

PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO COM DUPLO-TUBO
ARQUITETURA E CONSTRUÇÃO NA SEGURANÇA AO FOGO

Aline Lopes Camargo

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO COM DUPLO-TUBO
ARQUITETURA E CONSTRUÇÃO NA SEGURANÇA AO FOGO

Aline Lopes Camargo

Versão Final da Tese apresentada à Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Doutora em Engenharia de Estruturas" e à Universidade de Coimbra, Portugal, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Doutora em Arquitetura" no âmbito do acordo de cotutela assinado entre ambas as universidades.

Orientadores:

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury – Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil.

Prof. Dr. Joaquim Carlos Pinto de Almeida – Departamento de Arquitetura, Universidade de Coimbra, Portugal.

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

Belo Horizonte - MG – Brasil

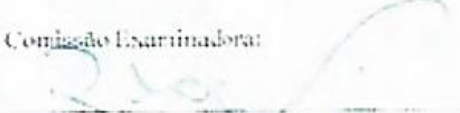
UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

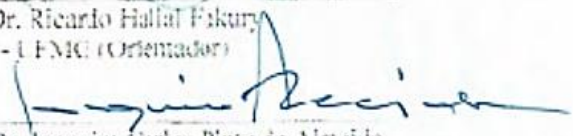
**“PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO COM DUPLO-TUBO –
ARQUITETURA E CONSTRUÇÃO NA SEGURANÇA AO FOGO”**

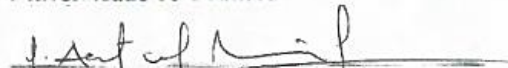
Aline Lopes Camargo

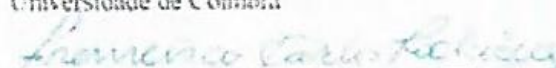
Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais como parte dos requisitos necessários á obtenção do título de “Doutor em Engenharia de Estruturas”.


Comissão Examinadora:



Prof. Dr. Ricardo Hallal Fikury
DEES - UFMG (Orientador)

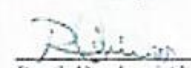

Prof. Dr. Joaquim Carlos Pinto de Almeida
Universidade de Coimbra


Prof. Dr. José António Bandeira
Universidade de Coimbra


Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues
DEES - UFMG


Prof. Dr. Tiago Anselmo de C. Pires de Oliveira
UFPE


Prof. Dr. Paulo Gustavo Von Krüger
TAU - ARQUITETURA UFMG


Prof. Dr. José Carlos Lopes Ribeiro
UFV

Belo Horizonte, 05 de Novembro de 2019

C172p Camargo, Aline Lopes.
Pilares mistos de aço e concreto com duplo-tubo [recurso eletrônico] :
arquitetura e construção na segurança ao fogo / Aline Lopes Camargo. -
2019.
1 recurso online (213 f. : il., color.) : pdf.

Orientadores: Ricardo Hallal Fakury, Joaquim Carlos Pinto de Almeida,
João Paulo Correia Rodrigues.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Minas Gerais,
Escola de Engenharia.

Anexos: f. 182-213.

Bibliografia: f. 174-181.
Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Colunas - Teses. 3. Incêndios -
Teses. 4. Prevenção de incêndio - Teses. I. Fakury, Ricardo Hallal.
II. Almeida, Joaquim Carlos Pinto de. III. Rodrigues, João Paulo Correia.
IV. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia.
V. Título.

CDU: 624(043)

Ficha catalográfica: Biblioteca Profº Mário Werneck, Escola de Engenharia da UFMG

*Valeu a pena? Tudo vale a pena
Se a alma não é pequena.
Quem quer passar além do Bojador
Tem que passar além da dor.
Deus ao mar o perigo e o abismo deu,
Mas nele é que espelhou o céu.*

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus e ao meu filho Pedro, que a cada dia me dá forças e motivos para ser cada vez melhor, mesmo diante das dificuldades.

Aos meus orientadores, o Professor Ricardo Hallal Fakury, que já me acompanha há alguns anos e que é mais que um orientador, é um grande amigo e conselheiro, me guiando em diversos momentos da minha vida; o Professor Joaquim Carlos Pinto de Almeida, que com as suas sábias palavras me fez repensar a arquitetura e a minha caminhada profissional; e o Professor João Paulo Correia Rodrigues, que literalmente mudou a minha vida, me apresentando novos caminhos e novas perspectivas, e que me recebeu em Portugal.

Ao engenheiro Rúben Lopes, meu companheiro de doutorado e ensaios em Coimbra, que tanto me ajudou, na montagem e realização dos ensaios experimentais. Aos meus colegas de doutorado na UFMG, que me ouviram e motivaram durante esses anos de caminhada.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, em especial à Juliana e à Patricia, sempre prestativas e pacientes.

À CAPES pelo apoio financeiro para a realização de parte do trabalho em Portugal por meio de uma bolsa de doutorado sanduíche e ao Comitê Europeu, que através do projeto FRISCC (RFSR-CT-2012-00025) financiou a realização dos ensaios.

Finalmente à minha família e amigos que tanto me apoiaram durante esses anos.

Obrigada a todos pelo apoio e confiança!

" Se cheguei até aqui, foi porque me apoiei nos ombros de gigantes. "

Isaac Newton

RESUMO

A utilização de pilares mistos formados por perfis tubulares de aço preenchidos com concreto vem crescendo muito recentemente. Isso se deve às vantagens apresentadas por esse tipo de pilar, entre elas, dispensar o uso de fôrmas, apresentar uma maior força axial resistente e possibilitar o uso de seções transversais menores. No entanto, o uso de pilares esbeltos em construções cada vez mais altas faz necessária a busca de soluções que possam garantir que esses pilares também apresentem a capacidade resistente requerida em situação de incêndio. Nesse sentido, com o presente trabalho procura-se compreender o comportamento de pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas. Esses pilares são compostos por dois tubos de aço, um externo e outro interno, tendo este último aproximadamente metade do diâmetro do primeiro; nos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial, apenas o espaço entre os tubos é preenchido com concreto, enquanto nos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total a seção é completamente preenchida por concreto. A primeira parte do trabalho consiste em uma revisão dos quesitos arquitetura, estrutura e incêndio, complementada por uma revisão do estado da arte em pilares mistos formados por perfis tubulares de aço preenchidos com concreto em temperaturas elevadas. Em seguida são apresentados os resultados de 10 ensaios em temperaturas elevadas, no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra, em Portugal, com pilares mistos de duplo-tubo parcialmente e completamente preenchidos com concreto. Nesses ensaios verificou-se a influência da rigidez da estrutura envolvente, do tipo de concreto de preenchimento e do nível de carregamento aplicado no comportamento dos pilares em temperaturas elevadas. Após a análise dos resultados, expressos em função das temperaturas, forças de restrição, deslocamentos e tempo crítico, comparou-se a capacidade resistente em situação de incêndio obtida nos ensaios com a encontrada através das normas e nas publicações de outros autores para pilares similares. Entre os parâmetros analisados, verificou-se que o nível de carregamento foi o que mais influenciou na capacidade resistente dos pilares de duplo-tubo em temperaturas elevadas e que, atualmente, nem as normas, nem as adaptações sugeridas por outros autores são capazes de avaliar corretamente a sua capacidade resistente em temperaturas elevadas. Por fim, foram discutidas as disposições construtivas para pilares mistos de duplo-tubo, tipos de material possíveis de serem utilizados, questões de construção e durabilidade, e sistemas de proteção

contra fogo, para se avaliar os processos construtivos mais eficientes e as soluções arquitetônicas mais adequadas utilizando esses pilares.

Palavras-chave: Pilar Misto de Aço e Concreto; Duplo-Tubo; Incêndio; Análise Experimental; Soluções Arquitetônicas e Construtivas.

ABSTRACT

The use of composite concrete filled steel tubular columns has been growing recently. This is due to several advantages presented by this type of columns, among them, dispense of formwork, higher load-bearing capacity and the possibility of smaller cross sections. Although these columns have an enhanced fire behavior, the use of slender columns, mainly in tall buildings, makes necessary to find new construction solutions that increases their fire resistance. In this sense, the present work seeks to understand the behavior of composite concrete filled steel double-skin and double-tube columns subjected to fire. These columns are formed using two steel tubes, one external and one internal; the latter has approximately half the diameter of the outer tube, in the composite double-skin columns only the interlayer between the steel tubes is filled with concrete, while in the double-tube columns the section is completely filled with concrete. The first part of this work consists in a review about the relation between architecture, structure and fire, complemented by the state of the art in the behavior of composite concrete filled steel tubular columns under high temperatures. Then, it is presented the results of ten fire resistance tests carried out at the Materials and Structures Testing Laboratory of Coimbra University, Portugal, with concrete filled steel double-skin and double-tube columns at elevated temperatures. In these tests was verified the influence of the stiffness of the surrounding structure, the type of concrete filling and the applied load level, in the behavior of these columns at elevated temperatures. After the analysis of the results, expressed as a function of the temperatures, restraining forces, displacements and critical time, the fire resistance obtained in tests was compared with the one defined by the codes and by other authors for similar columns. It was found that the load level was the parameter that most influenced the resistant of double-tube columns at elevated temperatures and that, currently, neither the standards nor the adaptations suggested by other authors, are able to evaluate its resistant at high temperatures. Finally, it is discussed the construction trends for concrete filled steel double-skin and double-tube columns, possible types of materials, construction and durability issues, and protection systems to evaluate the most efficient construction processes and good architectural solutions for using these columns.

Key words: Steel and Concrete Composite Columns; Double-Tube; Double-Skin; Fire; Restraining Forces, Experimental Analysis; Architectural and Constructive Solutions.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	24
1.1	Generalidades.....	24
1.2	Objetivos	30
1.3	Justificativa	31
1.4	Estrutura da Tese	32
2	ESTADO DA ARTE.....	35
2.1	Arquitetura e Estrutura.....	36
2.2	A Questão do Incêndio na Arquitetura	44
2.3	O Uso de Pilares Mistos e a Arquitetura.....	50
2.4	Pilares Mistos de Seção Tubular Preenchidos com Concreto em Situação de Incêndio	60
2.5	Pilares Mistos de Duplo-Tubo em Temperaturas Elevadas	66
2.6	Considerações Finais	76
3	ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....	78
3.1	Sistema Experimental	78
3.2	Corpos de Prova.....	82
3.3	Plano de Ensaio	89
3.4	Procedimento de Ensaio.....	92
3.5	Considerações Finais	94

4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	95
4.1	Temperaturas	95
4.2	Forças de Restrição	99
4.3	Deslocamentos	102
4.3.1	Deslocamento Axial	102
4.3.2	Deslocamentos Laterais	105
4.3.3	Rotações nos Apoios	107
4.4	Tempo Crítico	108
4.5	Deformada	111
4.6	Comparação dos Resultados dos Ensaios com Outros Autores.....	113
4.7	Considerações Finais	117
5	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM OS DE MÉTODOS ANALÍTICOS DAS NORMAS E DE OUTROS AUTORES	118
5.1	Generalidades.....	118
5.2	Cálculo da Capacidade Resistente em Temperatura Ambiente	119
5.3	Cálculo da Capacidade Resistente em Temperaturas Elevadas	123
5.3.1	Cálculo através das normas ABNT NBR 14323:2013 e EN 1994-1-2: 2005	123
5.3.2	Cálculo proposto por de Espinós <i>et al.</i> (2013)	128
5.3.3	Cálculo Proposto por Wan <i>et al.</i> (2017) - Teoria Unificada	130
5.4	Comparação dos Resultados dos Ensaios com os Métodos Analíticos de Cálculo .	134
5.4.1	Comparação dos Resultados Experimentais com os da EN 1994-1.2: 2005 e de Espinós <i>et al.</i> (2013)	134
5.4.2	Comparação dos Resultados Experimentais comWan <i>et al.</i> (2017) –Teoria unificada	136
5.5	Considerações Finais	142
6	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA PILARES MISTOS DE DUPLO-TUBO	144
6.1	Disposições Construtiva	145
6.2	Questões Construtivas e de Durabilidade	152

6.3	Concreto de preenchimento	155
6.4	O Tubo de Aço Inoxidável.....	159
6.5	Sistemas de Proteção ao Fogo	161
6.6	Soluções arquitetônicas.....	166
6.7	Considerações Finais	167
7	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	169
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	174
	ANEXO A – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	182
	ANEXO B – TEMPERATURAS	200
	ANEXO C – DESLOCAMENTOS	208

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 - Tipos de seções de pilares mistos (Fonte: ABNT NBR 8800: 2008).....	26
Figura 1.2 - Comportamento à compressão axial de pilares tubulares mistos (adaptado de HAN <i>et al.</i> , 2014).	27
Figura 1.3 - Exemplos de Perfis Tubulares Mistos.	28
Figura 1.4 - Exemplos de edificações com o uso de novas soluções em pilares mistos (Fonte: ESPINÓS e ROMERO, 2013).	29
Figura 1.5 - Pilares tubulares circulares e a permeabilidade visual (Fonte: www.fec.unicamp.br/~estruturastubulares/).	32

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 - Parthenon de Atenas (Fonte: https://www.flickr.com/photos/paul-in-japan/).....	36
Figura 2.2 - O Coliseu Romano e seus arcos (Fonte: https://www.flickr.com/photos/portalealba/).	37
Figura 2.3 - Basílica de Saint-Denis, França (Fonte: Pinterest.com).	38
Figura 2.4 - Catedral de Santiago de Compostela (Fonte: Pinterest.com).	39
Figura 2.5 - Wainwright Building / Louis Sullivan (Fonte: Pinterest.com).....	40
Figura 2.6 – Perspectiva gerada por computador do sistema Dom-ino de Le Corbusier (VASCONCELLOS, 2005)	41
Figura 2.7 - A casa Edith Farnsworth por Mies Van Der Rohe (Fonte: Pinterest.com).....	42
Figura 2.8 - Centro Cultural George Pompidou, em Paris (Fonte: Pinterest.com).	43
Figura 2.9 - Estação Oriente, Lisboa; Santiago Calatrava (Fonte: Pinterest.com).....	44
Figura 2.10 - Jornais da época noticiando as tragédias do Edifício Andraus, à esquerda (Fonte: Arquivo da Tribuna do Paraná) e do edifício Joelma, à direita (Fonte: Pinterest.com)	46
Figura 2.11 - Incêndio na Boate Kiss (Foto: Germano Rorato / Agencia RBS)	48

Figura 2.12 - Grenfell Tower, Londres (2017); (Fonte: https://www.shutterstock.com).....	49
Figura 2.13 - Edifício Wilton Paes de Almeida, São Paulo, Brasil (2018); incêndio e colapso da estrutura.	49
Figura 2.14 - Primeiras aplicações de pilares mistos na China (adaptado de HAN <i>et al.</i> , 2014).....	51
Figura 2.15 - Exemplos de uso de pilares mistos. (adaptado de HAN <i>et al.</i> , 2014).....	51
Figura 2.16 - Rochdale Bus Station and Rochdale Municipal Offices. (adaptado de www.geograph.org.uk/photo/2446009).....	52
Figura 2.17 - Riverside Centre, Adelaide, Austrália. (adaptado de www.pinterest.com)	52
Figura 2.18 - Nakanoshima Intes Building. (Fonte: bb-building.net/tatemono/osaka/054.html).....	54
Figura 2.19 - SEG Plaza: durante a construção e depois de pronto (Fonte: https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=8425423).....	54
Figura 2.20 - Museu da Aviação, Seattle, USA (Fonte: http://www.museumofflight.org).....	55
Figura 2.21 - Queensberry House, Londres. (Fonte: adaptado de https://www.steelconstruction.info/Queensberry_House,_London).....	56
Figura 2.22 - À esquerda, Fleet Place House, em Londres e à direita Toulouse, Blangnax, França, estacionamento do aeroporto com pilares tubulares de aço preenchidos com concreto armado. (Fonte: https://www.steelconstruction.info/Fleet_Place_House,_London ; ESPINÓS e ROMERO, 2013).....	56
Figura 2.23 - Monteverto Apartments, Londres Edifício residencial de luxo com pilares em perfil circular de aço preenchido com concreto. (Fonte: ESPINÓS e ROMERO, 2013; https://www.steelconstruction.info/Monteverto_Apartments,_London).	57
Figura 2.24 - Cine Theatro Brasil. (Fonte: www.cinetheatrobrasil.com.br)	58
Figura 2.25 - Reabilitação do espaço usando pilar misto preenchido com concreto. (Fonte: www.cinetheatrobrasil.com.br)	59
Figura 2.26 - Dilatação axial dos pilares mistos de seção tubular preenchidos com concreto durante a exposição ao fogo (adaptado de KODUR, 1998).	62
Figura 2.27 - Deformação axial de pilares mistos de seção tubular de aço preenchidas com concreto em função de tempo de exposição ao fogo (PC- concreto normal, FC- concreto reforçado com fibras e RC- concreto armado) (adaptado de KODUR, 1999).....	62
Figura 2.28 - Efeito do preenchimento de concreto (PC- concreto normal, FC- concreto reforçado com fibras e RC- concreto armado) em pilares mistos de seção tubular de aço (adaptado de KODUR, 1999).....	63
Figura 2.29 - Efeito do preenchimento de concreto (NSC- concreto normal, HSC- concreto de alta resistência e HFC- concreto de alta resistência reforçado com fibras, HRC - concreto armado de alta resistência) em pilares mistos de seção tubular de aço (adaptado de KODUR, 2006).	63
Figura 2.30 - Esquema das seções ensaiadas	67

Figura 2.31 - Seções transversais (adaptado de ROMERO <i>et al.</i> , 2015).	71
Figura 2.32 - Resultado dos ensaios em temperatura ambiente e em temperaturas elevadas (adaptado de ROMERO <i>et al.</i> , 2015).	71

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 - Sistema experimental (adaptado de CORREIA <i>et al.</i> , 2013).	79
Figura 3.2 - Configurações do pórtico de restrição tridimensional para diferentes valores de rigidez da estrutura circundante (Fonte: CORREIA <i>et al.</i> , 2013).	80
Figura 3.3 - Dispositivo para medir as forças geradas nos pilares em ensaio pela imposição da restrição ao alongamento térmico (Fonte: CORREIA e RODRIGUES, 2012).	80
Figura 3.4 – Posição dos LVDTs na medição dos deslocamentos.	81
Figura 3.5 – Preparação dos pilares para os ensaios	82
Figura 3.6 - Representação Esquemática das Seções	83
Figura 3.7 - Montagem e concretagem dos pilares.	84
Figura 3.8 - Pilares sendo posicionados para o ensaio.	85
Figura 3.9 - Pilares após os ensaios.....	85
Figura 3.10 - Confecção e ensaios de resistência dos corpos de prova cúbicos dos concretos utilizados.	86
Figura 3.11 - Seções com os termopares nos pilares.....	89
Figura 3.12 – Tempo crítico e colapso final do pilar T4-DT-PC-K1-30.....	93
Figura 3.13 – Termopar na chapa de base do dispositivo especial.....	93
Figura 3.14 - Concreto com agregado de argila expandida após o ensaio.	93

