  $L/500$  e  $L/200$  para as imperfeições geométricas iniciais. Nos modelos sem paredes, as imperfeições foram testadas nos eixos de maior e menor inércia, enquanto que no caso dos pilares com paredes as imperfeições foram inseridas para os lados expostos e não expostos à ação térmica.

Na Figura E.8 são apresentados os resultados para o modelo correspondente ao ensaio H220-CONC-ISO, enquanto que nas Figuras E.9 e E.10 são apresentados os resultados para o ensaio H220-ISO, aplicando as imperfeições nos eixos de maior e menor inércia, respectivamente.

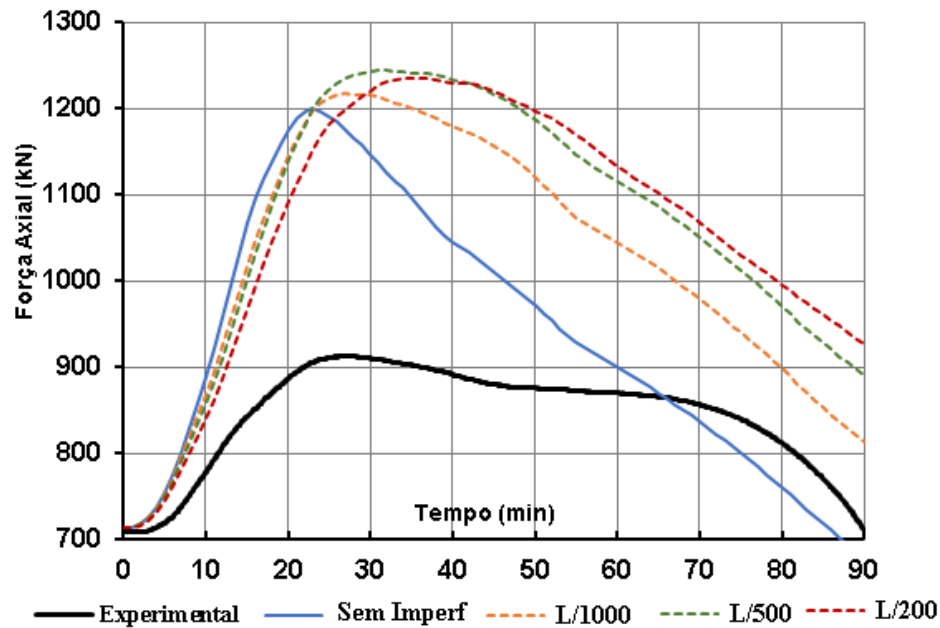


Figura E. 10 – Força axial desenvolvida nos pilares para diversos valores de imperfeição geométrica inicial no eixo de menor inércia para o ensaio H220-CONC-ISO.

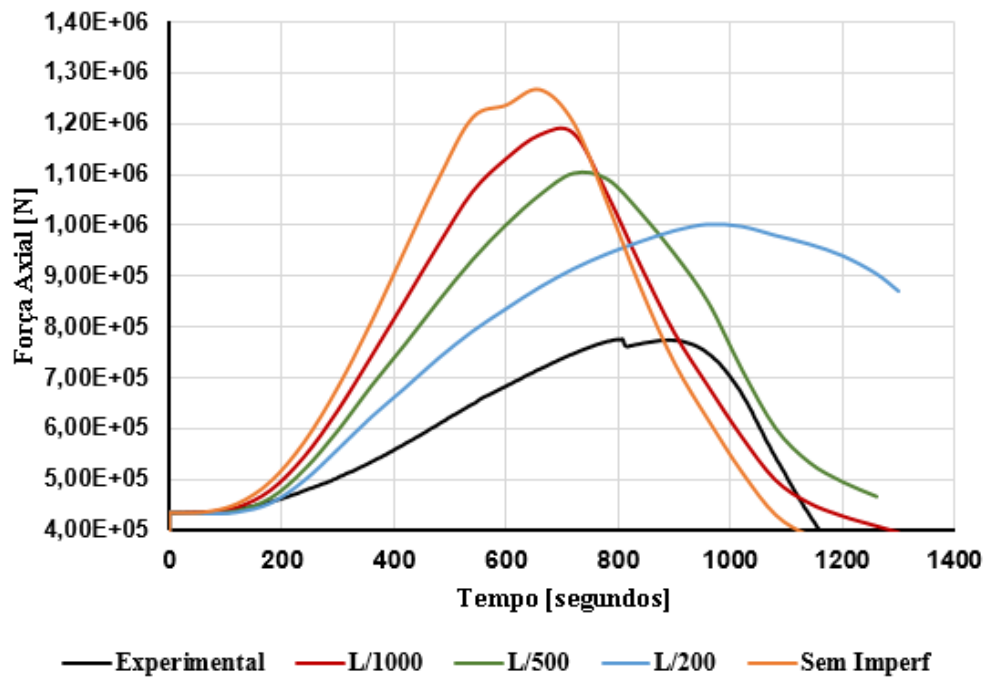


Figura E. 11 – Força axial desenvolvida nos pilares para diversos valores de imperfeição geométrica inicial no eixo de maior inércia para o ensaio H220-ISO.

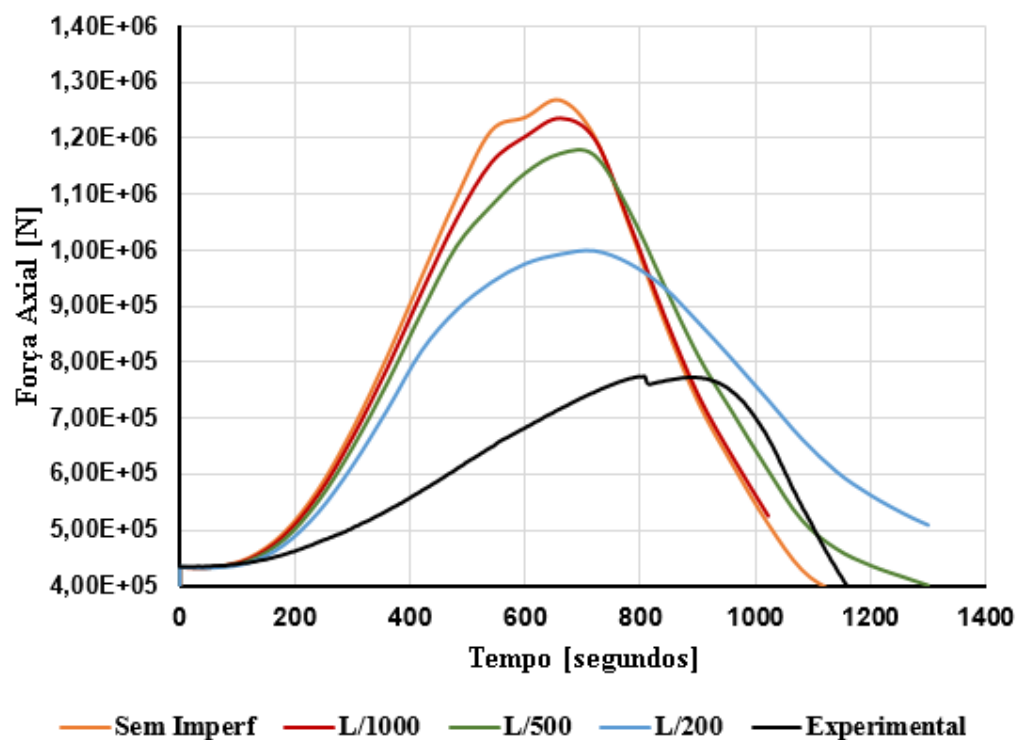


Figura E. 12 – Força axial desenvolvida nos pilares para diversos valores de imperfeição geométrica inicial no eixo de menor inércia para o ensaio H220-ISO.





## APÊNDICE F – PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS DE INTERESSE

A seguir são apresentadas as principais propriedades físicas que foram utilizadas nas análises termoestruturais do presente trabalho, de acordo com as prescrições das normas brasileiras e dos EUROCODES de interesse. Em KIMURA (2009) é ressaltado que as propriedades térmicas e mecânicas descritas nas normas brasileiras só são aplicáveis para os tipos de aço descritos na ABNT NBR 8800:2008 e na ABNT NBR 14762:2010. O mesmo vale para o concreto, no qual só poderá ser aplicada a norma ABNT NBR 15200:2004 se os cálculos estruturais estiverem de acordo com a ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 7187, para concretos armado e protendido, respectivamente. Vale ressaltar que os comentários aqui apresentados também estão descritos em ROCHA (2012).

### F.1. Aço

As propriedades mecânicas e térmicas do aço, em função da temperatura, são encontradas nas normas específicas do material aço, como é o caso do EUROCODE 3 Part 1.2, e também nas normas que contemplam materiais mistos de aço e concreto, como é o caso do EUROCODE 4 Part 1.2 e da ABNT NBR 14323:1999. Ao longo dessa seção serão relatadas as semelhanças e diferenças no que concerne às considerações sobre as propriedades físicas do aço.

#### *F.1.1. Propriedades Térmicas*

##### **Condutividade Térmica**

A condutividade térmica é a capacidade do material em conduzir calor. A variação da condutividade térmica com a temperatura (expressa em  $W/m^{\circ}C$ ) pode ser dada por meio da equação F.1, nos intervalos de temperatura descritos nas equações F.1. Estes valores estão de acordo tanto com a ABNT NBR 14323:1999 quanto com o EUROCODE 4. Porém, os itens

5.1.2 da norma brasileira e 3.3.1(9) do EUROCODE 4 Part 1.2 trazem um valor simplificado para a condutividade térmica, assumindo  $\lambda_a=45 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ , independente da temperatura do material. A variação da condutividade térmica do aço pode ser visto em forma gráfica na Figura F.1.

$$\lambda_a = 54 - \frac{\theta_a}{30}; \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C} \quad (F.1)$$

$$\lambda_a = 27,3; \quad \theta_a \geq 800^\circ\text{C}$$

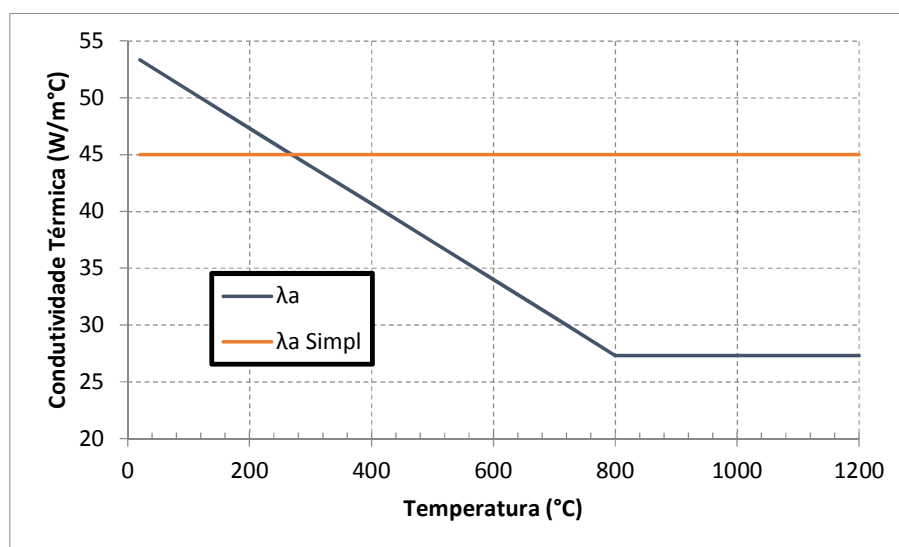


Figura F.1 - Condutividade Térmica do Aço

### Calor Específico e Capacitância

O calor específico é definido como a quantidade de calor necessária para elevar de um grau a temperatura de uma unidade de massa de um material. A capacitância possui o mesmo significado, mas relativo ao aumento de temperatura em uma unidade de volume. A variação do calor específico do aço em função da temperatura do material, é dado na expressão F.2, com  $c_a$  em  $\text{J/kg}^\circ\text{C}$ .

$$c_a = 425 + 0,773\theta_a - \frac{1,69}{10^3}\theta_a^2 + \frac{2,22}{10^6}\theta_a^3; \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C}$$

$$c_a = 666 - \frac{13002}{\theta_a - 738}; \quad 600^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 735^\circ\text{C} \quad (F.2)$$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} ; \quad 735^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 900^\circ\text{C}$$

$$c_a = 650 ; \quad 900^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Novamente, as normas citadas ABNT NBR 14323:1999 e o EUROCODE 4 Part 1.2, apresentam uma simplificação de valores, tomando o calor específico com o valor constante de  $c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ , independente da temperatura do aço. Tais valores são utilizados para a obtenção da capacitância ( $C_{p,a}$ ) do material, dada em  $\text{J/m}^3\text{C}$ , que é obtida pela expressão F.3, assumindo a densidade do aço com o valor de  $7850 \text{ kg/m}^3$ .

$$C_{p,a} = \rho \cdot c_a = 7850 \cdot c_a \quad (F.3)$$

Nas figuras F.2 e F.3, pode ser vista de forma gráfica a variação do calor específico e da capacitância em função da temperatura.