CAPÍTULO 4

Figura 4.1- Distribuição da temperatura na seção transversal S3 do pilar T2-DS-PC-K2-30.....	96
Figura 4.2 - Distribuição da temperatura na seção transversal S3 do pilar T4-DT-PC-K1-30	96
Figura 4.3 - Distribuição da temperatura na seção transversal S3 do pilar T7-DT-HSC-K1-30	97
Figura 4.4 - Distribuição da temperatura na seção transversal S3 do pilar T9-DT-LWC-K1-30	97
Figura 4.5 - Distribuição da temperatura ao longo do pilar, T5-DT-PC-K2-30, no momento do colapso.	98

Figura 4.6 - Evolução das temperaturas no tubo de aço externo.....	98
Figura 4.7 - Evolução das temperaturas no anel de concreto.....	99
Figura 4.8 - Evolução das temperaturas no núcleo de concreto.....	99
Figura 4.9 - Forças de restrição para o nível de carregamento de 30% e rigidez axial da estrutura circundante de K_1	101
Figura 4.10 - Forças de restrição para o nível de carregamento de 30% e rigidez axial da estrutura circundante de K_2	101
Figura 4.11 - Forças de restrição para rigidez axial da estrutura circundante de K_1 e o níveis de carregamento de 30% e 50%.	102
Figura 4.12 - Deslocamento axial para o nível de carregamento de 30% e rigidez axial da estrutura circundante de K_1	104
Figura 4.13 - Deslocamento axial para o nível de carregamento de 30% e rigidez axial da estrutura circundante de K_2	104
Figura 4.14 - Deslocamento axial para rigidez axial da estrutura circundante de K_1 e o níveis de carregamento de 30% e 50%.	104
Figura 4.15 - Deslocamento lateral, comparação entre pilares mistos de duplo-tubo.....	106
Figura 4.16 - Deslocamento lateral, comparação da rigidez da estrutura envolvente K_1 e K_2	106
Figura 4.17 - Rotações nos apoios, comparação entre pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial e total.....	107
Figura 4.18 - Rotações nos apoios, base e topo, pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total, HSC e LWC.....	108
Figura 4.19 - Deformada dos pilares mistos de duplo-tubo e preenchimento parcial.....	111
Figura 4.20 - Deformada dos pilares mistos de duplo-tubo e preenchimento total com concreto normal.	112
Figura 4.21 - Deformada dos pilares com concreto de alta resistência.....	112
Figura 4.22 - Deformada dos pilares com anel de concreto com argila expandida.....	112
Figura 4.23 - Representação esquemática das seções. (CAMARGO <i>et al.</i> , 2018)	113
Figura 4.24 – Temperatura na seção central dos pilares (adaptado de CAMARGO <i>et al.</i> , 2018)	114
Figura 4.25 – Forças de restrição: a) rigidez K_1 ; b) rigidez K_2 . (adaptado de CAMARGO <i>et al.</i> , 2018)	115
Figura 4.26 – Deslocamento axial: a) rigidez K_1 ; b) rigidez K_2 . (adaptado de CAMARGO <i>et al.</i> , 2018)	115

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 - Métodos de Cálculo (adaptado da EN 1994-1-2: 2005).....	127
Figura 5.2 - Diagrama das seções transversais, dupla-pele e duplo-tubo respectivamente.....	131

CAPÍTULO 6

Figura 6.1 - Representação esquemática de tipos se seções tubulares preenchidas com concreto. (LIEW e XIONG, 2015)	145
Figura 6.2 - Sequência construtiva de um pórtico misto, com pilar misto CFST. (adaptado de VALLENILLA e BJORHOVDE, 1990).....	147
Figura 6.3 - Vista esquemática da concretagem dos tubos de aço. (adaptado de HAN <i>et al.</i> , 2014)..	148
Figura 6.4 - Furo de preenchimento com concreto de um pilar misto, com bombeamento pela base. (Fonte: steeltubeinstitute.org)	149
Figura 6.5 - Sistema de lançamento com grua e caçamba (funil). (Fonte: www.comunidadeconstrucao.com.br/sistemas-construtivos)	149
Figura 6.6 - Pilares mistos de seção tubular de aço circular preenchida com concreto e quadrada a ser preenchida. (Fonte: ARAÚJO <i>et al.</i> , 2016).	149
Figura 6.7 - Retração do concreto, à esquerda o pilar no dia seguinte à concretagem e à direita após 28 dias de cura do concreto.....	151
Figura 6.8 - Pilar misto de dupla-pele cônico para torre de linha de transmissão (Fonte: adaptado de LI <i>et al.</i> , 2012)	152
Figura 6.9 - Ensaio de concretagem em pilares em escala real. (adaptado de HAN <i>et al.</i> , 2014).....	153
Figura 6.10 - Testes para determinar a trabalhabilidade do SCC (Fonte: adaptado de ZHAO <i>et al.</i> , 2010)	156
Figura 6.11 - Preenchimento dos pilares com o concreto usinado	157
Figura 6.12 - Concreto com argila expandida nos pilares mistos de duplo-tubo	158
Figura 6.13 - Pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial com tubo externo em aço inoxidável (Fonte: adaptado de ARAÚJO <i>et al.</i> , 2017).....	160
Figura 6.14 - Aplicação de argamassa projetada sobre estrutura de aço interna e externa. (GERKEN, 2007)	162
Figura 6.15 - Detalhes da sequência de eventos para o intumescimento da tinta na estrutura (GERKEN, 2007)	163

Figura 6.16 - Esquema de preparação, pintura e acabamento do elemento estrutural com tinta intumescente (GERKEN, 2007)	163
Figura 6.17 - Prédio do Itaú Cultural em São Paulo. Estrutura de aço recebeu pintura intumescente (www.cbca-acobrasil.org.br)	164
Figura 6.18 - Centro Empresarial do Aço em São Paulo (www.cbca-acobrasil.org.br)	165
Figura 6.19 - Teckma - SP, a estrutura de aço recebeu pintura intumescente marrom. (www.cbca-acobrasil.org.br).....	165

ANEXO A

Figura A.1 - Sistema de ensaio de tração a altas temperaturas em corpos de prova de aço e extensômetro refrigerado.....	184
Figura A.2 – Dimensões dos corpos de prova.....	185
Figura A.3 – Garras para a amarração dos corpos de prova á prensa hidráulica.....	185
Figura A.4 – Aferição das medidas dos corpos de prova	185
Figura A.5 – Deformação inicial dos corpos de prova.....	186
Figura A.6 – À esquerda e no centro, o corpo de prova pronto para ensaio em temperatura ambiente, à direita, o corpo de prova durante o ensaio, com a formação da zona de estrição.	187
Figura A.7 – O corpo de prova pronto para ensaio em temperatura elevada	188
Figura A.8 – Diagrama tensão-deformação do corpo de prova P1-T20 (temperatura ambiente)	190
Figura A.9 – Diagrama tensão-deformação	190
Figura A.10 – Diagrama tensão-deformação em temperatura ambiente.....	191
Figura A.11 – Corpos de prova durante e após os ensaios em temperatura ambiente	191
Figura A.12 – Diagrama tensão-deformação para os níveis de temperatura 300, 500, 700 e 900°C ..	192
Figura A.13 – Fator de redução do módulo de Elasticidade	193
Figura A.14 – Fatores de redução da resistência ao escoamento do aço.....	194
Figura A.15 – Diagrama temperatura-deformação e os corpos de prova após o ensaio	195
Figura A.16 – Preparação dos corpos de prova de concreto para os ensaios à compressão a altas temperaturas	197
Figura A.17 – Fatores de redução da resistência à compressão do concreto em temperaturas elevadas	198
Figura A.18 – Corpos de prova após os ensaios em temperatura ambiente	199

Figura A.19 – Corpos de prova após os ensaios em temperaturas elevadas	199
--	-----

ANEXO B

Figura B.1 – Temperaturas nas seções do pilar T1-DS-PC-K1-30	200
Figura B.2 – Temperaturas nas seções do pilar T2-DS-PC-K2-30	201
Figura B.3 – Temperaturas nas seções do pilar T3-DS-PC-K1-50	202
Figura B.4 – Temperaturas nas seções do pilar T6-DT-PC-K1-50	202
Figura B.5 – Temperaturas nas seções do pilar T4-DT-PC-K1-30	203
Figura B.6 – Temperaturas nas seções do pilar T5-DT-PC-K2-30	204
Figura B.7 – Temperaturas nas seções do pilar T7-DT-HSC-K1-30	205
Figura B.8 – Temperaturas nas seções do pilar T8-DT-HSC-K2-30	206
Figura B.9 – Temperaturas nas seções do pilar T10-DT-LWC-K2-30	206
Figura B.10 – Temperaturas nas seções do pilar T9-DT-LWC-K1-30	207

ANEXO C

Figura C.1 – Deslocamentos laterais nos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial..	208
Figura C.2 – Deslocamentos laterais nos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total	209
Figura C.3 – Deslocamentos laterais nos pilares mistos de duplo-tubo com concreto de alta resistência	209
Figura C.4 – Cálculo das rotações.....	212
Figura C.5 – Rotações nos apoios dos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial.....	212
Figura C.6 – Rotações nos apoios dos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total.....	212
Figura C.7 – Rotação nos apoios dos pilares mistos de duplo-tubo com nível de carregamento de 50%	212
Figura C.8 – Rotação nos apoios dos pilares mistos de duplo-tubo com concreto de alta resistência	213
Figura C.9 – Rotação nos apoios dos pilares mistos de duplo-tubo com concreto com argila expandida	213

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 - Resumo dos ensaios	69
Tabela 2.2 - Tabela de resistência ao fogo para pilares de duplo-tubo com preenchimento parcial.....	70
Tabela 2.3 - Propriedades dos pilares e resultados dos ensaios.	73
Tabela 2.4 – Comparação entre a equação simplificada e o experimental em situação de incêndio. ...	75

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Propriedades do concreto normal.....	87
Tabela 3.2 - Propriedades do concreto de alta resistência.....	87
Tabela 3.3 - Propriedades do concreto com argila expandida.....	88
Tabela 3.4 - Plano de ensaios	91

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 - Tempo Crítico	110
Tabela 4.2 – Tempo crítico (adaptado de Camargo <i>et al.</i> , 2018)	116
Tabela 4.3 – Comparando seções submetidas à mesma rigidez axial (K_I).....	117

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 – Resistência axial à compressão dos pilares em temperatura ambiente.....	122
Tabela 5.2 – Requisitos para pilares mistos preenchidos com concreto	125
Tabela 5.3 - Comparação entre os resultados experimentais com os modelos analíticos para o tempo crítico.	136
Tabela 5.4 - Comparação entre os resultados experimentais com os modelos analíticos para o colapso final.	136
Tabela 5.5 - Comparação entre os resultados experimentais de Romero <i>et al.</i> (2017) e a EN 1994-1-2: 2005.	137

Tabela 5.6 - Comparação entre as temperaturas obtidas nos ensaios e as calculadas através de Wan <i>et al.</i> (2017).....	139
Tabela 5.7 - Comparação entre os resultados experimentais e Wan <i>et al.</i> (2017).....	140
Tabela 5.8 – Comparação entre a teoria unificada e o experimental realizado por Wan <i>et al.</i> (2017).141	
Tabela 5.9 - Comparação entre os resultados experimentais de Romero <i>et al.</i> (2015), com a EN 1994-1-2: 2005 e a Teoria Unificada (WAN <i>et al.</i> , 2017)	142
Tabela 5.10 - Comparação entre os resultados experimentais com os modelos analíticos.	143

ANEXO A

Tabela A.1 – Resultado dos ensaios	189
Tabela A.2 – Fatores de Redução $k_{y,\theta}$	193
Tabela A.3 – Resultado dos ensaios em regime transiente	194
Tabela A.4 – Resistência à compressão do concreto em temperatura ambiente	196
Tabela A.5 – Resistência média à compressão do concreto em temperaturas elevadas.....	198
Tabela A.6 – Fatores de redução da resistência à compressão do concreto	198

ANEXO C

Tabela C.1 – Rotações nos apoios.....	211
---------------------------------------	-----

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Maiúsculas

A	Área da seção transversal
A_a	Área de aço, tubo externo
A_c	Área de concreto
A_s	Área da armadura, tubo interno
C_n	Constantes de cálculo
D_{ext}	Diâmetro do tubo externo
D_{int}	Diâmetro do tubo interno
E_a	módulo de elasticidade do aço estrutural, tubo externo, em temperatura ambiente
E_c	módulo de elasticidade secante inicial do concreto em temperatura ambiente
$E_{c,\theta}$	módulo de elasticidade do concreto em temperaturas elevadas
$E_{a,\theta}$	módulo de elasticidade do aço em temperaturas elevadas
E_s	módulo de elasticidade do aço da armadura (tubo interno) em temperatura ambiente
I_a	momento de inércia da seção transversal do perfil de aço (tubo externo)
I_c	momento de inércia da seção transversal do concreto não-fissurado
I_s	momento de inércia da seção transversal da armadura (tubo interno)
K_1, K_2	conjunto de valores da rigidez da estrutura circundante
KL	comprimento de flambagem do pilar
L	comprimento
$L_{e,fi}$	comprimento de flambagem do pilar em situação de incêndio
N_e	força de flambagem elástica em temperatura ambiente
$N_{fi,e}$	força de flambagem elástica em situação de incêndio
$N_{fi,pl,Rd}$	força axial de plastificação de cálculo em situação de incêndio
$N_{fi,Rd}$	força axial resistente de cálculo em situação de incêndio

$N_{fi,Sd}$	força axial solicitante de cálculo em situação de incêndio
$N_{pl,Rd}$	força axial de plastificação de cálculo em temperatura ambiente
$N_{pl,a,Rd}$	força axial resistente de cálculo do perfil de aço em temperatura ambiente
$N_{pl,c,Rd}$	força axial resistente de cálculo do concreto em temperatura ambiente
$N_{pl,s,Rd}$	força axial resistente de cálculo da armadura longitudinal, tubo interno, em temperatura ambiente
N_{Rd}	força axial de compressão resistente de cálculo em temperatura ambiente
P	força aplicada no pilar
P_0	força inicial aplicado no pilar
R_i	espessura de concreto equivalente

Letras Minúsculas

b_c	largura da seção mista
d_c	altura da seção mista
f_{cd}	resistência de cálculo do concreto à compressão em temperatura ambiente
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão em temperatura ambiente
$f_{ck,\theta}$	resistência característica do concreto à compressão em temperatura elevada
$f_{cm,7d}$	resistência média do concreto à compressão aos 7 dias
$f_{cm,28d}$	resistência média do concreto à compressão aos 28 dias
f_{cu}	resistência cúbica do concreto em temperatura ambiente
f_y	resistência ao escoamento do aço em temperatura ambiente
f_{yd}	resistência ao escoamento do aço de cálculo em temperatura ambiente
$f_{y,\theta}$	resistência ao escoamento do aço em temperaturas elevadas
f_{ys}	resistência ao escoamento da armadura (tubo interno) em temperatura ambiente
f_{sd}	resistência ao escoamento da armadura (tubo interno) de cálculo em temperatura ambiente
$f_{s,\theta}$	resistência ao escoamento da armadura (tubo interno) em temperaturas elevadas
k_a	rigidez axial da estrutura circundante
k_r	rigidez rotacional da estrutura circundante
$r_{i,ext}$	raio interno do tubo externo
$r_{i,int}$	raio interno do tubo interno
t_{ext}	espessura do tubo externo

t_{int}	espessura do tubo interno
u_s	distância mínima da face do concreto ao eixo das barras da armadura

Letras Gregas

α_k	nível de restrição axial no pilar
χ	fator de redução associado à resistência à compressão
η_{fi}	nível de carregamento
$\varphi_{i,\theta}$	coeficiente de redução específico do material
λ	parâmetro de esbeltez em temperatura ambiente
λ_0	índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas em temperatura ambiente
$\lambda_{0,fi}$	índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas em temperaturas elevadas
θ	temperatura
θ_a	temperatura do aço (tubo externo)
θ_c	temperatura do concreto
θ_s	temperatura da armadura (tubo interno)
ϕ	ângulo de rotação
ε	deformação

1. INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

A arquitetura é a apropriação do espaço, através de sua organização e delimitação, a fim de criar ambientes onde possam ser desenvolvidas atividades humanas. Uma obra arquitetônica deve ser concebida como um todo formal, funcional e técnico. A estrutura é um componente essencial, com a função de sustentar estaticamente e esteticamente a composição. Ela é concretizada pela construção e pode adquirir diferentes configurações em função do arranjo funcional e arquitetônico desejado, cuja expressão visual é dada pela tectônica (SEKLER, 1965). Portanto, a estrutura deve ser concebida como parte indivisível da obra arquitetônica, não devendo ser pensada como um feito isolado. Não se pode conceber uma forma que não necessite de uma estrutura, ou uma estrutura que não tenha uma forma. A concepção da forma implica na concepção da estrutura e, em consequência, dos materiais e processos para concretizá-la. Sendo assim, a forma e a estrutura nascem juntas, são um só objeto, e conceber uma implica em conceber a outra e vice-versa. (REBELLO, 2000).

Um bom projeto arquitetônico, entre outras coisas, requer uma boa organização dos elementos estruturais, suas formas e dimensões, em função dos custos e das tecnologias disponíveis (DIEZ, 2012). Desde a antiguidade, o homem vem utilizando os materiais e tecnologias disponíveis para dar forma e função ao espaço. Com o passar do tempo e os avanços tecnológicos, se construíram edificações cada vez maiores, mais altas e complexas, demandando novos sistemas e técnicas construtivas.