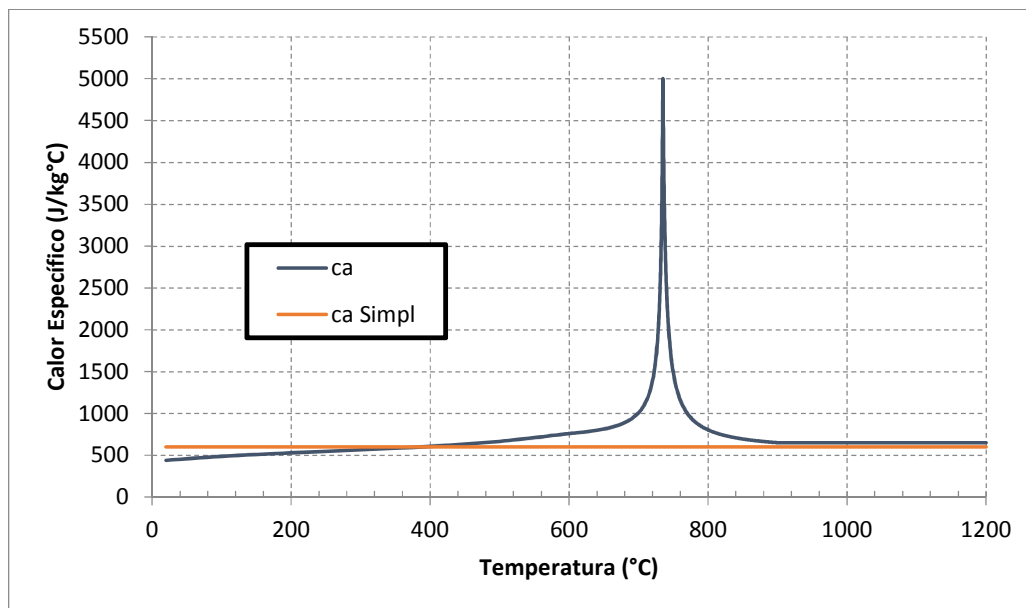


Figura F.2 - Calor Específico do Aço.

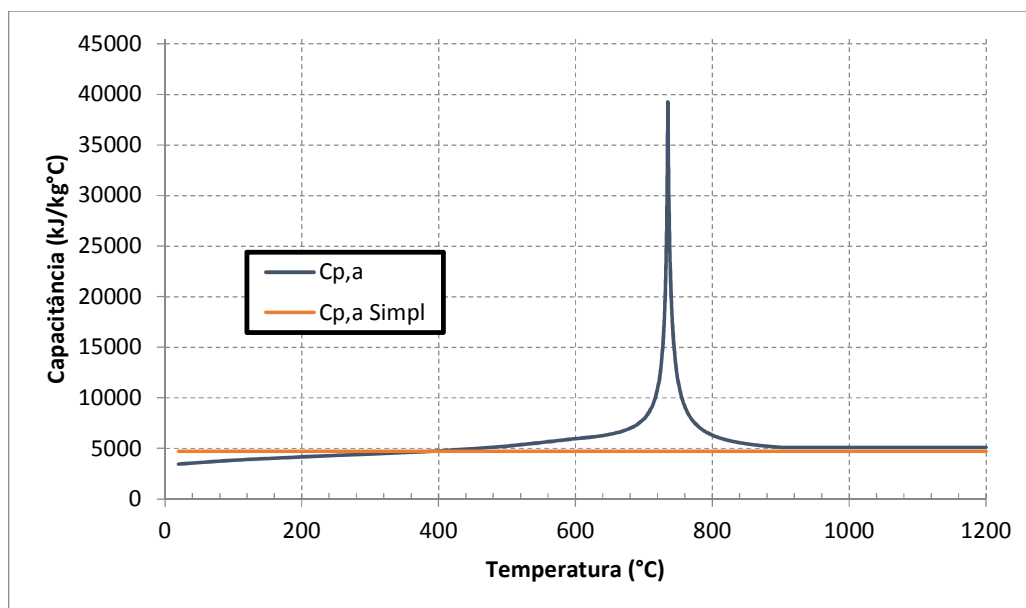


Figura F.3 - Capacitância do Aço.

### Alongamento Térmico

Devido ao aumento de temperatura durante um incêndio os materiais podem sofrer expansões significativas, introduzindo tensões que podem ser nocivas à estrutura. Estas expansões são quantificadas pelo alongamento térmico que também é função da temperatura do material.

Assumindo uma barra unidimensional com comprimento  $l$ , que sofre uma expansão de intensidade  $\Delta l$ , o alongamento é dado pela relação entre essas duas grandezas de acordo com a seguinte configuração:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta l}{l} &= 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4}; & 20^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 750^\circ\text{C} \\ \frac{\Delta l}{l} &= 1,1 \times 10^{-2}; & 750^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 860^\circ\text{C} \quad (F.4) \\ \frac{\Delta l}{l} &= 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3}; & 860^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Também, por simplificação, as normas apresentam uma relação linear para a propriedade, mas que ainda é função da temperatura do material:

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (F.5)$$

Na figura F.4 é possível observar o comportamento do alongamento térmico em função da temperatura, sendo esta uma grandeza adimensional.

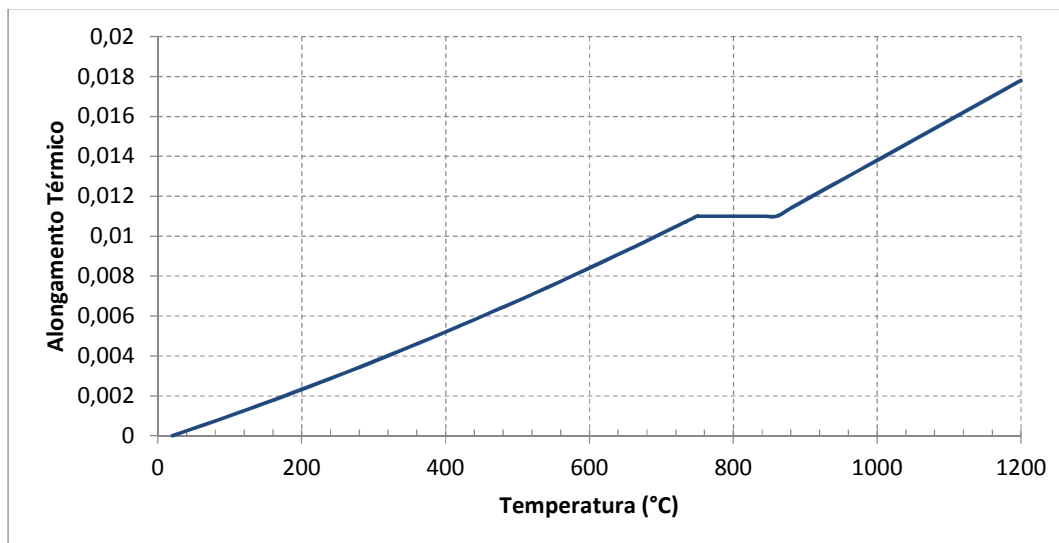


Figura F.4 - Alongamento Térmico do Aço

### ***F.1.2. Propriedades Mecânicas***

Além das propriedades térmicas do aço, também é importante o conhecimento da relação constitutiva do material e como ela se comporta com o aumento da temperatura. De maneira geral, sabe-se que tanto a resistência ao escoamento quanto o módulo de elasticidade são penalizados com o aumento de temperatura, mas a quantificação dessa redução é dada por coeficientes de redução específicos para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade.

A norma brasileira ABNT NBR 14323:1999 apresenta os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade para os perfis de aço laminados e também para os aços trefilados. Vale Lembrar novamente que as propriedades descritas na ABNT NBR 14323:1999 são aplicáveis somente para os perfis compatíveis com a ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010, caso contrário, deverão ser feitos ensaios para a determinação das propriedades do material em questão.

Já o EUROCODE 4 Part 1.2 traz os mesmos coeficientes de redução dos aços laminados encontrados na norma brasileira ( $k_{y,\theta}$  e  $k_{E,\theta}$ ), mas adiciona fatores de redução relativos ao limite de proporcionalidade ( $k_{p,\theta}$ ) e à tensão última para os casos nos quais se consideram os

efeitos de Strain Hardening que ocorre quando algum tipo de instabilidade local é prevenido, devido à ação do concreto da estrutura mista; mas só deve ser considerado se a análise a ser feita for baseada em modelos avançados de cálculo e se provado que tais instabilidades não irão ocorrer.

Na figura F.5 é apresentado o modelo constitutivo adotado pelo EUROCODE 4 Part 1.2 para os perfis de aço laminados em uma determinada temperatura  $\theta$  e cuja taxa de aquecimento esteja entre 2 e 50 °C/min.

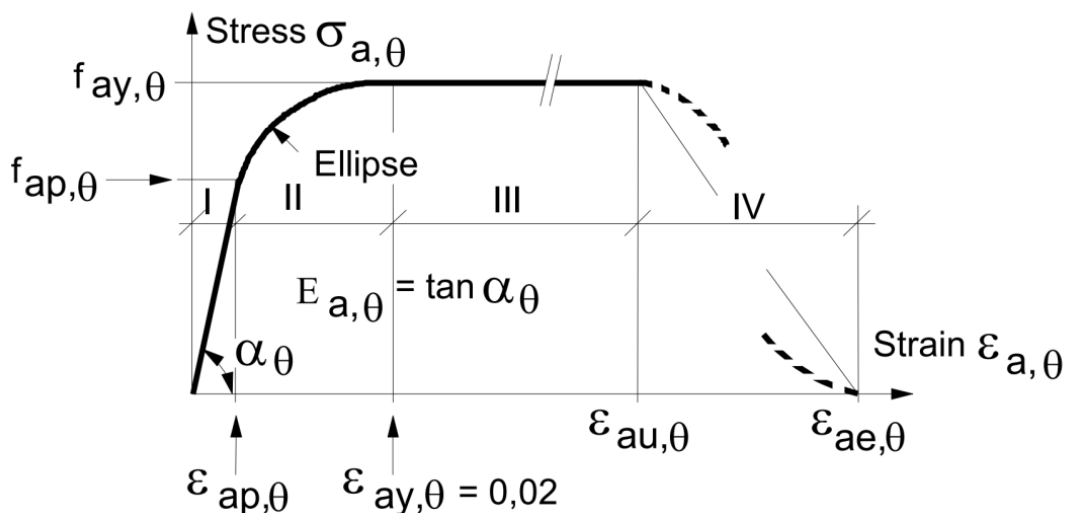


Figura F.5 - Modelo constitutivo do aço apresentado no EUROCODE 4 Part 1.2, EN 1994-1-2:2005

Sendo as variáveis apresentadas relativas à:

- $f_{ay,\theta}$  - Resistência ao escoamento
- $f_{ap,\theta}$  - Limite de proporcionalidade
- $E_{a,\theta}$  - Inclinação do trecho elástico, Módulo de Elasticidade na fase elástica
- $\epsilon_{ap,\theta}$  - Deformação relativa ao limite de proporcionalidade
- $\epsilon_{ay,\theta}$  - Deformação de escoamento
- $\epsilon_{au,\theta}$  - Deformação limitante para a resistência ao escoamento
- $\epsilon_{ae,\theta}$  - Deformação última

Os pontos de interesse do modelo constitutivo são encontrados a partir das expressões apresentadas na tabela F.1, e de fatores de redução para a resistência ao escoamento ( $k_{y,\theta}$ ),

limite de proporcionalidade ( $k_{p,\theta}$ ) e módulo de elasticidade ( $k_{E,\theta}$ ) conforme a tabela F.2, figura F.6 e equações F.6 a F.9.