Na construção da imagética da arquitetura contemporânea, a estrutura se destaca, assume uma autonomia e aparece como elemento específico, interveniente na formulação arquitetônica, tem um peso acentuado na percepção do espaço e na sua organização. Essa autonomia da estrutura é um elemento fundamental da concepção arquitetônica moderna, e naturalmente da arquitetura contemporânea, a tomar, por exemplo, o impacto no debate da arquitetura que teve o modelo Dom-ino formulado por Le Corbusier. Esse modelo surge da necessidade de sistemas construtivos mais rápidos, da fabricação em série, aperfeiçoando e otimizando sistemas já conhecidos. Pode-se dizer que mais do que algo inovador, pois trata-se da compilação de ideias perfeitamente correntes na época, a proposta de Le Corbusier seria a tomada de consciência de uma nova maneira de pensar e de “fazer” o projeto, que abria um amplo campo de novas possibilidades conceituais e expressivas para a arquitetura. Com isso, o papel do arquiteto também evoluiu, sendo necessário o conhecimento do projeto e do funcionamento estrutural, no qual, a escolha dos materiais, a disponibilidade de mão-de-obra e a viabilidade de execução são aspectos indispensáveis para o mesmo.

Essas técnicas e tecnologias estão constantemente em evolução e novos elementos estruturais são concebidos, estudados e utilizados a cada dia, entre eles os elementos mistos de aço e concreto e suas variações. Queiroz *et al.* (2010) definem um sistema misto de aço e concreto como aquele no qual um perfil de aço trabalha em conjunto com o concreto, armado ou não, praticamente sem escorregamento relativo entre os dois materiais nas superfícies de contato, podendo ser um pilar misto, uma viga mista ou uma laje mista. O aço e o concreto também podem ser projetados para trabalharem em conjunto nas ligações, constituindo as ligações mistas. A interação entre o concreto e o perfil de aço pode se dar por meios mecânicos, através de conectores de cisalhamento, mossas, ressaltos, etc., por atrito ou, em alguns casos, por simples aderência e repartição de forças, como em pilares mistos sujeitos apenas à força axial de compressão.

Os elementos mistos podem apresentar uma variedade de opções e benefícios arquitetônicos e econômicos. Quando comparados ao concreto armado, por exemplo, eles possibilitam a dispensa do uso de fôrmas e escoramentos, a redução do prazo de execução da obra e também do peso próprio e do volume da estrutura e, em consequência, também reduzem os custos de fundação. Se comparados aos sistemas estruturais em aço, os elementos mistos reduzem o consumo de aço estrutural e aumentam a rigidez da estrutura, além de diminuir, em muitos casos, a necessidade de proteções contra incêndio e corrosão (QUEIROZ *et al.*, 2010).

No Brasil o uso de pilares mistos na construção civil teve início no final do século passado. Usualmente esses pilares são formados por um perfil I ou H de aço, revestido totalmente (Fig. 1.1-a) ou parcialmente (Fig. 1.1-b) com concreto, ou por um perfil tubular de aço, retangular ou circular, preenchido com concreto (Figs. 1.1-c, 1.1-d).

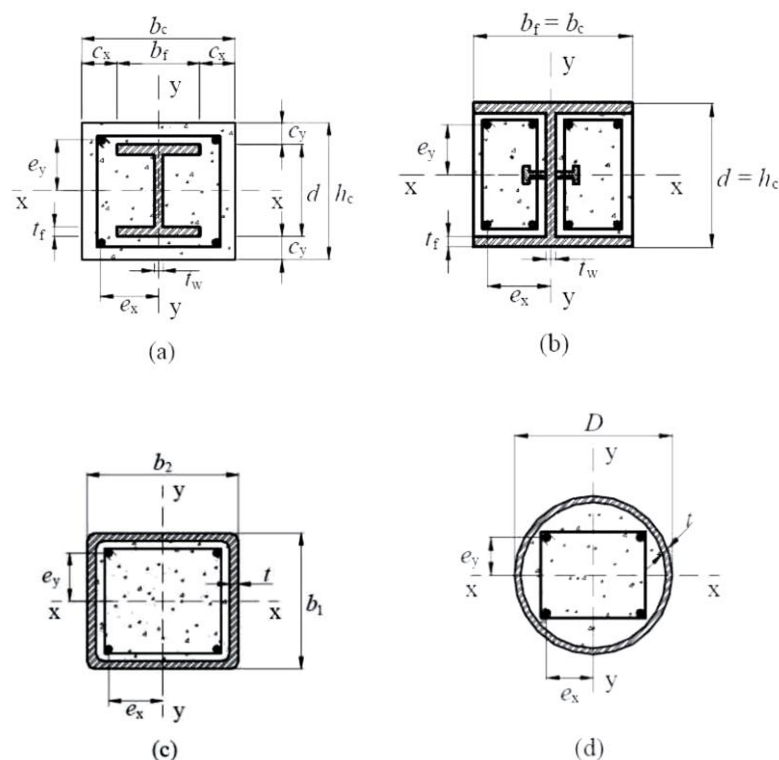


Figura 1.1 - Tipos de seções de pilares mistos (Fonte: ABNT NBR 8800: 2008).

Nos pilares mistos o perfil de aço e o concreto se complementam idealmente. O concreto atua oferecendo boa resistência à compressão, protegendo o perfil metálico da corrosão (no caso de pilares de aço revestidos com concreto) e de impactos, além de melhorar significativamente o comportamento do perfil à ação do fogo e à instabilidade local. O perfil metálico colabora com sua elevada resistência mecânica e a agilidade no processo construtivo. No caso de pilares mistos de seção tubular de aço preenchidos com concreto (CFST - *Concrete Filled Steel Tube*), tem-se ainda que os perfis tubulares de aço possuem excelentes propriedades estruturais como alta resistência, alta ductilidade e excelente capacidade de absorção de energia, além de proporcionar condições ideais de confinamento para o concreto. Sendo assim, cada material trabalha de maneira otimizada, aumentando a capacidade resistente do pilar e melhorando o seu comportamento.

Na Figura 1.2 pode-se comparar o comportamento de um pilar de aço, um pilar de concreto armado, a soma dos dois, e um pilar misto de aço e concreto à compressão axial, onde a força resistente alcançada pelo pilar misto é superior à soma de cada um atuando isoladamente. Observa-se ainda, nesses pilares, uma maior resistência ao fogo sem o uso de proteção externa, aumentando o espaço na edificação, reduzindo as despesas com manutenção do material de proteção, além de dispensar o uso de fôrmas durante a construção. Portanto, um pilar misto, formado por um perfil tubular preenchido com concreto, quando bem projetado, conduz a uma boa solução estrutural, econômica, construtiva e arquitetônica.

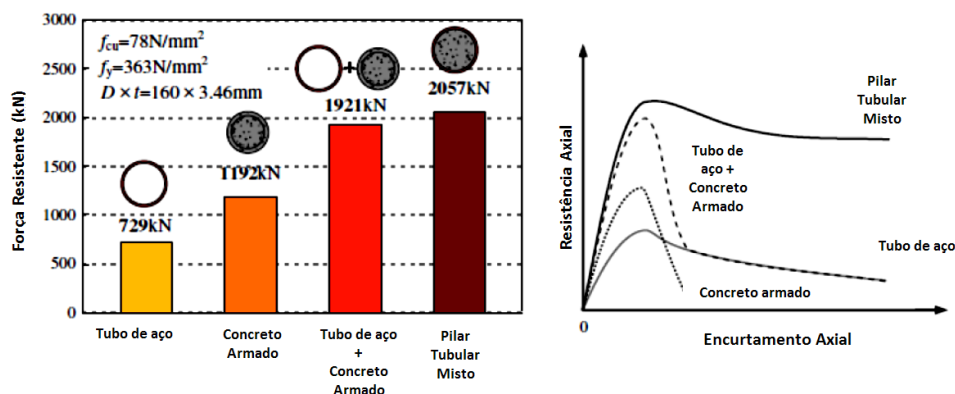


Figura 1.2 - Comportamento à compressão axial de pilares tubulares mistos (adaptado de HAN *et al.*, 2014).

O crescente uso de pilares mistos preenchidos com concreto, pilares mistos CFST, demanda que seu comportamento seja compreendido não só em temperatura ambiente, mas também em temperaturas elevadas. Em temperatura ambiente o carregamento é suportado tanto pelo aço quanto pelo concreto. Kodur (2007) descreve o comportamento de um pilar misto CFST exposto ao fogo submetido à força axial de compressão. Nos primeiros estágios do incêndio, o perfil de aço suporta a maior parte do carregamento, pois este se expande mais rapidamente que o núcleo de concreto. Com aumento da temperatura, o perfil de aço tem suas propriedades mecânicas degradadas, com a consequente redução da capacidade resistente, ocorrendo o escoamento do aço e então o pilar se contrai rapidamente, fenômeno que ocorre geralmente entre 20 e 30 minutos de exposição ao fogo. Nesse ponto, o núcleo de concreto passa a suportar gradativamente o carregamento. Finalmente, com o aumento da temperatura interna do pilar, a resistência do concreto também começa a diminuir e o pilar passa a não mais suportar a força aplicada, vindo a colapsar.

A resistência ao fogo de um pilar é considerada como o tempo que o pilar demora a entrar em colapso com o aumento da temperatura. O comportamento do pilar após o escoamento do perfil de aço depende do tipo de concreto usado, uma vez que esse material contribui significativamente para o aumento da sua capacidade resistente em situação de incêndio. Essa contribuição se deve pela grande capacitância térmica do concreto e sua menor perda de resistência em temperaturas elevadas.

Os pilares mistos CFST são muito usados em edifícios altos, e são geralmente constituídos por um perfil de aço de seção tubular preenchido com concreto armado e sem proteção externa ao fogo. Vários estudos vêm mostrando que o uso desses pilares gera uma economia significativa em relação aos pilares de aço, em boa parte pela dispensa de material de proteção contra incêndio. No entanto, segundo Romero *et al.* (2011), para pilares esbeltos, onde a área da seção de concreto é reduzida, a busca por soluções mais seguras em situação de incêndio se faz necessária. Por isso, é crescente o interesse por novas configurações de perfis e seções capazes de apresentar um comportamento melhorado em temperaturas elevadas. Além de se buscar respostas através de mudanças no concreto de preenchimento, tais como o uso de concreto de alta resistência, concreto reforçado com fibras de aço ou com *cocktails* de fibras de aço e polipropileno e concreto altoadensável, entre outros, procura-se também novas formas de se configurar a seção transversal e a distribuição do aço de maneira a tornar o processo construtivo mais ágil e econômico. Entre as novas soluções que estão sendo estudadas, podem ser citados os pilares mistos com tubo de aço de seção elíptica, os tubulares com perfil metálico interno, os perfis com núcleo maciço de aço e os perfis com duplo-tubo, formados por dois tubos de aço concêntricos, que podem ser completamente preenchidos com concreto (na literatura inglesa conhecidos por *double-tube*) ou com concreto apenas no anel entre os tubos (na literatura inglesa conhecidos por *double-skin*), como ilustra a Figura. 1.3.

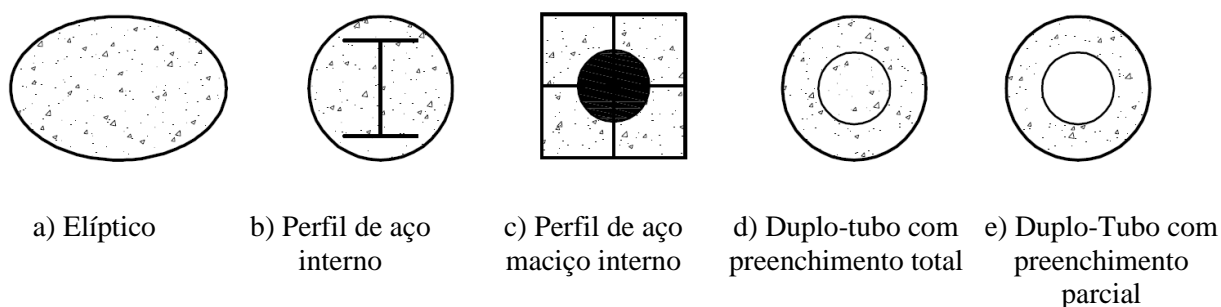
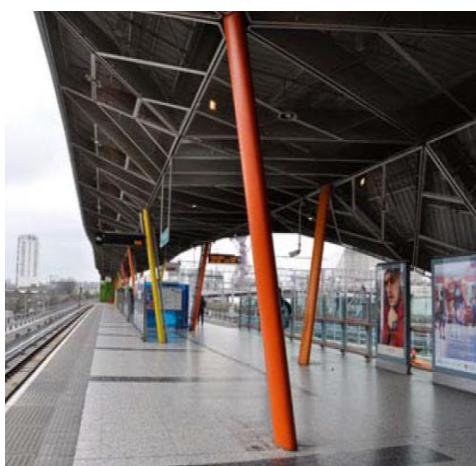


Figura 1.3 - Exemplos de Perfis Tubulares Mistos.

Como ilustração, a Figura 1.4 apresenta exemplos de edificações em que foram utilizadas as soluções inovadoras com pilares mistos de aço e concreto. A Figura 1.4-a mostra a Estação DLR Stratford, em Londres, com pilares com perfil de aço elíptico preenchido com concreto, a Figura 1.4-b o Edifício Skyper, em Frankfurt, na Alemanha, com pilares mistos com núcleo de aço maciço e a Figura 1.4-c a Queensberry House, em Londres, com pilares mistos de duplo-tubo.



a) Estação DLR Stratford,
Londres



b) Edifício Skyper,
Frankfurt, Alemanha



c) Queensberry House, Londres

Figura 1.4 - Exemplos de edificações com o uso de novas soluções em pilares mistos (Fonte: ESPINÓS e ROMERO, 2013).

Dentre as novas possibilidades de seção, tem-se o objeto de estudo deste trabalho, que serão os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial, ou seja, com concreto apenas entre os tubos de aço (Fig. 1.3-e), e os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total, com o anel entre os tubos e o tubo interno preenchidos com concreto (Fig. 1.3-d), ambos em situação de incêndio. Nos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total, acredita-se que o núcleo de concreto e o tubo interno, por ficarem com temperaturas mais baixas em incêndio, possam propiciar uma maior capacidade resistente ao fogo.

1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é a avaliação do desempenho de pilares mistos de duplo-tubo preenchidos com concreto em situação de incêndio.

O estudo pretende verificar que fatores podem influenciar no seu comportamento. Para tal, serão observadas as mudanças na capacidade resistente do pilar, nos deslocamentos sofridos e no modo de colapso quando submetidas a temperaturas elevadas. Pretende-se verificar a influência de diferentes tipos de concreto de preenchimento, tais como o concreto normal, o concreto de alta resistência e o concreto com argila expandida, no seu comportamento em altas temperaturas, assim como a influência do nível de carregamento aplicado e da interação do pilar aquecido com a estrutura envolvente.

Pretende-se verificar como essa nova tipologia de pilar misto pode ser incorporada na busca por novas soluções construtivas, visando qualidade, segurança, custos e prazos. Desse modo, será estudado como o uso do tubo interno pode influenciar nos processos construtivos, reduzindo o tempo de construção e garantindo uma maior segurança em caso de incêndio. Pretende-se também verificar as implicações construtivas que a implementação deste tipo de pilar pode introduzir na arquitetura.

Em suma, ao final do trabalho realizado, pretende-se definir de maneira geral o comportamento de pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas, e verificar como os modelos analíticos de cálculo existente conseguem ou não se adequar a esses pilares. E assim, dominando essas novas tipologias, apresentar soluções arquitetônicas inovadoras e processos construtivos mais eficientes.

1.3 JUSTIFICATIVA

O uso de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto vem aumentando muito nas últimas décadas, principalmente em edifícios altos e pontes. Isso se deve ao seu aspecto estético e à significativa resistência ao fogo que eles normalmente apresentam. No entanto, atualmente, as normas de projeto, como a europeia EN 1994-1-2: 2005 e a brasileira ABNT NBR 14323: 2013 exigem, no método simplificado, ou seja, no método tabular, que os pilares mistos CFST possuam armaduras, para qualquer tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) superior a 30 minutos. Com isso, apesar do uso do perfil tubular representar um ganho no tempo de execução por dispensar o uso de fôrmas, a necessidade da colocação de armadura consiste em um custo adicional de tempo e mão-de-obra, além do preço do aço. Porém, no método analítico de cálculo somente são previstos os casos das seções apresentadas na Figura 1.1, sendo que, para qualquer configuração diferente destas, devem-se usar os métodos avançados de cálculo, nem sempre acessíveis para todos os profissionais da área.

Novas configurações e novas tecnologias são introduzidas no mercado todos os dias, como as seções indicadas nas Figuras 1.2 e 1.3. Destacam-se os pilares mistos de duplo-tubo que se apresentam como soluções normalmente esbeltas, e possuem um uso cada vez mais crescente. Conhecer seu comportamento em temperatura ambiente, assim como em temperaturas elevadas, é, portanto, essencial para garantir a sua utilização e segurança.

A pesquisa de novas configurações de seções é uma etapa importante também para a arquitetura, pois o projeto estrutural deve ser capaz de reforçar o conceito funcional, social e estético do espaço. Dependendo da complexidade do projeto, o sistema estrutural é uma parte ativa na expressão da arquitetura, podendo definir sua volumetria, o espaço interno ou a forma da edificação (DIEZ, 2012). Considerando que a estrutura deve facilitar o bom funcionamento arquitetônico, o uso de pilares esbeltos e sem proteção externa traz consigo a possibilidade de respostas mais flexíveis e esteticamente agradáveis, além de proporcionar uma maior fluidez no espaço (Fig. 1.5). As seções circulares, em especial, permitem uma permeabilidade visual que outras seções não conseguem. Dependendo da situação e do projeto, principalmente em casos de reabilitação, o uso de seções circulares é essencial para se garantir não só a funcionalidade, mas também as formas e as espacialidades desejadas.

Nesse contexto é que se inserem os objetos desta pesquisa, os pilares mistos de duplo-tubo. O uso de um tubo interno, no lugar de armadura representa uma economia de mão-de-obra e tempo, agilizando o processo construtivo, aumentando a resistência e permitindo o uso de seções mais esbeltas.