Tabela F.1 - Parâmetros Referentes ao Modelo Constitutivo do Aço, EN 1994-1-2:2005

	<b>Tensão</b>	<b>Módulo de Elasticidade</b>
$\varepsilon < \varepsilon_{ap,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{ap,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{ay,\theta}$	$f_{ap,\theta} - c + \left(\frac{b}{a}\right) \left[ a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon)}{a \left[ a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{ay,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0
$\varepsilon_{au,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{ae,\theta}$	$f_{ay,\theta} \left[ 1 - (\varepsilon - \varepsilon_{au,\theta}) / (\varepsilon_{ae,\theta} - \varepsilon_{au,\theta}) \right]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{ae,\theta}$	0,00	-
Parâmetros	$\varepsilon_{ap,\theta} = f_{ap,\theta} / E_{a,\theta}$ $\varepsilon_{ay,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{au,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{at,\theta} = 0,20$	
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = c(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	

Nas equações em questão,  $f_y$  e  $E_a$  são, respectivamente, a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade à temperatura igual a 20°C.

$$\bullet \quad k_{y,\theta} = f_{ay,\theta} / f_y \quad (F.6)$$

$$\bullet \quad k_{p,\theta} = f_{ap,\theta} / f_y \quad (F.7)$$

$$\bullet \quad k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a \quad (F.8)$$

$$\bullet \quad k_{u,\theta} = f_{au,\theta} / f_{ay} \quad (F.9)$$

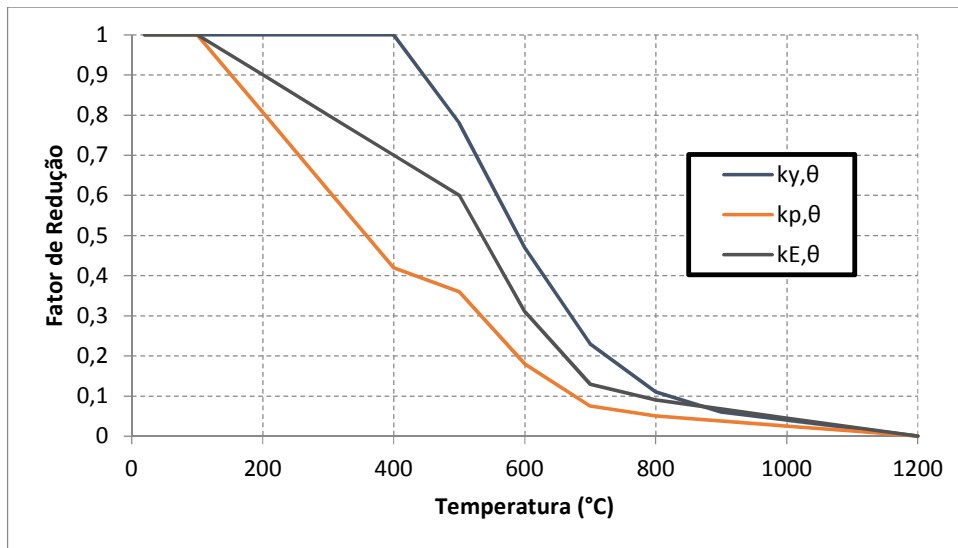


Figura F.6 - Fatores de Redução para o modelo constitutivo do aço em função da temperatura

Tabela F.2 - Fatores de Redução para o Aço em temperaturas elevadas, EN 1994-1-2:2005

<b>Temperatura (<math>T_a</math>)</b>	<b><math>k_{y,\theta}</math></b>	<b><math>k_{p,\theta}</math></b>	<b><math>k_{E,\theta}</math></b>	<b><math>k_{u,\theta}</math></b>
<b>20°C</b>	1	1	1	1,25
<b>100°C</b>	1	1	1	1,25
<b>200°C</b>	1	0.807	0.9	1,25
<b>300°C</b>	1	0.613	0.8	1,25
<b>400°C</b>	1	0.42	0.7	1
<b>500°C</b>	0.78	0.36	0.6	0,78
<b>600°C</b>	0.47	0.18	0.31	0,47
<b>700°C</b>	0.23	0.075	0.13	0,23
<b>800°C</b>	0.11	0.05	0.09	0,11
<b>900°C</b>	0.06	0.0375	0.0675	0,06
<b>1000°C</b>	0.04	0.025	0.045	0,04
<b>1100°C</b>	0.02	0.0125	0.0225	0,02
<b>1200°C</b>	0	0	0	0



## F.2. Concreto

De forma semelhante ao aço, tanto as propriedades mecânicas quanto térmicas do concreto podem ser encontradas no EUROCODE 2 Part 1.2, quando forem analisadas estruturas exclusivamente de concreto. Porém, como as propriedades físicas de interesse estão relacionadas ao concreto presente em uma estrutura mista de aço e concreto, serão utilizados os dados apresentados na ABNT NBR 14323:1999 e no EUROCODE 4 Part 1.2. De maneira geral as considerações e equacionamentos apresentados nas normas brasileiras e estrangeiras são bastante semelhantes, inclusive em relação às normas específicas de concreto ou de estruturas mistas, sendo feitas apenas simplificações e adaptações entre elas.

### F.2.1. Propriedades Térmicas

#### Condutividade Térmica

- Concreto de Densidade Normal

Assim como no caso do aço, a condutividade térmica do concreto é dada em W/m°C, sendo definida no EUROCODE 4 Part 1.2 por uma envoltória cujos limites superior e o inferior são apresentados na figura F.7 e nas equações F.10 e F.11.

Limite superior

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta_c/100) + 0,0107(\theta_c/100)^2; \quad 20^\circ C \leq \theta_c \leq 1200^\circ C \quad (F.10)$$

Limite inferior

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta_c/100) + 0,0057(\theta_c/100)^2; \quad 20^\circ C \leq \theta_c \leq 1200^\circ C \quad (F.11)$$

O EN 1994-1-2:2005 recomenda o uso da equação do limite superior, pois foi obtida por meio de ensaios em elementos estruturais mistos de aço e concreto. Tal recomendação é também adotada pela ABNT NBR 14323:1999, que só apresenta essa equação e sugere  $\lambda_c = 1,6\text{W/m}^\circ\text{C}$  para os métodos simplificados.

- Concretos Leves

A condutividade térmica para os concretos leves, segundo o EUROCODE 4 Part 1.2, é apresentado segundo a equação F.12.

$$\lambda_c = 1,0 - (\theta_c/1600); \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 800^\circ\text{C} \quad (F.12)$$

$$\lambda_c = 0,5; \quad \theta_c \geq 800^\circ\text{C}$$

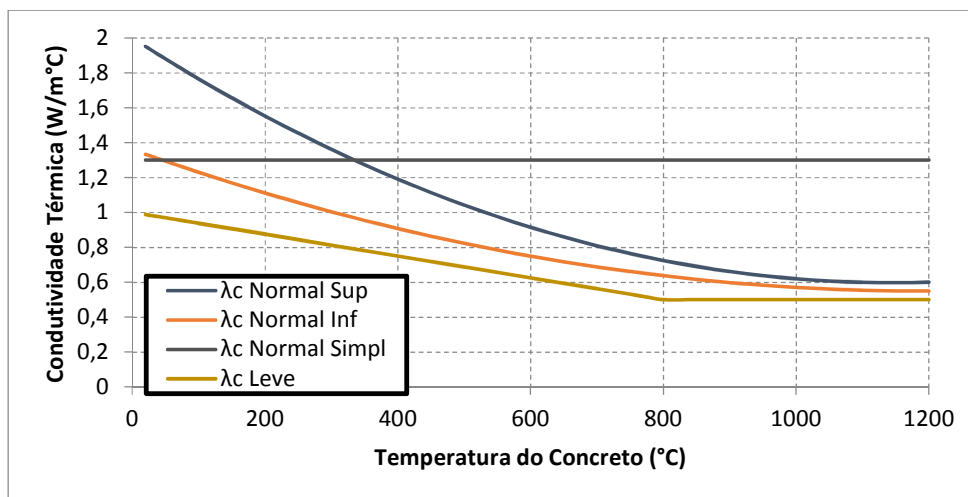


Figura F.7 - Condutividades Térmicas para os Concretos normais e leves

### Calor Específico e Capacitância

- Concreto de Densidade Normal

O calor específico para o concreto de densidade normal seco (umidade  $u=0\%$ ) é dado tanto pelo EUROCODE 2 Part 1.2 quanto pelo EUROCODE 4 Part 1.2 segundo a equação F.13. A ABNT NBR 14323:1999 apresenta uma equação simplificada para o calor específico mas, de maneira geral, apresenta valores bem semelhantes aos descritos nos EUROCODES.

$$\begin{aligned}
 c_c &= 900; & 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 100^\circ\text{C} \\
 c_c &= 900 + (\theta_c - 100); & 100^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 200^\circ\text{C} \\
 c_c &= 1000 + (\theta_c - 200)/2; & 200^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 400^\circ\text{C} \\
 c_c &= 1100; & 400^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \quad (F.13)$$

O concreto é um material higroscópico e, por isso, apresenta água no seu interior, de modo que para avaliar precisamente as temperaturas, seria preciso modelos que levassem em conta também a transferência de massa, devido à evaporação da água (WANG, 2002).

Sendo esse um processo de difícil execução, é adotada uma simplificação na qual é somada, no calor específico, a energia necessária para a evaporação da água no concreto. Esse pico é posicionado na temperatura de 100°C e se prossegue até os 115°C, seguido de um decaimento linear até os valores apresentados na equação F.13 na temperatura de 200°C.

O EUROCODE 4 Part 1.2 apresenta os seguintes valores do pico ( $c_{p,pico}$ ) no calor específico de acordo com a quantidade de água presente no concreto:

- $c_{c,pico} = 2020 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$  para concretos com 3,0% de umidade em função do peso
- $c_{c,pico} = 5600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$  para concretos com 10,0% de umidade em função do peso
- 

Para os casos em que não é apresentada a quantidade de água no concreto, é recomendado, a favor da segurança, não utilizar valores maiores que 4%. De forma simplificada, as normas recomendam a adoção de  $c_c=1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ , sem dependência da temperatura. A capacitância, como apresentado na equação F.3, é função da densidade do material e, nesse caso, também varia com a temperatura.

No EUROCODE 4 part 1.2 é adotado o mesmo equacionamento da NBR 15200:2004 e do EUROCODE 2 Part 1.2, apresentado nas equações F.14, quando as análises a serem desenvolvidas tem por finalidade a resposta térmica da estrutura. A equação F.15 mostra a representação simplificada da densidade.

$$\rho = \rho_{20^\circ\text{C}}; \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 115^\circ\text{C}$$

$$\rho = \rho_{20^\circ\text{C}}[1 - 0,02 (\theta_c - 115)/85]; \quad 115^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 200^\circ\text{C} \quad (F. 14)$$

$$\rho = \rho_{20^\circ\text{C}}[0,98 - 0,03 (\theta_c - 200)/200]; \quad 200^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 400^\circ\text{C}$$

$$\rho = \rho_{20^\circ\text{C}}[0,95 - 0,07 (\theta_c - 400)/800]; \quad 400^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C}$$

$$\rho = 2354 - 23,47 \left( \frac{\theta_c}{100} \right) \quad (F. 15)$$

Ainda de maneira mais simplificada, é possível adotar o valor constante  $\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$ . As figuras F.8 e F.9 apresentam graficamente o comportamento do calor específico e da capacitância para concretos com densidade de  $2300 \text{ kg/m}^3$  aos 20°C e variáveis com a temperatura, com umidades de 0, 1,5 e 3%.