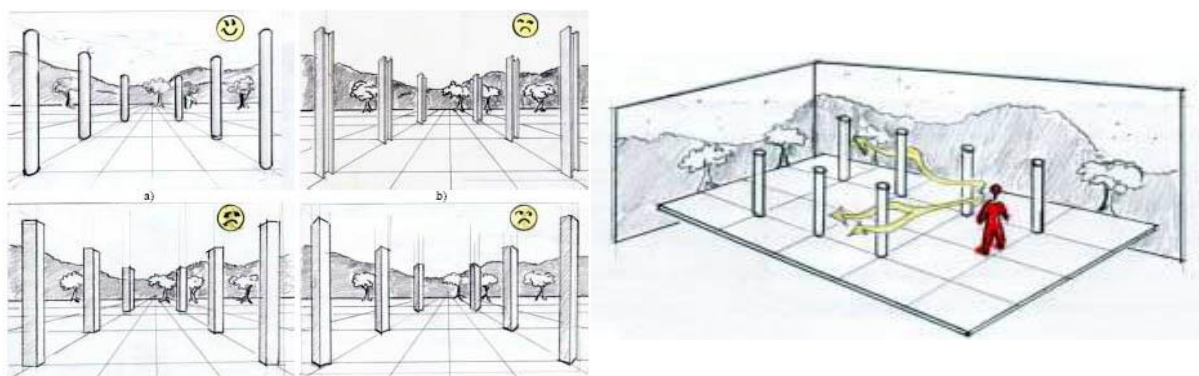


Figura 1.5 - Pilares tubulares circulares e a permeabilidade visual
(Fonte: www.fec.unicamp.br/~estruturastubulares/).

1.4 ESTRUTURA DA TESE

O presente trabalho faz uma relação entre arquitetura, estrutura e incêndio. Para melhor compreender essa relação, o Capítulo 2 apresenta inicialmente uma revisão, ao longo da história, da relação entre arquitetura e estrutura, seguida de uma análise sobre a questão do incêndio na arquitetura. Posteriormente, tem-se uma revisão sobre pilares mistos CFST e de como eles se inserem no contexto da arquitetura, seus usos e sua evolução enquanto resposta estrutural e de projeto. Depois desta contextualização, entre pilares mistos e arquitetura, faz-se uma análise do comportamento dos pilares em situação de incêndio, concluindo assim a problemática da relação arquitetura, estrutura e incêndio. Finalmente tem-se uma revisão bibliográfica das pesquisas sobre pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas.

No Capítulo 3 são apresentados os processos para a realização dos ensaios nos pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas. Primeiramente o sistema experimental é apresentado, sua configuração e suas especificidades, que fazem dele praticamente único no mundo. Depois,

tem-se a definição dos corpos de prova, ou seja, dos pilares ensaiados, descrevendo os materiais utilizados, a definição das seções, sua paramentação, montagem e concretagem. Em seguida, é apresentado o plano de ensaios, onde são definidos o número de ensaios, os parâmetros considerados e suas variações, visando à compreensão do comportamento do pilar em situação de incêndio. Por fim, tem-se uma descrição do procedimento de ensaio, como eles foram realizados e o que foi observado durante sua execução.

No Capítulo 4 são discutidos e analisados os resultados dos ensaios, expressos em função das temperaturas, sua variação na seção e ao longo da altura do pilar, e das forças de restrição, analisando a sua variação em relação aos parâmetros dos ensaios. Os deslocamentos axiais e laterais também são avaliados, assim como as rotações na base e topo do pilar, sempre considerando os parâmetros dos ensaios. Finalmente tem-se a definição do tempo crítico e a influência do tipo de concreto, da restrição imposta e do carregamento na capacidade resistente do pilar em temperaturas elevadas. Após a análise dos resultados dos ensaios dos pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas, faz-se uma comparação com ensaios anteriores em pilares tubulares mistos preenchidos com concreto normal e armado e pilares tubulares mistos com anel de concreto normal e armado, utilizando o mesmo sistema de ensaios e parâmetros similares.

No Capítulo 5 tem-se a comparação dos resultados dos ensaios com as normas brasileira e europeia para pilares mistos de seção tubular preenchidos com concreto em situação de incêndio e com as formulações propostas por outros autores em trabalhos anteriores. Sendo assim, são verificadas a formulação proposta por Espinós *et al.* (2013) e a Teoria Unificada de Zhong, apresentada em Wan *et al.* (2017) e aplicável a pilares mistos em geral, incluindo os pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas.

Após o estudo e compreensão do comportamento dos pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas, no Capítulo 6 tem-se uma breve discussão sobre as disposições construtivas envolvendo pilares tubulares de aço preenchidos com concreto, as questões de durabilidade e as possibilidades construtivas com diferentes materiais, inclusive com sistemas de proteção ao fogo e seu uso na arquitetura contemporânea.

O Capítulo 7 apresenta as conclusões gerais do trabalho, sua avaliação e recomendações para pesquisas futuras, levando em conta os avanços e questionamentos levantados no presente trabalho.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas usadas na tese e os anexos, com os ensaios das propriedades mecânicas do aço e do concreto em altas temperaturas, e demais informações complementares, tais como gráficos e tabelas.

2 ESTADO DA ARTE

Inicialmente tem-se uma revisão da relação entre arquitetura e estrutura ao longo da história, passando pela questão dos incêndios. Em seguida uma breve revisão do uso dos pilares tubulares de aço preenchidos com concreto e a evolução da sua utilização na arquitetura.

A pesquisa bibliográfica também apresenta uma revisão do estado da arte sobre pilares mistos formados por perfis tubulares de aço preenchidos com concreto em situação de incêndio. Foram estudadas as diferentes configurações de seções, os tipos de concreto de preenchimento e o que eles representam no comportamento do pilar em temperaturas elevadas, e quais são os efeitos da restrição axial e rotacional nos pilares.

Apesar de a pesquisa bibliográfica partir da revisão de pilares mistos tubulares preenchidos com concreto, o foco maior recai sobre a literatura relacionada aos pilares mistos de duplo-tubo, procurando verificar o que se conhece sobre essa nova configuração de pilar e em que ponto pode-se avançar.

2.1 ARQUITETURA E ESTRUTURA

Desde a antiguidade, arquitetura e estrutura sempre andaram juntas, o homem tinha que dar forma a certos materiais e usá-los em determinadas quantidades para suportar diferentes ações, e assim delimitar espaços adequados para desenvolver suas atividades. Os primeiros arquitetos serviam como professores construtores ao desenhar a estrutura como uma parte integrante do edifício em si, eles dimensionavam e construía sobre a base da experiência de projetos anteriores (DIEZ, 2012).

As primeiras construções foram pontes e monumentos, e somente com o desenvolvimento da agricultura o homem começou a construir moradias, porém com formas e materiais simples. Os gregos se utilizavam do sistema viga-pilar (Fig. 2.1) e a não ser pelos monumentos pouco ficou de documentação escrita a respeito de sua atividade construtora. Os arquitetos e os mestres pedreiros possuíam grande conhecimento empírico, que era guardado em segredo.



Figura 2.1 - Parthenon de Atenas (Fonte: <https://www.flickr.com/photos/paul-in-japan/>).

Os etruscos, povo que habitava a parte central da hoje Itália, eram muito desenvolvidos nas áreas da arquitetura e engenharia. Eles construíam estradas, túneis e pontes, além de dominar o processo construtivo dos arcos e abóbadas. Foi dessa fonte que os romanos foram buscar o conhecimento para as suas construções. A grande velocidade da expansão do império romano obrigou-os a padronizar a mão-de-obra e os materiais, e forçou-os a reinventar os sistemas construtivos e a buscar novos materiais, entre eles a pozolana. A descoberta desse material possibilitou a execução de um tipo de concreto parecido com o atual, que aliado ao gosto pelo monumental, resultou no uso intenso de arcos, cúpulas e abóbadas, que venciam grandes vãos com espessuras relativamente reduzidas (Fig. 2.2). Durante essa grande produção de edificações, o arquiteto Marcus Vitruvius Polio, que viveu no século I a. C., escreveu o livro “De Architectura”, no qual descreve os métodos construtivos. Seus escritos permaneceram quase desconhecidos por muitos anos, e somente no Renascimento tiveram reconhecimento e se tornaram a obra de referência para a arquitetura e a engenharia (REBELLO, 2000).



Figura 2.2 - O Coliseu Romano e seus arcos (Fonte: <https://www.flickr.com/photos/portalealba>).

Com a queda do Império Romano muitos registros desapareceram, mas os que sobreviveram permitiram que os construtores medievais pudessem recomeçar. Esses construtores mantiveram suas atividades e mostraram o caminho para os artistas construtores da Renascença. Permaneceu também a combinação de um projeto construtivo, com artes decorativas, sob o comando de um único profissional. A construção de grandes catedrais floresceu nessa época, a

arquitetura procurava imitar o estilo das igrejas romanas, daí o estilo românico, porém como parte do conhecimento havia se perdido, elas apresentavam uma estrutura exagerada, com paredes espessas, aberturas pequenas e iluminação insuficiente.

Na idade média também se difundiu o uso da pólvora, aumentando notavelmente o poderio bélico. Nasce o engenheiro militar, precursor do engenheiro civil, especializado em projetar fortificações. É a primeira ocasião em que arquitetura e engenharia se afastam (REBELLO, 2000).

Por volta de 1100, nervuras foram colocadas sob as arestas das abóbodas e tem-se início o estilo gótico, que representava a passagem das estruturas pesadas para as discretas, com esqueletos estruturais (Fig. 2.3). O estilo gótico representou também a passagem do conhecimento estrutural empírico para o científico.

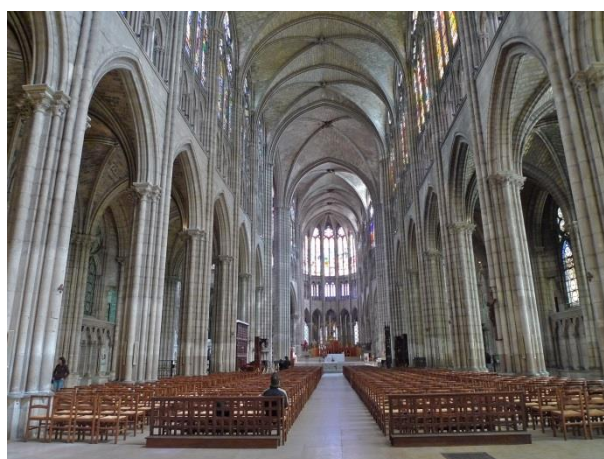


Figura 2.3 - Basílica de Saint-Denis, França (Fonte: Pinterest.com).

No fim da idade Média, com o florescimento das atividades comerciais em Florença e Veneza, os príncipes que governavam essas cidades cercavam-se de artistas, tendo início o humanismo e uma maneira de pensar mais científica. O construtor deixou de ser um artesão para ser um intelectual e a função de quem projeta se separa da de quem constrói. Durante o renascimento, enquanto a arquitetura se preocupava em repetir velhas formas e técnicas dos antigos gregos, romanos e bizantinos, o cálculo evoluiu muito, foram desenvolvidos os cálculos integral e diferencial, as três leis do movimento (Isaac Newton, 1665), a Lei de Hooke (Robert Hooke, por volta de 1678), entre outros. Criou-se uma nova e profunda ruptura entre a visão profissional

do arquiteto, mais interessado na beleza, e a do engenheiro, preocupado com as técnicas construtivas. Surgem as escolas de engenharia e as de arquitetura. A ênfase da arquitetura é no ornamento, o que resulta no barroco (Fig. 2.4) (REBELLO, 2000).



Figura 2.4 - Catedral de Santiago de Compostela (Fonte: Pinterest.com).

Após esse período, surge uma corrente arquitetônica baseada nas ideias iluministas, que se opunha ao excesso de ornamentação, o classicismo. Esse movimento procurava retomar os valores intelectuais da Renascença e do Humanismo, como ideais de harmonia e beleza, o que aprofundou as lacunas entre a arquitetura e o desenvolvimento técnico científico.

Uma reaproximação entre arquitetura e estrutura só viria a acontecer com o arquiteto Viollet-le-Duc, que pode ser considerado o primeiro grande teórico da arquitetura depois de Vitruvius, já em 1863. Para ele a arquitetura deveria refletir o seu tempo, as soluções construtivas deveriam ser econômicas e defendia o esqueleto metálico (REBELLO, 2000). Para Viollet-le-Duc, a lógica estática e a racionalidade do processo de construção eram inseparáveis. Era como se um fosse a prova necessária do outro e vice-versa (FRAMPTON, 1995).

Segundo Rebello (2000), com a criação do elevador e da estrutura de esqueleto (sistema viga x pilar de ferro), estava aberto o caminho para a verticalização dos edifícios. No fim do século XIX, devido ao rápido crescimento demográfico e à valorização imobiliária, verificou-se em Chicago a construção acelerada de arranha-céus (Fig. 2.5). O movimento denominado “Escola de Chicago”, se utiliza dessa nova técnica construtiva propiciada pelos novos materiais

e trata dos novos programas arquitetônicos. Louis Sullivan, um de seus representantes e teórico, lança o princípio da arquitetura de que “a forma segue a função”.

No início do século XX, o concreto-aço (mais tarde chamado de concreto armado) passa a ser um material viável e a ganhar a confiança de arquitetos e engenheiros. Auguste Perret foi um dos arquitetos que explorou esse material. Perret, *apud* Frampton (1995), era um defensor da produção racional; para ele: “Arquitetura é a arte de organizar espaço. É através da construção que ela se expressa”. “A técnica, ... , falada poeticamente nos leva a arquitetura” (FRAMPTON, 1995).



Figura 2.5 - Wainwright Building / Louis Sullivan (Fonte: Pinterest.com).

Entre 1914 e 1915, Le Corbusier divulga o sistema construtivo Dom-ino, cujo conceito parte de uma compilação de ideias de diferentes tipos, ligadas a diferentes campos do conhecimento, como estética, engenharia, economia e arquitetura. Nesse sistema é ressaltada a importância do balanço como elemento fundamental para que a fachada fosse livre e a estrutura independente. Vasconcellos (2005) descreve o sistema como uma estrutura reticular simples em concreto armado, ligeiramente elevada do chão, com três lajes planas sustentadas por oito pilares de seções idênticas, sem a presença de vigas. Os pilares eram apoiados em blocos de fundação e

as lajes interligadas por quatro lances de escada (Fig. 2.6). As lajes avançam em balanço nos lados maiores. O balanço colaborava estruturalmente no funcionamento estático do esqueleto, proporcionando que as medidas das vigas embutidas na laje fossem compatíveis com uma construção que se propunha ser rápida e econômica. Ainda segundo Vasconcellos (2005), é interessante observar que, apesar de todo o mérito que se atribui ao sistema, ele não foi aplicado na forma como se propôs desde o início de sua concepção, não alcançando a produção em série ao qual se propôs, pois essa só seria alcançada com uma produção de alto nível, rara na indústria da construção na época.

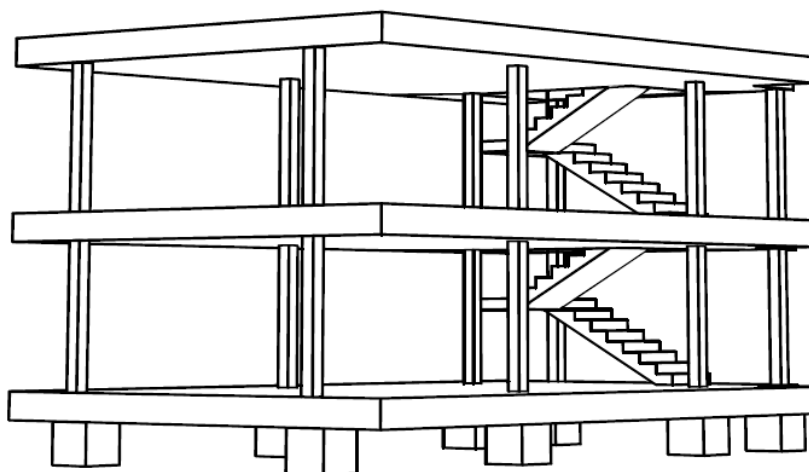


Figura 2.6 – Perspectiva gerada por computador do sistema Dom-ino de Le Corbusier (VASCONCELLOS, 2005)

Na Alemanha, em 1919, foi fundada a Bauhaus, com uma arquitetura mais racionalista e menos subjetiva. Sendo assim, segundo Rebello (2000), somando-se a objetividade da Bauhaus às ideias de Le Corbusier, o sistema estrutural volta a ser valorizado na arquitetura. A estrutura passa a ser participante incondicional da forma arquitetônica, através dos pilotis, das plantas livres e da regularidade dos apoios. Arquitetos como Mies Van Der Rohe levaram as ideias racionalistas às últimas consequências; para ele a forma arquitetônica era revelada na ausência de ornamentos, “o menos é mais” (Fig. 2.7). O sublime para Mies residia na qualidade do material em si e na revelação de sua essência através de detalhamento cuidadoso, "Deus está nos detalhes". Para Peter Carter *apud* Frampton (1995), a preocupação de Mies com a forma progressiva permaneceu tão tecnológica quanto estética: “É radical e conservador de uma só vez. É radical em aceitar o conhecimento científico e tecnológico, forças de condução e

sustentação do nosso tempo. Tem caráter científico, mas não é ciência. Ele usa meios tecnológicos, mas não é tecnologia. Isto é conservador, pois não se preocupa apenas com um propósito, mas também com um significado, como não se preocupa apenas com uma função, mas também com uma expressão. É conservador por se basear nas leis eternas da arquitetura: Ordem, Espaço, Proporção.”



Figura 2.7 - A casa Edith Farnsworth por Mies Van Der Rohe (Fonte: Pinterest.com).

Após a Segunda Guerra, a ideia de que formas livres e naturais seriam capazes de dar ao homem mais liberdade e bem estar origina o movimento da “Arquitetura orgânica”. Durante esse período a arquitetura expressava formas mais escultóricas e complexas. Na década de 1960 temos a “Arquitetura High-Tech”, onde a estrutura passa a ser a definidora das formas e ligações, instalações e elementos técnicos da edificação são expostos. O Centro Cultural George Pompidou, em Paris, é um expoente desse movimento (Fig. 2.8). Também nessa década tem-se o pós-modernismo, caracterizado pela falta de uniformidade de cores, formas e materiais. Já na década de 1990 foi lançado o movimento da “Arquitetura Desconstrutivista”, em que a estrutura voltou a ser escondida e de difícil leitura.



Figura 2.8 - Centro Cultural George Pompidou, em Paris (Fonte: Pinterest.com).