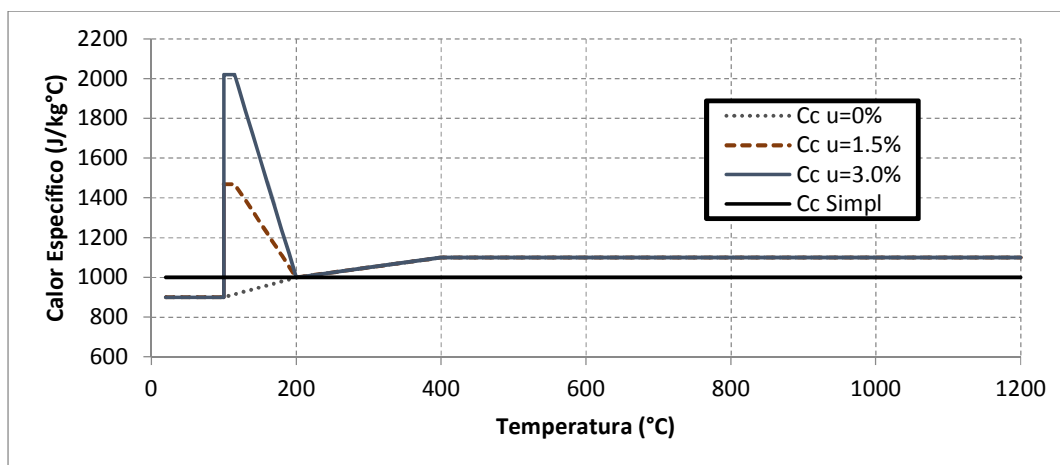


Figura F.8 - Calor Específico de concretos com densidade normal e umidades de 0, 1,5 e 3,0%

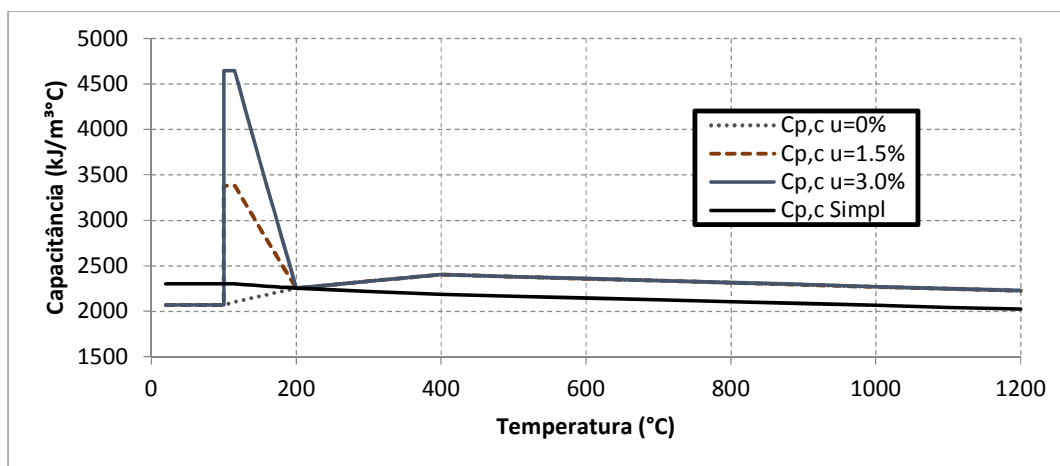


Figura F.9 - Capacitância de concretos com densidade normal e umidades de 0, 1,5 e 3,0%

- Concretos Leves

Para os concretos leves, o EUROCODE 4 adota calor específico constante igual a  $c_c=840$  J/kg°C e, para os casos que haja falta de dados do problema, a máxima umidade em peso deve ser de 5%. Em relação à densidade, um concreto é considerado leve quando apresenta valores de  $\rho$  na faixa de 1600 a 2000 kg/m³.

### Alongamento Térmico

- Concreto de Densidade Normal

O alongamento térmico relativo à expansão do concreto com o aumento da temperatura é dado pelo EUROCODE 2 Part 1.2 de duas maneiras distintas, uma para concretos formados por agregados silicosos e outra por agregados calcários. Já o EUROCODE 4 part 1.2 apresenta

a equação de concreto com agregados silicosos como sendo o relativo aos concretos com densidade normal, e remete ao EUROCODE 2 para o caso de concretos com agregados silicosos. Os valores apresentados são relativos a um comprimento de referência a 20°C.

#### Agregados Silicosos

$$\frac{\Delta l}{l} = -1,8 \times 10^{-4} + \frac{9}{10^6} \theta_c + \frac{2,3}{10^{11}} \theta_c^3; \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-3}; \quad 700^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (F.16)$$

#### Agregados Calcáreos

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{-1,2}{10^4} + \frac{6}{10^6} \theta_c + \frac{1,4}{10^{11}} \theta_c^3; \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 805^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 12 \times 10^{-3}; \quad 700^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} \quad (F.17)$$

De maneira simplificada as normas adotam a equação F.18 para o alongamento em qualquer temperatura. Na figura F.10 pode ser visto graficamente o comportamento do alongamento térmico com o aumento de temperatura.

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \times 10^{-3}(\theta_c - 20) \quad (F.18)$$

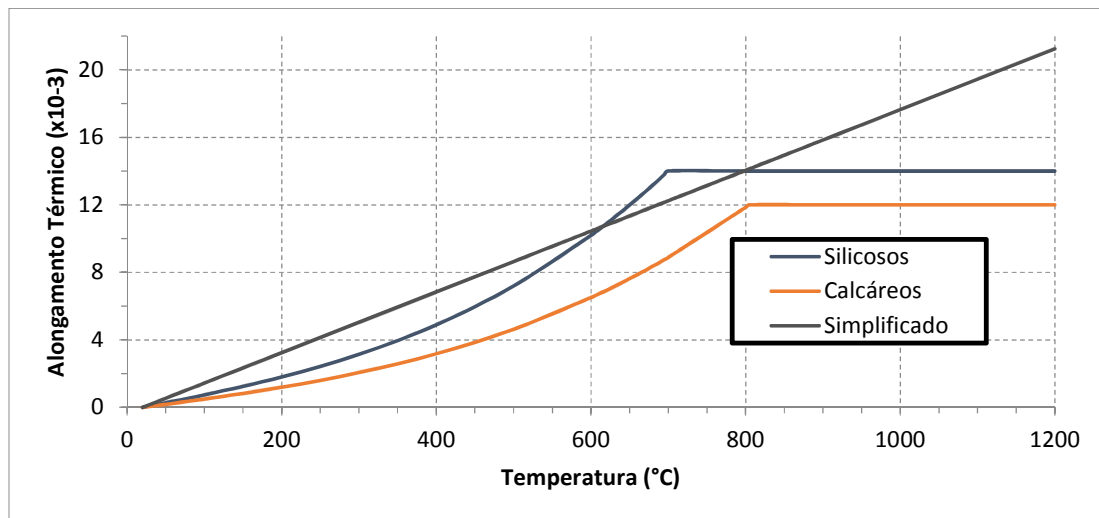


Figura F.10 - Alongamento Térmico Para diferentes tipos de concreto

- Concretos Leves

Tanto o EUROCODE 4 Part 1.2 quanto a NBR 14323:1999 sugerem a relação linear F.19 para o alongamento térmico dos concretos leves.

$$\frac{\Delta l}{l} = 8 \times 10^{-6}(\theta_c - 20) \quad (F.19)$$

### F.2.2. Propriedades Mecânicas

O modelo constitutivo do concreto segundo o EUROCODE 4 Part 1.2, também é dividido para os casos de concretos normais e leves, de forma que as relações lá apresentadas só podem ser utilizadas em situações que as taxas de aquecimento estejam entre 2 e 50 °C/min. Para os demais casos, deverá ser comprovada a confiabilidade do uso de tais parâmetros. De forma semelhante ao aço, é dada a relação constitutiva em função de parâmetros em temperaturas elevadas que, por sua vez, se relacionam com parâmetros em temperatura ambiente por meio de coeficientes de redução.