A arquitetura contemporânea é marcada por diferentes influências e os projetos revelam uma mistura de várias tendências, como o moderno e o pós-moderno em um comportamento definido como pluralismo. Destacam-se construções com formato irregular, incomum, pisos abertos, janelas em grandes dimensões e o apelo ao uso de materiais reutilizáveis. Embora utilizem materiais industriais, como o aço e o concreto, os projetos arquitetônicos atuais também dão vazão à funcionalidade, ao conforto térmico, design orgânico e privilegiam a economia verde. Entre as marcas da arquitetura contemporânea está o uso da luz natural, a conexão do espaço interior e a personificação dos projetos. A estrutura, em alguns casos, claramente é o grande destaque, como nas obras produzidas por Santiago Calatrava. Se a estrutura não é o destaque, ela é no mínimo essencial para a obra e sua expressão como um todo, como acontece na Estação Oriente em Lisboa, Portugal (Fig. 2.9), onde adquire uma conotação escultural. A cobertura do pavimento de embarque e desembarque possui uma estrutura inspirada na forma das árvores, com pilares de tubos de aço que se ramificam e se interligam formando uma malha tridimensional.



Figura 2.9 - Estação Oriente, Lisboa; Santiago Calatrava (Fonte: Pinterest.com).

2.2 A QUESTÃO DO INCÊNDIO NA ARQUITETURA

Os incêndios estão presentes na história de várias cidades do mundo, como os repetidos sinistros em Tóquio, no Japão, entre os anos de 1868 e 1912; em Londres, no Reino Unido, nos anos de 798, 982, 1212 e 1666; e, em Nova York (1835), Chicago (1871) e Boston (1872) nos Estados Unidos. Esses incêndios se deram principalmente pelas características da urbanização das cidades na época, que levaram a edificações muito próximas e ao emprego de materiais, em sua maior parte, combustíveis. Em muitas dessas cidades, após os incêndios surgiam leis e regulamentos que tentavam ordenar o desenho urbano e a construção das edificações, na tentativa de prevenir os episódios e os prejuízos causados. Nas cidades atuais, a urbanização moderna, com ruas e avenidas hierarquizadas e conseqüentemente o afastamento entre blocos de edificações, impede que os incêndios se propagem por grandes áreas (SEITO *et al.*, 2008).

Nos Estados Unidos, como conseqüência a esses grandes incêndios, a *National Fire Protection Association* (NFPA), cujos organizadores e membros eram oriundos das companhias de seguro, a partir de 1897, começa a produzir textos indicativos do nível de segurança contra incêndio, com ênfase na proteção ao patrimônio e visando facilitar o trabalho dos inspetores das companhias de seguro. Somente a partir de 1914, após quatro grandes incêndios nos Estados Unidos com muitas vítimas (Teatro Iroquois, Chicago, 30 de dezembro de 1903, 600 vítimas;

Casa de Ópera Rhoads, 13 de janeiro de 1908, 170 vítimas; Escola elementar Collinwood em Lake View, 4 de março de 1908, vitimando 172 crianças e 2 professores; e, Triangle Shirtwaist Factory em Nova York, 25 de março de 1911, com 146 mortes, em sua maioria jovens mulheres imigrantes), a NFPA amplia a sua missão para a proteção de "vidas", o que posteriormente vai gerar indicações para a construção de escadas, de saídas de incêndio e a construção e disposição de saídas de emergência em fábricas, escolas, etc., que até hoje constituem a base desse código. Surge então a base dos sistemas de proteção que vigora até hoje (SEITO *et al.*, 2008).

Na década de 1970, com a difusão dos meios de comunicação, especialmente a televisão, os grandes acontecimentos passam a ser noticiados não só em seu país de origem, mas em todo mundo. Além disso, em um período de dez anos, cinco grandes incêndios marcaram a história. A urbanização alucinante dos grandes centros provocou um aumento significativo do risco desse tipo de sinistro. No Brasil, em São Paulo, esse fato culminou com os incêndios dos edifícios Andraus (1972) e Joelma (1974), com um grande número de mortes, 16 e 187, respectivamente. Esses incêndios tiveram um grande impacto na população brasileira, pois a tragédia foi transmitida ao vivo pela televisão (Fig. 2.10). Essas tragédias alavancaram mudanças na legislação brasileira e um pouco por todo o mundo, nas corporações de bombeiros, nos institutos de pesquisa e, principalmente, foi iniciado um processo de formação de técnicos e pesquisadores preocupados com essa área do conhecimento (RIBEIRO, 2009). Também no ano de 1972, em Osaka no Japão, o fogo destruiu a Boate Play Town, no topo do edifício do Departamento comercial de Sennichi, matando 118 pessoas. Em 1979, uma falha numa máquina de churros teria provocado uma tragédia no Hotel Corona, em Zaragoza, Espanha, vitimando 84 pessoas. E em 1980 uma pane elétrica seria a causa do incêndio no Grande Hotel MGM, em Las Vegas, EUA, com 85 mortos. Todas essas tragédias foram amplamente noticiadas no mundo todo e fizeram com que a questão do incêndio passasse a ser uma questão a ser considerada e estudada. Surge então, a engenharia de incêndio, que iria além dos sistemas de proteção ativos, passar a considerar também o projeto arquitetônico, os materiais e a estrutura das edificações e os sistemas de proteção passivos.

No Brasil, os incêndios no edifício Andraus e no edifício Joelma, ambos com estrutura de estrutura de concreto armado, evidenciaram as consequências da ausência de segurança contra incêndio nos projetos arquitetônicos, principalmente pela falta de saídas de emergência, a propagação de chamas e fumaça tanto pelo interior como pelo exterior do edifício e a dificuldade de salvamento e de combate ao fogo. No edifício Andraus, a presença de um

heliponto permitiu o salvamento de cerca de 350 pessoas por helicópteros, a laje e os beirais do heliponto protegeram as pessoas que para lá foram até o resgate. Já no edifício Joelma, a formação de uma grande coluna de fumaça escura impediu a aproximação de helicópteros, e muitos ocupantes pereceram na cobertura, provavelmente esperando um resgate semelhante ao ocorrido no Edifício Andraus dois anos antes.



Figura 2.10 - Jornais da época noticiando as tragédias do Edifício Andraus, à esquerda (Fonte: Arquivo da Tribuna do Paraná) e do edifício Joelma, à direita (Fonte: Pinterest.com)

Segundo Seito *et al.* (2008), dentro dessas diretrizes, um bom projeto arquitetônico sob o aspecto da segurança contra incêndio, que conte com medidas adequadas de proteção passiva, pode dificultar o surgimento de um incêndio e restringir o seu desenvolvimento. As medidas de proteção passivas são aquelas incorporadas diretamente ao sistema construtivo, não permitindo o colapso estrutural do edifício, facilitando a fuga dos ocupantes e garantindo as ações de combate. A segurança contra incêndio passa a ser fruto muito mais de uma ação de prevenção e proteção na elaboração de Projeto Arquitetônico, do que prioritariamente do efeito de meios de combate utilizados após o início do incêndio. Complementarmente, as medidas classificadas como de “proteção ativa” são compostas de sistemas ativados somente em situação de emergência, na qual se incluem os sistemas de detecção, alarme e combate ao incêndio.

Ainda segundo Seito *et al.* (2008), a segurança contra incêndio ainda é um assunto pouco conhecido no universo de arquitetos e projetistas de edificações em geral. Porém, para projetar satisfatoriamente edificações e coordenar de forma adequada grandes projetos, o arquiteto deve conhecer os princípios da segurança contra incêndio, bem como todos os requisitos de desempenho a ela relacionados a fim de serem eficazmente incorporadas ao projeto, garantido a coerência plástica, a funcionalidade desejada, a economia e a segurança. As soluções adotadas na etapa de projeto têm amplas repercussões em todo o processo de construção e na qualidade do produto final, pois determinarão a qualidade e condizionarão o nível de desempenho e segurança da edificação, assim como a satisfação dos usuários finais.

A segurança contra incêndio deveria ser prioridade, pois a sua ocorrência pode impactar vidas, patrimônios, meio ambiente, ou até mesmo patrimônios históricos, vide o incêndio do Chiado, em Lisboa, em 1988, onde vários edifícios do século XVIII foram destruídos. No Brasil, em 27 de janeiro de 2013, o incêndio na boate Kiss foi uma nova tragédia que matou 242 pessoas, em sua maioria jovens universitários, e feriu outras 680 na cidade de Santa Maria, no estado do Rio Grande do Sul (Fig. 2.11). O acidente foi considerado a segunda maior tragédia no Brasil em número de vítimas em um incêndio, sendo superado apenas pela tragédia do Gran Circus Norte-Americano, ocorrida em 1961, em Niterói, que vitimou 503 pessoas. O uso de um sinalizador, durante o show de uma banda de música que se apresentava, soltou faíscas que atingiram o teto da boate, incendiando a espuma de isolamento acústico, que era combustível. Em cerca de três minutos, uma fumaça espessa e tóxica se espalhou por toda a boate. A presença de uma única porta de saída do local, com barreiras de controle (para o pagamento de comandas de consumo), a confusão e o despreparo dos seguranças fez com que muitas pessoas corressem para os banheiros, onde noventa por cento dos corpos foram encontrados.

Após a tragédia em Santa Maria, normas, decretos, instruções técnicas e leis foram aprovadas, complementadas ou revisadas em todo o território brasileiro. Entre elas a norma de desempenho, a ABNT NBR 15575: 2013 que estabelece a obrigatoriedade das edificações e seus sistemas atenderem a requisitos mínimos de desempenho, entre eles o de segurança contra incêndio e o controle de materiais de acabamento e revestimento. Em 2017 foi estabelecida a norma que ficou conhecida como Lei Kiss (Lei nº 13.425/2017), que entre outras coisas estabeleceu as obrigações de fiscalização e sancionárias do poder público e que as medidas de prevenção e combate a incêndios devem ser vistoriadas *in loco* pelos Corpos de Bombeiros.



Figura 2.11 - Incêndio na Boate Kiss (Foto: Germano Rorato / Agência RBS)

Recentemente dois grandes incêndios, um em Londres, na Grenfell Tower com 27 andares, em 14 de Junho de 2017, ocasionando 71 mortes; e, o outro, no Edifício Wilton Paes de Almeida com 24 andares, em São Paulo, Brasil, no dia primeiro de maio de 2018, com 4 mortes; demonstram a importância do projeto e de medidas de proteção passiva. No primeiro caso, a escolha indevida do material de revestimento na reforma da fachada, fez com que o incêndio se espalhasse rapidamente por toda a fachada (Fig. 2.12). No segundo, o edifício com estrutura de concreto armado e revestimento externo em pele de vidro, sem compartimentação horizontal entre os andares, ocasionou a rápida propagação do incêndio e o colapso total da estrutura (Fig. 2.13).



Figura 2.12 - Grenfell Tower, Londres (2017); (Fonte: <https://www.shutterstock.com>)



Foto: DW / Deutsche Welle



Foto: Júlio Zerbatto/Futura Press

Figura 2.13 - Edifício Wilton Paes de Almeida, São Paulo, Brasil (2018); incêndio e colapso da estrutura.

2.3 O USO DE PILARES MISTOS E A ARQUITETURA

O uso de pilares mistos vem crescendo muito nas últimas décadas, com o emprego de novas propostas e soluções nas mais diversas tipologias, principalmente devido às grandes vantagens que esse tipo de pilar proporciona. Muitas dessas vantagens foram reconhecidas bem cedo na história do uso de seções tubulares de ferro e aço na construção, sendo que, de fato, a primeira patente conhecida relativa ao preenchimento com concreto de seções tubulares circulares data de 1898. No entanto, o uso de seções tubulares mistas de aço e concreto realmente só começou em meados do século 20, quando já se tinha alguns resultados de pesquisas na área e a uma ampla gama de perfis estruturais tubulares disponível no mercado (HICKS e NEWMAN, 2002).

Os perfis tubulares de aço preenchidos com concreto são usados frequentemente na construção de edifícios altos e pontes, assim como em edifícios industriais, postes de transmissão de eletricidade, metrô e blocos de escritórios. Na China, seu uso é reportado há mais de 50 anos, na condição de pilar de sustentação na estação de metrô Qianmen em Pequim, em 1966, (Fig. 2.14 - a). No centro de transportes que conecta as linhas 2 e 9 do metrô, em Tianjin, China, os pilares mistos são ligados por vigas simples ou duplas de concreto armado (Fig. 2.14 - b). Os pilares mistos também são usados em oficinas e edifícios industriais no norte da China desde a década de 1970 (HAN *et al.*, 2014). Zhao *et al.* (2010) relataram que já foram construídas na China mais de 100 pontes usando esse tipo de seção mista de aço e concreto (Fig. 2.15). Segundo eles, uma importante vantagem que os pilares tubulares mistos oferecem nesta aplicação é que, durante a montagem, os perfis de aço servem como formas para moldar o concreto, assim reduzindo o custo de construção. Além disso, o arco pode ser erguido sem a necessidade de construir uma ponte auxiliar, devido à excelente estabilidade do perfil tubular de aço.



a) Estação de metrô Qianmen, Pequim

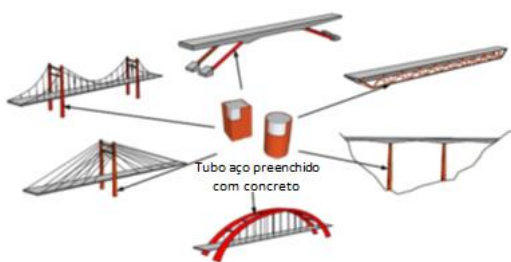


b) Conexão das linhas 2 e 9, Tianjin, China

Figura 2.14 - Primeiras aplicações de pilares mistos na China (adaptado de HAN *et al.*, 2014)



a) Wangchang East River Bridge, 115m, China



b) possíveis aplicações em pontes



c) torre de energia

Figura 2.15 - Exemplos de uso de pilares mistos. (adaptado de HAN *et al.*, 2014)

Na Europa, uma das primeiras obras reportadas usando pilar tubular de aço preenchido com concreto foi a Rochdale Bus Station (Fig. 2.16), no Reino Unido, de 1978. A estação com 24 stands em duas plataformas foi projetada pelos arquitetos do escritório Essex, Goodman e Suggitt. Os pilares que suportavam o piso de apoio (área de descanso e cantina dos

funcionários), acima das áreas públicas da estação, eram formados por perfis tubulares quadrados de 150 mm e 3,3 m de altura, preenchidos com concreto reforçado com fibras. Os pilares possuíam resistência ao fogo de uma hora, sem proteção externa (TWILT *et al.*, 1996). Recentemente a estação já foi demolida e substituída por um novo terminal.



Figura 2.16 - Rochdale Bus Station and Rochdale Municipal Offices. (adaptado de www.geograph.org.uk/photo/2446009)

Na década seguinte tem-se mais alguns exemplos, entre eles o Edifício Tecnocent (Oulu, Finlândia, 1988), que foi construído para abrigar empresas da área de pesquisa e desenvolvimento de produtos de alta tecnologia. O aço foi usado na estrutura e nas fachadas para passar uma imagem high-tech. Os pilares eram compostos por perfis de aço tubulares circulares (219 mm de diâmetro) e quadrados (200 x 200 mm). Para atingir a resistência ao fogo requerida de 60 min, as seções foram preenchidas com concreto armado. No mesmo ano, 1988, na Austrália, pode-se citar o Riverside Centre Office Building (Fig. 2.17), com pilares tubulares circulares de aço preenchidos com concreto armado. As seções com 600 mm de diâmetro são suficientes para cumprir uma resistência ao fogo de 120 minutos. Além disso, o edifício possui um sistema de reforço para resistir forças laterais de sismo e do vento, com diagonais de CHS de 406 mm diâmetro (TWILT *et al.*, 1996).

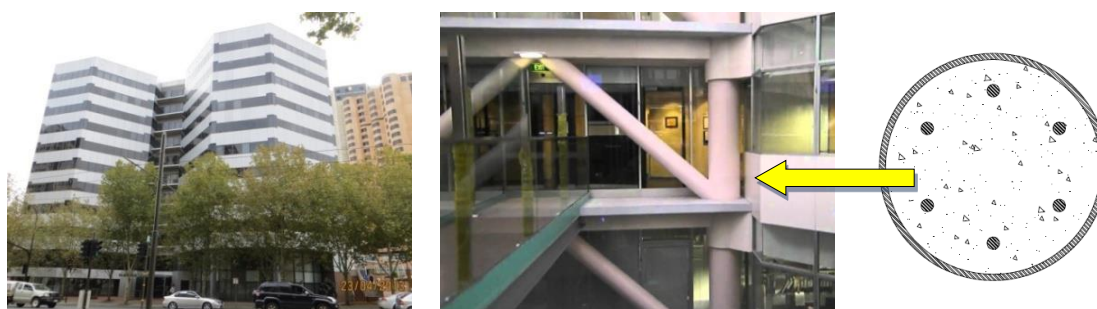


Figura 2.17 - Riverside Centre, Adelaide, Austrália. (adaptado de www.pinterest.com)

Segundo Fan *et al.* (2009), no fim da década de 1980, uma nova configuração de pilar tubular de aço preenchido com concreto começou a ser reportada, representada pelos pilares tubulares de aço de duplo-tubo preenchidos parcialmente com concreto, constituídos por dois tubos de aço concêntricos finos, com concreto no anel entre eles. Esses pilares foram utilizados primeiramente como elementos comprimidos em construções no mar. Desde então, inúmeras pesquisas vêm sendo conduzidas. Comparando os pilares de duplo-tubo com preenchimento parcial com os pilares de tubo simples, os de duplo-tubo com preenchimento parcial possuem menor peso próprio e maior rigidez de flexão. Devido a esses benefícios, eles foram investigados para aplicações em edifícios altos e pontes.

Twilt *et al.* (1996) também apresentam alguns exemplos de edifícios erguidos no Japão nas décadas de 1980 e 1990, usando pilares tubulares de aço preenchidos com concreto:

- Edifício Mitsui Soko Hakozaki (Tóquio), um prédio residencial de 19 andares, composto por pilares mistos de seção tubular quadrada, de 600×600 mm, preenchida com concreto, usando proteção externa adicional contra incêndio;
- Centro de Computadores ENICOM (Tóquio), onde a espessura da proteção externa contra incêndio necessária foi reduzida preenchendo os pilares de seção tubular quadrada com concreto em combinação com aço resistente ao fogo;
- Nakanoshima Intes Building, 1992 (Osaka), um prédio de escritórios com 22 andares (Fig. 2.18) com pilares de seções tubulares circular e quadrada preenchidas com concreto, de largura ou diâmetro entre 600 e 850 milímetros.



Figura 2.18 - Nakanoshima Intes Building. (Fonte: bb-building.net/tatemono/osaka/054.html)

O SEG Plaza, concluído em 2000, em Shenzhen (China), é um bom exemplo de um edifício de grande altura com pilar tubular de aço preenchido com concreto (ZHAO *et al.*, 2010). Trata-se de um bloco de escritórios de 76 andares com um subsolo de quatro níveis e uma altura total de 361 m que, por um tempo foi o edifício com maior altura da China (Fig. 2.19). Emprega pilares mistos de seção circular com diâmetros variando de 900 a 1600 mm. Na sua construção, foram erguidos até dois andares e meio por semana, o que demonstra a eficiência dessa tecnologia. Outro exemplo é a Wuhan International Securities Building (WISB), que usa pilares tubulares mistos de seções quadrada e retangular, atingindo 249,2 m de altura.

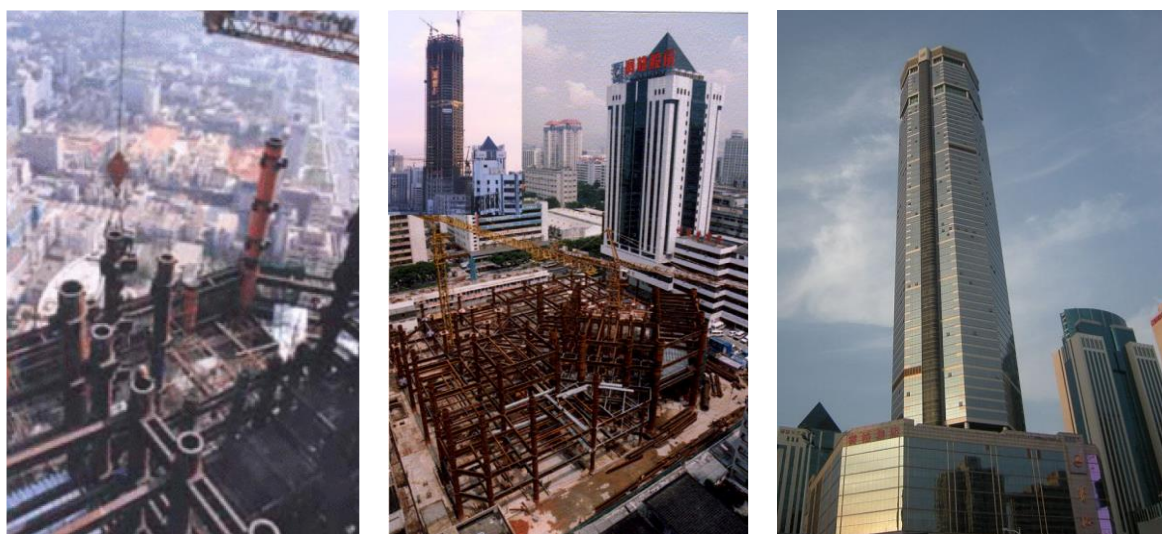


Figura 2.19 - SEG Plaza: durante a construção e depois de pronto (Fonte: <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=8425423>).

Nos Estados Unidos e Canadá, os pilares tubulares mistos foram usados primeiramente em escolas e edifícios de dois ou três pavimentos onde era necessária proteção estrutural contra incêndio. Pilares internos, que suportassem mezaninos, e caixas de escadas eram outras aplicações comuns. No Museu da Aviação no King County Airport (Seattle, Washington, 1987) as seções tubulares preenchidas com concreto foram usadas nos pilares que suportam a cobertura do hall de exposição, o que permitiu alcançar a resistência ao fogo necessária sem a necessidade de proteção contra incêndio, proporcionando assim um acabamento estético, ao mesmo tempo em que minimizava o uso do espaço e permitia uma entrada limpa de luz natural (Fig.2.20). Outra aplicação pode ser encontrada na St. Thomas Elementary School (Hamilton, Ontário), onde foram usados pilares de seção tubular circular de aço preenchidas com concreto armado no primeiro pavimento e concreto simples no segundo, obtendo assim pilares esbeltos, mas com a necessária classificação de resistência ao fogo de sessenta minutos (KODUR e MacKINNON, 2000).



Figura 2.20 - Museu da Aviação, Seattle, USA (Fonte: <http://www.museumofflight.org>).

Já no fim do século passado, na Europa, avanços no conhecimento dessas soluções estruturais e sua tecnologia provocaram um crescimento no uso pilares tubulares preenchidos com concreto na construção de edifícios. Além disso, também se buscou novas formas de configuração para as seções. Entre elas, pode ser citado o Queensberry House (Londres, 1996), que consiste em um edifício de seis andares de escritório e bloco comercial usando pilares tubulares circulares

de aço preenchidos com concreto (Fig. 2.21), porém com um sistema de tubo em tubo (um tubo externo de 457×10 mm com um tubo interno de $323,9 \times 6,3$ mm). Essa é uma das primeiras obras reportadas com o uso do sistema de pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total. As Figuras 2.22 e 2.23 apresentam diferentes edificações utilizando perfis tubulares de aço preenchidos com concreto.



Figura 2.21 - Queensberry House, Londres. (Fonte: adaptado de https://www.steelconstruction.info/Queensberry_House,_London).



Figura 2.22 - À esquerda, Fleet Place House, em Londres e à direita Toulouse, Blagnax, França, estacionamento do aeroporto com pilares tubulares de aço preenchidos com concreto armado. (Fonte: https://www.steelconstruction.info/Fleet_Place_House,_London; ESPINÓS e ROMERO, 2013)



Figura 2.23 - Monteverto Apartments, Londres Edifício residencial de luxo com pilares em perfil circular de aço preenchido com concreto. (Fonte: ESPINÓS e ROMERO, 2013; https://www.steelconstruction.info/Monteverto_Apartments,_London).

Pelos exemplos citados anteriormente constata-se que o uso de perfis tubulares de aço preenchidos com concreto começou no fim da década de 60, na Ásia, em edifícios industriais e pontes, devido à sua elevada capacidade resistente à compressão e a dispensa do uso de fôrmas. Na década de 80, passou-se a usar o preenchimento de concreto como uma forma de aumentar a resistência ao fogo dos perfis tubulares de aço, e difundiu-se o seu uso, o que foi possível por causa da maior oferta de perfis e aos avanços nas pesquisas. Surgem os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial, muito utilizados na Ásia, que apresentam um menor peso próprio e maior rigidez. Na década de 90 os pilares tubulares passaram a ser usados em edifícios residenciais e em edifícios cada vez mais altos devido à sua elevada capacidade resistente e bom comportamento em incêndio, a isso se soma outras vantagens, como a dispensa do uso de formas, a agilidade na construção e a possibilidade do uso de seções esbeltas. Em meados da década de 1990 os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total são usados em um edifício de escritórios em Londres, porém pesquisas relacionadas a esse tipo de pilar só começaram a ser realizadas mais recentemente.

Outro emprego das estruturas metálicas e mistas, cada vez mais frequente, é na reabilitação de edificações. Além de agilizarem o processo, permitem o acréscimo de área útil e a incorporação de novos usos, muitas vezes sem comprometer esteticamente a estrutura preexistente. Como exemplo, pode-se citar a readequação do Cine Theatro Brasil Vallourec em Belo Horizonte, Brasil.

O pioneirismo sempre foi uma das marcas do Cine Theatro Brasil (Fig. 2.24). Ele foi o primeiro prédio da cidade de Belo Horizonte sob a influência do estilo Art Déco. O edifício foi projetado pelo arquiteto Alberto Murgel, inaugurado na Praça Sete, em 14 de julho de 1932, e foi considerado um marco na arquitetura provincial da Cidade.

Com o passar dos anos, sem conseguir resistir à concorrência das salas de cinema multiplex, o Cine Brasil encerra suas atividades, em 1999. O espaço, que marcou gerações e exibiu filmes clássicos, fechava as suas portas. Os anos que se seguiram foram de incertezas. Em 2006, a Fundação Sidertube adquiriu o prédio e iniciou um processo de restauração, com o intuito de transformá-lo em um novo centro de cultura para a população de Belo Horizonte. O Cine Theatro Brasil Vallourec foi reinaugurado e reaberto para a população em 2013, com a exposição Guerra e Paz, de Cândido Portinari.



a) 1932 – Inauguração



b) 1999 - Encerramento das atividades



c) 2006 - Início da restauração



d) 2013 – Reinauguração

Figura 2.24 - Cine Theatro Brasil. (Fonte: www.cinetheatrobrasil.com.br)

No processo de reabilitação alguns espaços foram adaptados, e na parte mais alta da edificação, projetou-se um grande salão de eventos. A estrutura desse salão foi planejada para ser independente daquela do edifício histórico, sendo constituída por uma laje maciça de concreto armado sobre seis vigas mistas que se apoiam articuladamente em pilares mistos preenchidos com concreto de seção circular, com 27,79 m de comprimento (FAKURY *et al.*, 2012). Uma das principais adaptações foi instalação de uma passarela de vidro, que confere leveza e modernidade, de onde é possível apreciar a estrutura original do teatro, feita em concreto armado, marco da arquitetura na década de 1930 (Fig. 2.25).

Nesse caso, verifica-se que o uso de pilares tubulares mistos favoreceu o processo construtivo e a reabilitação do espaço, para além do comportamento ao fogo. Percebe-se uma autonomia entre a estrutura proposta e a existente, sem, no entanto, gerar conflito entre elas. Os pilares tubulares preenchidos com concreto permitiram que as condições de projeto fossem alcançadas, inclusive quanto à resistência ao fogo, promovendo novos espaços e usos sem a perda da expressão dos espaços já existentes. A permeabilidade visual proporcionada pelo pilar tubular circular e a esbeltez das seções, que contribuiu não só esteticamente, mas também construtivamente, pois tornou possível que os pilares ultrapassassem as lajes existentes sem comprometer a sua resistência, garantiram a reabilitação do espaço, promovendo novos usos e uma nova organização do mesmo.

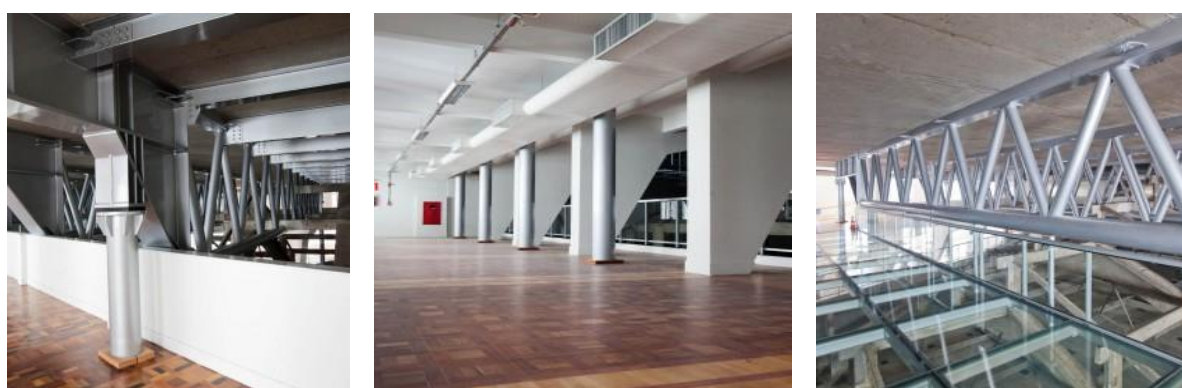


Figura 2.25 - Reabilitação do espaço usando pilar misto preenchido com concreto.
(Fonte: www.cinetheatrobrasil.com.br)

2.4 PILARES MISTOS DE SEÇÃO TUBULAR PREENCHIDOS COM CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Existem inúmeras pesquisas sobre pilares mistos de seção tubular preenchidos com concreto em situação de incêndio, entre as quais se pode citar a pesquisa realizada pelo NRCC, National Research Council of Canada, em conjunto com o AISI, American Iron and Steel Institute (KODUR, 1999); os ensaios realizados por Han *et al.* (2003); e, os ensaios apresentados por Romero *et al.* (2011) e Espinós *et al.* (2012). Pesquisas numéricas, como as apresentadas por Hong e Varma (2009) e Espinós *et al.* (2010), complementaram as pesquisas experimentais. Com relação aos efeitos da restrição ao alongamento térmico, Pires *et al.* (2012) apresentam um estudo experimental e paramétrico com pilares mistos de seção tubular de aço preenchidos com concreto. A resposta de um pilar, quando inserido na estrutura de um edifício, é diferente de quando ele está isolado. A restrição do alongamento térmico do pilar, proporcionada pela estrutura envolvente, desempenha um papel fundamental na sua estabilidade, uma vez que induz diferentes formas de interação entre o pilar aquecido e a estrutura fria adjacente. O aumento da rigidez da estrutura circundante ao pilar sujeito ao incêndio aumenta não só a restrição axial, mas também a restrição rotacional. Enquanto a primeira reduz o tempo crítico (também a temperatura crítica) dos pilares, a segunda aumenta (PIRES *et al.*, 2012).

No estudo experimental realizado no NRCC foram feitos ensaios em pilares de seção tubular preenchidos com concreto comum, concreto armado e concreto reforçado com fibras de aço. Além dos ensaios, realizou-se também um estudo paramétrico, por meio de modelagem computacional, com o objetivo de se verificar a influência do concreto na capacidade de carregamento e resistência ao fogo (KODUR, 1999), (KODUR e FIKE, 2009). Foram realizados cerca de 75 ensaios em escala real de pilares de seção tubular circular e quadrada, onde se avaliou a influência de vários fatores: o tipo de concreto de preenchimento, a resistência do concreto e o tipo e a intensidade do carregamento, além das dimensões do pilar. O diâmetro externo dos pilares circulares variou de 141 a 406 mm, enquanto que a largura dos pilares quadrados variou de 152 a 305 mm. A espessura da parede variou de 4,8 a 12,7 mm. Todos os pilares tinham 3810 mm de comprimento. Nenhuma proteção externa contra incêndio foi fornecida para o aço.

Durante os ensaios, o pilar carregado foi exposto a uma variação de temperatura seguindo à curva de incêndio padrão ASTM E119, 2001. A temperatura do forno, do aço e do concreto, assim como a deformação axial e as rotações foram medidas até o colapso do pilar. A maioria dos pilares foi submetida a carregamento concêntrico de cerca de 10 a 45% da força resistente nominal à compressão, calculada de acordo com as especificações do CAN/CSA-S16.1-M94. Durante o ensaio, o pilar carregado foi exposto ao aquecimento controlado de tal modo que a temperatura média no forno seguiu, tão próximo quanto possível, às temperaturas da curva de incêndio padrão ASTM E119-88 ou CAN/ULC-S101. A força foi mantida constante ao longo do ensaio. O colapso do pilar foi determinado quando o macaco hidráulico, que possuía uma velocidade máxima de 76 mm/min, não poderia mais manter o carregamento.

De maneira geral, o comportamento dos pilares mistos de seção tubular de aço preenchidos com concreto em situação de incêndio depende da faixa de temperatura e da duração do incêndio. Durante os estágios iniciais da exposição do pilar ao incêndio, o aço suporta a maior parte do carregamento. Isso porque ele se expande mais rapidamente que o núcleo de concreto. Com a elevação da temperatura, o aço perde a sua capacidade resistente e escoar, ocorre então uma súbita contração do pilar, usualmente após 20 ou 30 minutos. Desse ponto em diante o núcleo de concreto passa a suportar o carregamento. Devido ao fato de o concreto possuir uma menor condutividade térmica e uma maior capacitância térmica (*heat capacity, J^oC*) do que o aço, ele perde a sua capacidade resistente mais lentamente. Com o tempo a resistência do concreto vai diminuindo e não é mais capaz de suportar o carregamento, ocorrendo então o colapso por instabilidade global ou local (Fig. 2.26) (KODUR, 1998).

Nos ensaios realizados no Canadá, observou-se que o tipo concreto de preenchimento exerce uma grande influência na capacidade resistente do pilar em situação de incêndio. Nesses ensaios, foram empregados diferentes tipos de concreto e comparados os resultados. Estudou-se o comportamento de pilares mistos de seção tubular preenchidos com: concreto (PC - *plain concrete*), concreto armado (RC - *reinforced concrete*), concreto com fibras metálicas (FC - *fiber reinforced concrete*) e concreto de alta resistência (HSC - *high strength concrete*). Os resultados podem ser encontrados em diversas publicações, entre elas Kodur (1998, 1999, 2006, 2007), Kodur e Lie (1996), Kodur e Mackinnon (2000) e Kodur e Fike (2009) e são resumidos nas Figuras 2.27, 2.28 e 2.29.

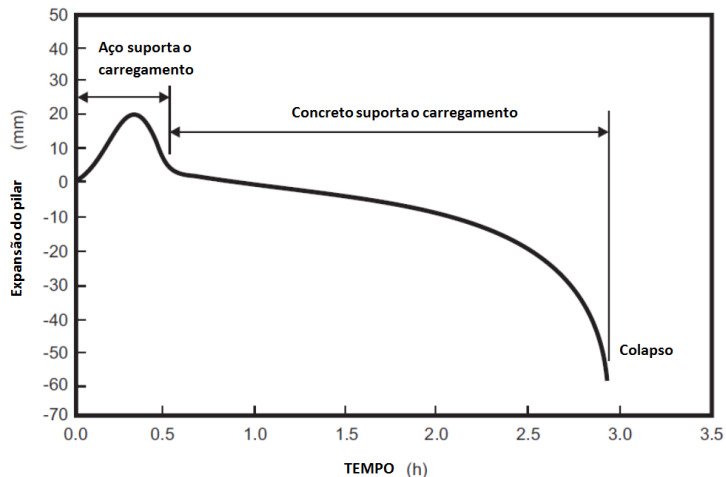


Figura 2.26 - Dilatação axial dos pilares mistos de seção tubular preenchidos com concreto durante a exposição ao fogo (adaptado de KODUR, 1998).