#### Concreto Comprimido

A relação constitutiva para o concreto comprimido é mostrada na figura F.11 e tem como parâmetros a resistência à compressão ( $f_{c,\theta}$ ) e a deformação correspondente ( $\varepsilon_{cu,\theta}$ ). Os coeficientes de redução para a resistência à compressão são apresentados para os concretos de densidade normal e leve na tabela F.3, assim como a deformação relativa a tal tensão, nesse caso, somente para os concretos normais. As deformações  $\varepsilon_{cu,\theta}$  para os concretos leves devem ser obtidas por meio de ensaios.

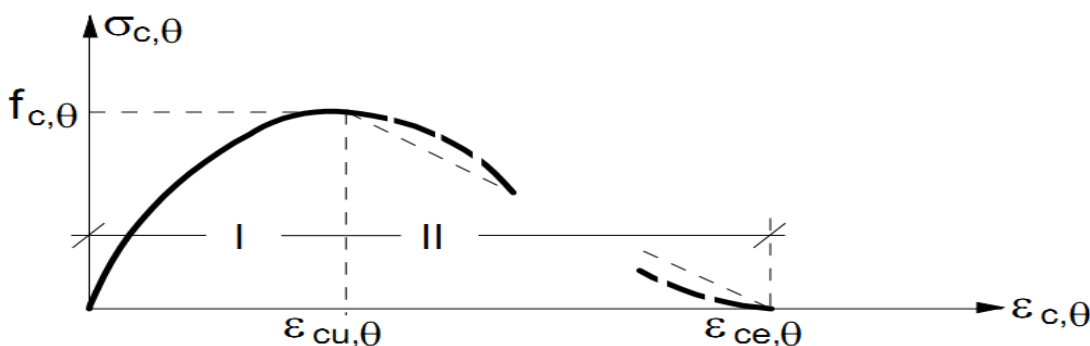


Figura F.11 - Modelo Constitutivo do Concreto, EN 1994-1-2:2005

Pode-se notar que o modelo apresenta dois ramos: um ascendente e outro descendente. A tensão no ramo ascendente é definida pela equação F.20 e no descendente o EUROCODE

remete ao seu anexo B, onde são mostradas diferentes configurações para esse trecho, assim como os valores da deformação  $\varepsilon_{ce,\theta}$  de acordo com a temperatura do concreto. A ABNT NBR 15200:2004 sugere que seja utilizada uma relação linear decrescente do ponto máximo ( $f_{c,\theta}$ ) até a deformação  $\varepsilon_{cu,\theta}$ , apresentada também na tabela F.3.

$$\sigma(\varepsilon) = \frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta} \left[ 2 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right]} \quad (F. 20)$$

Tabela F.3 - Fatores de Redução e Deformações de Interesse relativos ao modelo constitutivo do concreto de densidade normal e leve formado por agregados Calcáreos em altas temperaturas, EN 1994-1-2:2005

Temperatura (°C)	Agregados Calcáreos			Agregados Silicosos		
	$f_{c,\theta}$ / $f_{ck}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$	$\varepsilon_{ce,\theta}$	$f_{c,\theta}$ / $f_{ck}$	$\varepsilon_{cu,\theta}$	$\varepsilon_{ce,\theta}$
<b>20</b>	1	0.0025	0.02	1	0.0025	0.02
<b>100</b>	1	0.004	0.0225	1	0.004	0.0225
<b>200</b>	0.97	0.0055	0.025	0.95	0.0055	0.025
<b>300</b>	0.91	0.007	0.0275	0.85	0.007	0.0275
<b>400</b>	0.85	0.01	0.03	0.75	0.01	0.03
<b>500</b>	0.74	0.015	0.0325	0.6	0.015	0.0325
<b>600</b>	0.6	0.025	0.035	0.45	0.025	0.035
<b>700</b>	0.43	0.025	0.0375	0.3	0.025	0.0375
<b>800</b>	0.27	0.025	0.04	0.15	0.025	0.04
<b>900</b>	0.15	0.025	0.0425	0.08	0.025	0.0425
<b>1000</b>	0.06	0.025	0.045	0.04	0.025	0.045
<b>1100</b>	0.02	0.025	0.0475	0.01	0.025	0.0475
<b>1200</b>	0	-	-	0	-	-

O modelo apresentado é relativo aos concretos com agregados silicosos, sendo que o mesmo pode ser aplicado conservativamente para o caso de agregados calcários. Mas se houver necessidade de uma abordagem mais precisa, é sugerido o uso do EUROCODE 2 Part 1.2, onde também são apresentados os valores da tabela F.3.

No que diz respeito ao concreto tracionado, as normas aqui citadas sugerem que conservativamente seja desconsiderado, ou seja, com sua resistência igual a zero. Mas também apresenta a equação F.21 para os casos em que ele deva ser levado em consideração. Como pode ser visto na equação F.22, a resistência à tração do concreto só é considerada até a temperatura de 600°C, ponto esse em que o  $k_{c,t}$  se torna igual a zero.

$$f_{ck,t} = k_{c,t} f_{ck} \quad (F. 21)$$

$$k_{c,t} = 1,0; \quad 20^{\circ}C \leq \theta_c \leq 100^{\circ}C$$

$$k_{c,t} = 1,0 - 1,0 (\theta_c - 100)/500; \quad 100^{\circ}C \leq \theta_c \leq 600^{\circ}C \quad (F. 22)$$