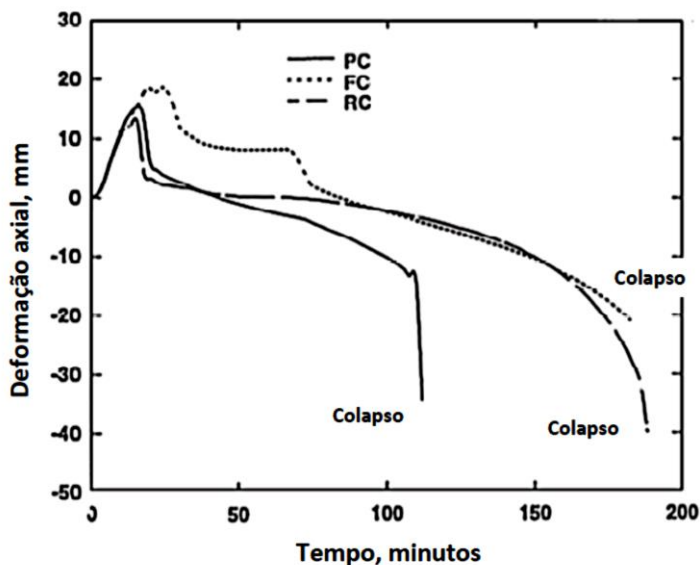


Figura 2.27 - Deformação axial de pilares mistos de seção tubular de aço preenchidas com concreto em função de tempo de exposição ao fogo (PC- concreto normal, FC- concreto reforçado com fibras e RC- concreto armado) (adaptado de KODUR, 1999).

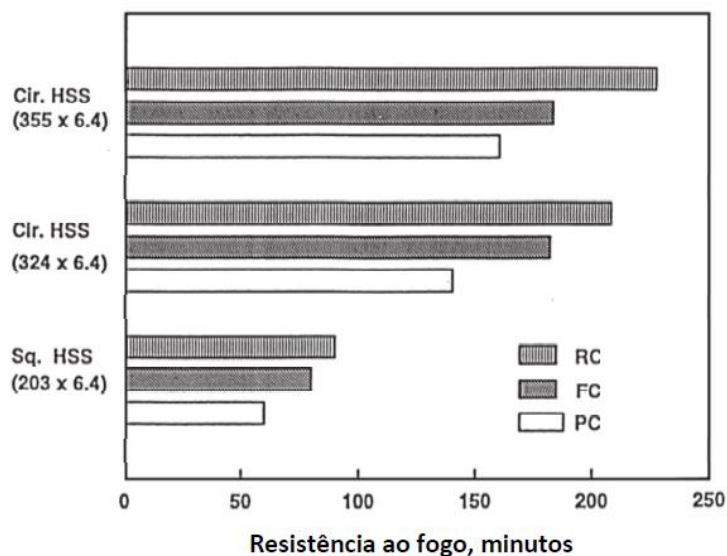


Figura 2.28 - Efeito do preenchimento de concreto (PC- concreto normal, FC- concreto reforçado com fibras e RC- concreto armado) em pilares mistos de seção tubular de aço (adaptado de KODUR, 1999).

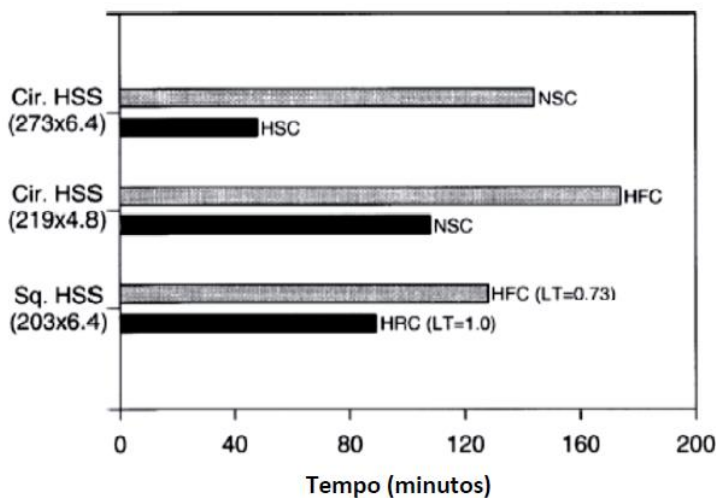


Figura 2.29 - Efeito do preenchimento de concreto (NSC- concreto normal, HSC- concreto de alta resistência e HFC- concreto de alta resistência reforçado com fibras, HRC - concreto armado de alta resistência) em pilares mistos de seção tubular de aço (adaptado de KODUR, 2006).

Entre as principais conclusões dos estudos experimentais e paramétricos realizados no Canadá tem-se que os pilares com seção tubular circular de aço preenchidos com concreto armado, seguido do concreto reforçado com fibras, foram os que apresentaram os melhores resultados, chegando a suportar até 60 minutos a mais do que os preenchidos com concreto simples. O concreto de alta resistência não apresentou um bom comportamento em temperaturas elevadas,

mesmo quando comparado ao concreto simples, principalmente pelo fato do *spalling* ser mais severo. Porém quando o concreto de alta resistência foi reforçado com fibras, ele apresentou um comportamento em temperaturas elevadas superior aos demais, Figura 2.27 (KODUR, 2006).

Com base nos resultados dos ensaios realizados no NRCC, Kodur (1999) estabeleceu algumas orientações para o projeto de pilares mistos de seção tubular de aço preenchido com concreto. O uso do concreto como preenchimento oferece uma alternativa prática para fornecer a resistência ao fogo necessária desses pilares. Em geral, quando se precisa de resistência ao fogo superior a 120 minutos, é recomendável o uso de concreto armado ou concreto reforçado com fibras no preenchimento dos pilares. Para pilares esbeltos e pilares com carregamentos excêntricos deve ser usado o concreto armado, pois o comportamento dos pilares com concreto simples é imprevisível sob essas condições. Para valores mais altos de compressão axial deve-se considerar apenas o uso de concreto armado. Ainda segundo Kodur (1999), o uso de agregados calcários no concreto de preenchimento fornece cerca de 10% a mais de resistência ao fogo do que os agregados silicosos.

Kodur (2007), após análise experimental e numérica, apresentou algumas conclusões sobre o uso de pilares mistos de seção tubular de aço preenchidos com concreto em temperaturas elevadas. O preenchimento dos pilares de seção tubular de aço com concreto oferece uma solução atrativa e prática para proporcionar proteção contra incêndio sem o uso de proteção externa. A resistência ao fogo exigida pode ser obtida através do uso de um dos três tipos de concreto: concreto simples, concreto armado ou concreto reforçado com fibras. As diretrizes de projeto e construção disponíveis para se avaliar a resistência ao fogo dos pilares de aço preenchidos com concreto em temperaturas elevadas ainda são limitadas. As atuais normas para o cálculo da resistência de fogo são altamente prescritivas e muito restritivas e não podem ser usadas juntamente com normas baseadas no desempenho (*performance-based codes*). Há uma forte necessidade de desenvolvimento de uma abordagem racional para projeto de segurança contra incêndio baseado em desempenho de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto.

Os resultados dos ensaios realizados pelo NRCC foram utilizados por Wang (1997, 1999) em um estudo sobre o comportamento dos pilares mistos em situação de incêndio real e também sobre o efeito da continuidade estrutural. Um programa computacional de análise pelo método dos elementos finitos foi desenvolvido pelo autor para avaliar distribuições das temperaturas e

a analisar estruturas de aço e mistas em situação de incêndio. Os parâmetros estudados foram o comprimento dos pilares, as seções transversais e os níveis de carregamento em pilares preenchidos com concreto simples e com concreto armado. As principais conclusões foram: a recomendação da EN 1994-1-2: 1994 sobre o comprimento efetivo dos pilares no estado limite de incêndio é adequada; as forças axiais adicionais nos pilares devido ao alongamento térmico contido são muito baixas; e, os momentos fletores dos pilares em situação de incêndio tornam-se muito mais baixos do que aqueles à temperatura ambiente. Portanto, para Wang, para se calcular a resistência de um pilar em situação de incêndio, pode-se considerar apenas o carregamento axial puro, com o mesmo valor que em temperatura ambiente, e desprezar os momentos fletores. Ele também relatou o aparecimento de um modo de curvatura dupla complexa em pilares esbeltos, mas isso não reduziu a resistência ao fogo desses pilares.

Na Europa, uma série de testes em escala real foi realizada no BRE (Building Research Establishment), em Cardington, em um edifício composto por 8 andares com uma área de 21 m x 45 m cada pavimento. Com base nesses ensaios inúmeras pesquisas foram realizadas, inclusive pelo comitê europeu CIDECT (International Committee for the Study and Development of Tubular Constructions), que apresentou métodos de cálculo com base na ação composta da seção de aço, do núcleo de concreto e da armadura em condições de incêndio. A seção de aço é relativamente ineficiente em tal situação, pois o aço atinge rapidamente temperaturas elevadas, perdendo suas propriedades de resistência, no entanto ela confina o concreto e ajudando a prevenir o *spalling* (LAWSON, 2001).

Em Portugal, de acordo com Pires *et al.* (2012), foram realizados 168 ensaios em pilares por Rodrigues *et al.* (2000), com o objetivo de verificar a resistência ao fogo de elementos com deformação axial restringida, entre outros foram ensaiados pilares de aço, pilares mistos de seção tubular de aço preenchidos com concreto, pilares mistos com seção H e concreto entre as mesas, sendo em alguns casos até mesmo pilares de aço formados a frio. A questão da capacidade resistente residual foi estudada por Han *et al.* (2002) e Han e Huo (2003). Nos seus ensaios, os pilares eram aquecidos, seguindo a curva de incêndio da ISO 834, e depois resfriados, só então eram realizados os ensaios de resistência. Também foi pesquisada a influência dos materiais de proteção na capacidade resistente (HAN *et al.*, 2003), assim como a influência do fator de carregamento, da configuração da seção transversal e do concreto de preenchimento no comportamento dos pilares em situação de incêndio.

De modo geral, as principais conclusões desses estudos são que o fator de carregamento, as dimensões da seção transversal, o comprimento de flambagem, o índice de esbeltez e o tipo de concreto de preenchimento apresentam uma influência significativa na resistência ao fogo dos pilares. Contudo, a influência de outros parâmetros, tais como a resistência do concreto e do aço, os tipos de agregados e a excentricidade do carregamento apresentam influência moderada. Por outro lado, a proporção do aço da armadura, a espessura do tubo de aço e a posição da armadura em relação à superfície interna do tubo de aço têm pouca influência sobre a capacidade resistente dos pilares em temperaturas elevadas (KODUR, 2007).

2.5 PILARES MISTOS DE DUPLO-TUBO EM TEMPERATURAS ELEVADAS

Nas últimas décadas, especialmente na Ásia, para reduzir o peso das estruturas mistas, devido aos abalos sísmicos, desenvolveu-se um novo tipo de pilar, o pilar misto de duplo-tubo com preenchimento parcial (*double-skin*). Ele consiste de dois tubos de aço concêntricos com concreto entre os tubos, e possui um comportamento semelhante a um pilar misto de perfil tubular de aço preenchido com concreto, mas com menor peso e maior rigidez (FAN *et al.*, 2009 e PAGOULATOU *et al.*, 2014). Os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial foram relatados pela primeira vez no final dos anos de 1980, e a partir daí algumas pesquisas foram conduzidas, principalmente relacionando o seu uso a edifícios altos e pontes. Esses estudos, em temperatura ambiente, apontaram que a geometria da seção transversal tem significativa influência no comportamento à compressão, os pilares de seção circular têm o comportamento mais dúctil se comparados aos de seção quadrada, e o preenchimento com concreto retarda a ocorrência da instabilidade local nos tubos de aço além de proporcionar o efeito de confinamento do concreto (FAN *et al.*, 2009).

Com relação ao comportamento dos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial em temperaturas elevadas, tem destaque o projeto de pesquisa desenvolvido através de uma colaboração entre a Universidade de Monash, na Austrália, e a Universidade de Tsinghua, na China. Entre os resultados dessa pesquisa podem ser citados os trabalhos de Lu *et al.* (2010 a, 2010 b e 2011), que apresentam os resultados experimentais e de um estudo numérico. O trabalho experimental consistiu de 22 ensaios no total, onde se variou o tipo de seção (Fig.

2.30), o tipo de concreto de preenchimento (autoadensável, autoadensável com fibras de aço e autoadensável com fibras de aço e polipropileno), a excentricidade do carregamento e a proteção externa, entre outros parâmetros (Tabela 2.1).

Foram testadas três configurações para as seções, CHS-CHS, tubo externo e interno circular (CHS = *circular hollow steel*); SHS-CHS, tubo externo quadrado e interno circular (SHS = *square hollow steel*) e SHS-SHS, tubo externo e interno quadrado. Os tubos foram formados à frio de acordo com a AS1163 e a resistência ao escoamento foi obtida por ensaios, variando de 320 a 514 MPa.

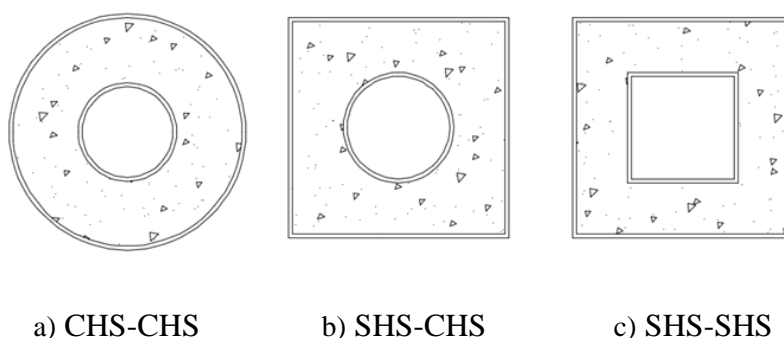


Figura 2.30 - Esquema das seções ensaiadas

O concreto usado em todos os ensaios foi o autoadensável (self-consolidating concrete, SCC), sendo a resistência média aos 28 dias de 26 MPa para SCC, 50,6 MPa para SCC1, e 65,9 MPa para SCC2. Também foi usado o concreto autoadensável com fibras de aço, com resistência média aos 28 dias de 53,5 MPa (SCC1SF) e 58,9 MPa (SCC2SF), além do concreto autoadensável com fibras de aço e polipropileno cuja resistência média aos 28 dias foi de 64,4 MPa (SCC2SPF).

As principais conclusões desse estudo experimental foram que a adição de fibras de aço ao concreto autoadensável não afetou a resistência dos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial em temperatura ambiente e, por esse motivo, o cálculo da resistência dos mesmos, pode ser feito sem alterações em relação ao pilar misto de duplo-tubo com preenchimento parcial normal. A temperatura do tubo interno se manteve baixa (inferior a 200 °C), mesmo quando a resistência ao fogo foi atingida. Essa conclusão é importante, pois a 200 °C o aço ainda preserva suas propriedades mecânicas. Outra conclusão importante é que o

nível de carregamento representa uma forte influência na capacidade resistente dos pilares de duplo-tubo com preenchimento parcial, especialmente na resistência ao fogo dos pilares preenchidos com concreto reforçado com fibra de aço.

Na Tabela 2.2, a opção “A” indica pilares de duplo-tubo com preenchimento parcial com concreto simples, “B” para o preenchimento com concreto reforçado com fibra de aço e “C-xx” para os pilares com proteção contra incêndio. Os dígitos “xx” em “C-xx” representam a espessura do revestimento de proteção contra incêndio em milímetros.

O estudo numérico e paramétrico foi realizado utilizando o programa computacional Abaqus. Um modelo de elementos finitos foi desenvolvido para simular o comportamento ao fogo dos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial. O modelo prevê o comportamento térmico e estrutural dos pilares em situação de incêndio, e foi calibrado usando os resultados dos ensaios. Pelo estudo paramétrico verificou-se que o nível de carregamento, a resistência do tubo de aço interno, o comprimento efetivo e o uso de proteção contra incêndio são os principais fatores que influenciam no comportamento dos pilares de duplo-tubo com preenchimento parcial em temperaturas elevadas. O estudo termina propondo tabelas práticas para o cálculo de pilares de duplo-tubo com preenchimento parcial típico para edifícios de vários andares (Tabela 2.2).

Tabela 2.1 - Resumo dos ensaios

Nº		Tubo externo $D_{ext} \times t_{ext}$ ou $B_{ext} \times t_{ext}$ (mm)	Tubo Interno $D_{int} \times t_{int}$ or $B_{int} \times t_{int}$ (mm)	Tipo de Concreto	Força (kN)	Excentricidade da força (mm)	Proteção ao fogo (mm)	Resistência ao fogo (min)
1	CC1	CHS 300×5	CHS 125×5	SCC	1810	0	10	240
2	CC2	CHS 300×5	CHS 125×5	SCC	570	75	0	97,5
3	CC3	CHS 300×5	CHS 225×5	SCC	2000	0	0	40
4	SC1	SHS 280×5	CHS 140×5	SCC	2050	0	0	82
5	SS1	SHS 280×5	SHS 140×5	SCC	1200	75	0	115
6	SS2	SHS 280×5	SHS 140×5	SCC	1100	0	10	165
7	C1-C3-SCC2	CHS 406×8	CHS 165,1×3	SCC2	4100	0	0	62
8	C1-C3-SCC2SF	CHS 406×8	CHS 165,1×3	SCC2SF	4000	0	0	138
9	C1-C3-SCC2SPF	CHS 406×8	CHS 165,1×3	SCC2SPF	3400	0	0	122
10	C2-C4-SCC2	CHS 291,1×5	CHS 101,6×3,2	SCC2	1821	0	0	30
11	C2-C4-SCC2SF	CHS 291,1×5	CHS 101,6×3,2	SCC2SF	1785	0	0	39
12	C2-C4-SCC2SPF	CHS 291,1×5	CHS 101,6×3,2	SCC2SPF	1821	0	0	27
13	S1-S3-SCC2	SHS 350×8	SHS 150×5	SCC2	4420	0	0	79
14	S1-S3-SCC2SF	SHS 350×8	SHS 150×5	SCC2SF	4420	0	0	128
15	S1-S3-SCC2SPF	SHS 350×8	SHS 150×5	SCC2SPF	4420	0	0	88
16	S2-S4-SCC2	SHS 200×6	SHS 89×3,5	SCC2	1900	0	0	42
17	S2-S4-SCC2SF	SHS 200×6	SHS 89×3,5	SCC2SF	1860	0	0	53
18	S2-S4-SCC2SPF	SHS 200×6	SHS 89×3,5	SCC2SPF	1900	0	0	44
19	C2-C4-SCC1	CHS 291,1×5	CHS 101,6×3,2	SCC1	1923	0	0	24
20	C2-C4-SCC1SF	CHS 291,1×5	CHS 101,6×3,2	SCC1SF	1964	0	0	26
21	S2-S4-SCC1	SHS 200×6	SHS 89×3,5	SCC1	2567	0	0	18
22	S2-S4-SCC1SF	SHS 200×6	SHS 89×3,5	SCC1SF	2615	0	0	18

(Adaptado de LU *et al.*, 2011)

Tabela 2.2 - Tabela de resistência ao fogo para pilares de duplo-tubo com preenchimento parcial

Nível de carregamento	Resistência ao fogo (min)				
	60	90	120	150	180
<i>(a) CHS 500x6+250x20</i>					
0,3	A	A	A	A	A
0,5	A	B	C-5	C-5	C-5
0,7	C-5	C-5	C-5	C-10	C-10
<i>(b) CHS 400x5+200x20</i>					
0,3	A	A	A	A	A
0,5	B	C-5	C-5	C-5	C-5
0,7	C-5	C-10	C-10	C-15	C-15
<i>(c) SHS 500x10+250x20</i>					
0,3	A	A	A	A	A
0,5	A	A	B	C-5	C-5
0,7	C-5	C-5	C-5	C-5	C-10
<i>(d) SHS 400x8+200x20</i>					
0,3	A	A	A	A	A
0,5	A	A	B	C-5	C-5
0,7	C-5	C-5	C-5	C-10	C-15

(Adaptado de LU *et al.*, 2011)

São poucos os trabalhos sobre o comportamento de pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total, ou *double-tube*, em situação de incêndio. Segundo Romero *et al.* (2014), como já foi explicitado anteriormente, o que difere os pilares mistos de duplo-tubo entre si é que os com preenchimento total possuem o núcleo preenchido com concreto enquanto os de preenchimento parcial não, com concreto somente no anel entre os tubos.

Romero *et al.* (2014, 2015) apresentaram uma série de ensaios em pilares mistos de duplo-tubo, tanto em temperatura ambiente quanto em temperaturas elevadas, com o objetivo de analisar o seu comportamento (Fig. 2.31). Os resultados dos ensaios podem ser observados na Tabela 2.3 e na Figura 2.32.

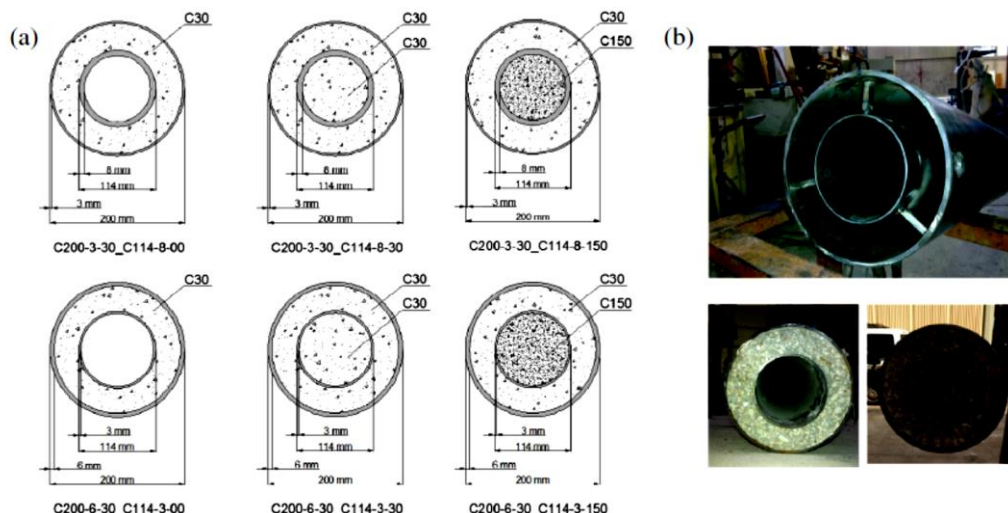


Figura 2.31 - Seções transversais (adaptado de ROMERO *et al.*, 2015).

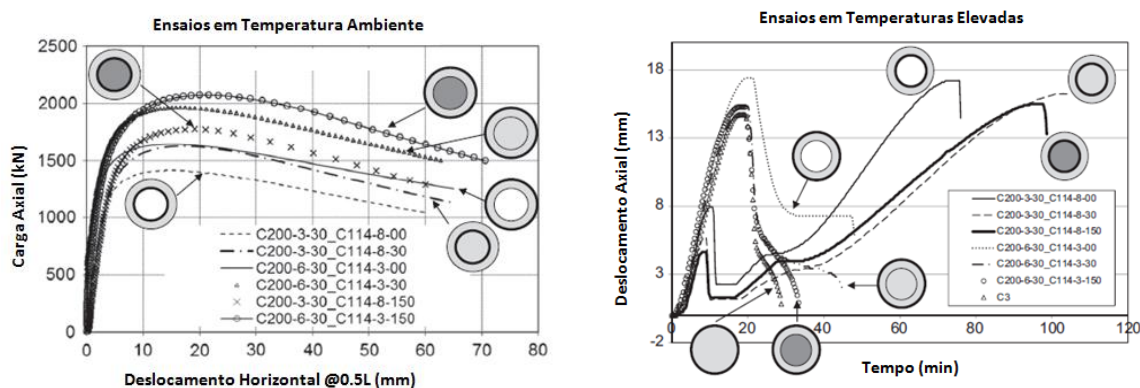


Figura 2.32 - Resultado dos ensaios em temperatura ambiente e em temperaturas elevadas (adaptado de ROMERO *et al.*, 2015).

Nos ensaios realizados em temperatura ambiente, observa-se que a presença do núcleo de concreto, *double-tube versus double-skin*, representou um ganho na capacidade resistente dos pilares da ordem de 15%. Já o uso do concreto de alta-resistência no núcleo aumentou cerca de 10% a capacidade resistente do pilar em relação ao pilar com o núcleo preenchido com concreto comum.

Em situação de incêndio, observa-se que a espessura da parede do tubo influenciou muito no comportamento dos pilares. Nos pilares em que o tubo externo tinha uma espessura maior do que o interno, o comportamento foi muito semelhante ao de um perfil tubular preenchido com concreto simples, não havendo inclusive uma melhoria do comportamento do pilar de duplo-tubo com preenchimento total em relação ao com preenchimento parcial. Porém, nos pilares em

que a espessura do tubo interno era maior, percebe-se uma mudança significativa no seu comportamento em temperaturas elevadas. Inicialmente ocorre uma expansão do aço do tubo externo, que logo em seguida se contrai e permanece estável por alguns minutos. Então ocorre uma nova expansão, do tubo interno, que permite que o pilar resista por mais tempo. O pilar de duplo-tubo com preenchimento total apresentou melhor comportamento, resistindo até 28 minutos a mais que o pilar de duplo-tubo com preenchimento parcial. No entanto, o pilar com núcleo de concreto de alta resistência não apresentou melhorias significativas em relação ao pilar com núcleo preenchido com concreto comum.

Devido ao reduzido número de ensaios, as conclusões ainda são iniciais, sendo a maior delas por enquanto, segundo Romero *et al.* (2015), o fato de que as seções que possuíam a parede do tubo interno mais espessa apresentaram um melhor comportamento em temperaturas elevadas, nesses casos o tubo externo e o anel de concreto funcionavam mais como uma camada de proteção ao tubo interno, que era responsável por suportar a maior parte do carregamento.

Romero *et al.* (2015) comparam os resultados encontrados em ensaios de pilares mistos de duplo-tubo com o método simplificado de cálculo do Eurocode, assumindo o tubo interno como a armação, tanto em temperatura ambiente, quanto em temperaturas elevadas. No entanto, essa comparação demonstrou que o uso do método simplificado, dessa maneira, leva a resultados desfavoráveis em termos de segurança. Portanto, para o cálculo de pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas, Romero *et al.* (2015) recomendam o uso dos métodos avançados de cálculo.

Tabela 2.3 - Propriedades dos pilares e resultados dos ensaios.

	Tubo externo				Tubo interno				Ensaio	EC4
	D_{ext} (mm)	t_{ext} (mm)	f_y (MPa)	$f_{c,ring}$ (MPa)	D_{int} (mm)	t_{int} (mm)	f_a (MPa)	$f_{c,core}$ (MPa)	N_{test} (kN)	N_{Rd} (kN)
<i>Temperatura ambiente</i>										
C200-3-30-C114-8-00	200	3	300	36	114,3	8	377	00	1418	1674
C200-3-30-C114-8-30	200	3	332	45	114,3	8	403	42	1627	1990
C200-3-30-C114-8-150	200	3	272	43	114,3	8	414	134	1774	2213
C200-6-30-C114-3-00	200	6	407	35	114,3	3	343	00	1644	1912
C200-6-30-C114-3-30	200	6	377	44	114,3	3	329	40	1964	2156
C200-6-30-C114-3-1500	200	6	386	43	114,3	3	343	123	2076	2543
									N_{test} (kN)	Tempo (min)
<i>Temperaturas elevadas</i>										
C200-3-30-C114-8-00	200	3	300	46	114,3	8	377	00	283	76
C200-3-30-C114-8-30	200	3	332	46	114,3	8	403	45	325	104
C200-3-30-C114-8-150	200	3	272	44	114,3	8	414	136	355	98
C200-6-30-C114-3-00	200	6	407	43	114,3	3	343	00	329	48
C200-6-30-C114-3-30	200	6	377	44	114,3	3	329	42	415	45
C200-6-30-C114-3-1500	200	6	386	43	114,3	3	343	126	535	33

(Adaptado de ROMERO *et al.*, 2015)

Recentemente uma nova pesquisa foi desenvolvida por Wan *et al.* (2017), na qual foram realizados sete ensaios, 3 em pilares de duplo-tubo com preenchimento total, 3 em pilares de duplo-tubo com preenchimento parcial e um em pilar misto de perfil tubular preenchido com concreto, este último para servir de referência. O uso de pilares tubulares de aço com um tubo de aço interno se dá em elementos altamente carregados ou para se diminuir a seção transversal. Um modelo de análise tridimensional usando o método dos elementos finitos, utilizando o programa computacional Abaqus, foi desenvolvido para calcular o campo de temperaturas nos pilares, e após sua calibração com os resultados obtidos nos ensaios foi usado para verificar quais são os principais parâmetros que influenciariam na distribuição das temperaturas. Por fim, foi desenvolvido um método simplificado de cálculo para compressão axial, usando a temperatura média na seção transversal e a teoria unificada. A teoria unificada é um método analítico de cálculo proposto por Zhong, que apresenta uma formulação para o cálculo da resistência à compressão axial de pilares mistos CFST e pilares mistos de duplo-tubo, tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio, sendo a temperatura ambiente um caso especial do cálculo em temperaturas elevadas, considerando o instante de tempo $t=0$ (Zhong, S.T., *Concrete-filled Steel Tube United Theory-Research And Application*, Tsinghua University Press, Beijing, 2006 *apud* WAN *et al.*, 2017). Os resultados dos ensaios foram comparados com os resultados obtidos pelas equações simplificadas e são apresentados na Tabela 2.4.

Como conclusões dessa pesquisa tem-se que a taxa de carregamento exerce uma grande influência na resistência ao fogo dos pilares. O estudo paramétrico do campo temperaturas, usando o método dos elementos finitos, mostrou que a espessura do tubo externo tem significativa influência na sua temperatura, assim como a espessura do anel de concreto e do tubo interno influenciam a distribuição das temperaturas na seção transversal. Segundo os autores um método de cálculo simplificado, usando a temperatura média da seção transversal e a teoria unificada, foi validado com os resultados dos ensaios. Esse método seria capaz de calcular a capacidade resistente à compressão de pilares de duplo-tubo e pilares mistos de seção tubular preenchidos com concreto em temperatura ambiente e em temperaturas elevadas.

Tabela 2.4 – Comparação entre a equação simplificada e o experimental em situação de incêndio.

	Tubo externo				Tubo interno				Taxa de	Ensaio		Fórmula unificada	
	D_{ext} (mm)	t_{ext} (mm)	f_y (MPa)	f_{cu} (MPa)	D_{int} (mm)	t_{int} (mm)	f_{ys} (MPa)	f_{cu} (MPa)	Carregamento n	N_{test} (kN)	Tempo (min)	N_{W201} 7 (kN)	N_{W2017}/N_{test}
Duplo-Tubo preenchimento total													
S1	325	6	295	46,8	159	6	285	46,8	0,4	2104	68	1393	0,662
S2	325	6	295	46,8	219	6	285	46,8	0,4	2208	66	1272	0,576
S3	325	6	255	46,8	219	6	266	46,8	0,6	3311	21	3301	0,997
Duplo-Tubo preenchimento parcial													
H1	325	6	275	46,8	159	6	260	-	0,4	1774	70	1191	0,671
H2	325	6	275	46,8	219	6	285	-	0,4	1566	67	967	0,617
H3	325	6	255	46,8	219	6	260	-	0,6	2350	17	2938	1,250

(Adaptado de WAN et al., 2017)

* N_{test} é a capacidade resistente obtida no estudo experimental e
 N_{W2017} é a capacidade resistente obtida através da teoria unificada.

2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Arquitetura e estrutura nasceram juntas, os arquitetos eram os construtores, o conhecimento era empírico e passado de geração para geração. Somente no fim da idade média é que o arquiteto deixa de ser um artesão e passa a ser um intelectual, a função de quem projeta se separa da de quem constrói. Também ocorre a primeira grande separação entre arquitetura e engenharia (estrutura). Enquanto o arquiteto buscava a estética e as formas no passado (nos gregos, romanos e bizantinos), a engenharia avançava em conhecimento técnico (cálculo diferencial e integral, Leis de Newton e Lei de Hooke, entre outros). O arquiteto procurava a beleza e o engenheiro desenvolvia a técnica. Somente em 1863, com Viollet-Le-Duc, ocorre uma reaproximação entre a arquitetura e a estrutura - segundo ele a arquitetura deveria refletir as soluções construtivas de seu tempo. Esse conceito evolui com Louis Sullivan e a Escola de Chicago, “a forma segue a função”. Finalmente com Perret tem-se que “a técnica falada poeticamente nos leva à arquitetura”. Em 1914, com o sistema Dom-ino de Le Corbusier, a autonomia da estrutura passa a ser um elemento interveniente na formulação arquitetônica, contribuindo para a representação e expressão visual do espaço. Atualmente, a arquitetura contemporânea vive o que pode-se chamar de pluralismo, onde a estrutura pode ser tanto negligenciada, através de formas mais orgânicas, quanto exaltada, quando pode inclusive assumir um papel escultural, como, por exemplo, nas obras de Santiago Calatrava.

Durante essa evolução da relação entre arquitetura e estrutura, a preocupação com a questão do incêndio, na arquitetura, é relativamente recente. Grandes incêndios marcaram a história da humanidade e, conseqüentemente, da arquitetura, como os inúmeros incêndios em Tóquio, os que ocorreram em Nova Iorque e o grande incêndio de Chicago. Esses incêndios se destacaram mais por suas conseqüências na questão urbana, do que no projeto arquitetônico propriamente dito. Eles foram cruciais para o urbanismo moderno, com suas ruas largas e seus espaçamentos, para evitar que grandes áreas fossem incendiadas.

Na arquitetura, os primeiros reflexos da questão dos incêndios foram os sistemas de detecção e as saídas de emergência, já no fim do século XIX e início do século XX. Somente no fim do século XX, já na década de 70, após alguns sinistros traumáticos, é que se começa a pensar em uma engenharia de incêndio, onde a relação passa da ação de combate para a de prevenção. Isso

traz um grande impacto, tanto para a arquitetura quanto para a engenharia. Porém, muita coisa ainda está por fazer. O projeto de incêndio ainda é visto como um projeto à parte, assim como outros, inclusive o estrutural, que deveriam já estar juntos desde o início, no conceito do projeto arquitetônico.

De modo geral, os projetos arquitetônicos são adaptados para atender a normas e leis de combate e prevenção contra incêndios. Essas normas e leis, por sua vez, são em sua maioria resposta a alguma tragédia, como a Lei Kiss e tantas outras.

Conjuntamente com início da engenharia de incêndio, os pilares mistos de seção tubular preenchidos com concreto passam a ser utilizados como uma alternativa de solução estrutural. Já na década de 1980, os perfis tubulares de aço passam a ser preenchidos com concreto como forma aumentar a sua resistência ao fogo. Nas décadas seguintes o que se observa é uma expansão do uso desse tipo de solução e, conseqüentemente, o estudo de seu comportamento em situação de incêndio.

Recentemente, nas últimas décadas, as pesquisas evoluíram não só para a questão do carregamento, excentricidade da força, tipo de concreto, entre outros parâmetros inicialmente estudados, para a questão da configuração das seções. Aparecem os pilares elípticos, os com perfil de aço no núcleo, e os pilares de duplo-tubo, como formas de se encontrar soluções mais econômicas e seguras em situação de incêndio. Como a arquitetura deve ser um reflexo das técnicas construtivas de seu tempo, saber como se comportam esses perfis e suas possibilidades construtivas é um passo além para o projeto arquitetônico, caminhando para uma autonomia da estrutura como elemento conceitual e imagético, com novas expressões espaciais e construtivas.

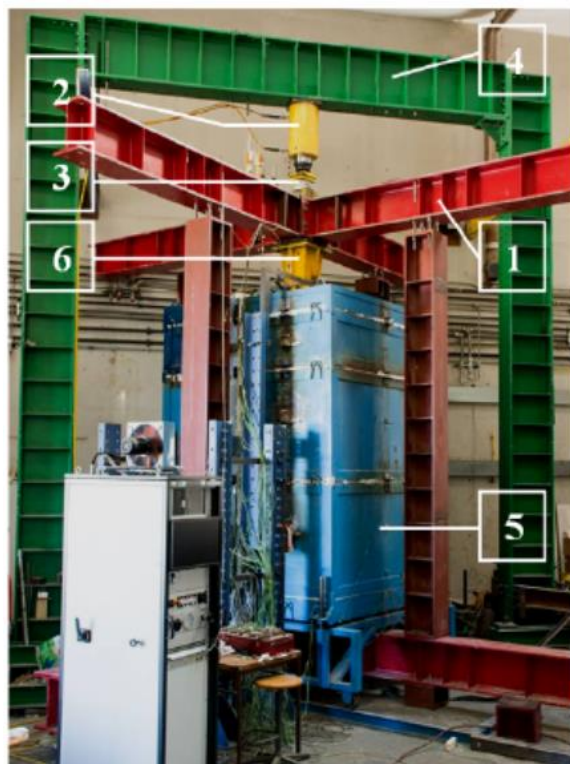
Analisando os estudos já realizados, e apresentados nessa revisão, observa-se que os trabalhos com duplo-tubo produziram conclusões ainda iniciais (vide ROMERO *et al.*, 2015), o que justifica um aprofundamento das análises experimentais e numéricas para este tipo de seção visando obter melhores formulações para fins de normatização e dimensionamento.

3 ENSAIOS EXPERIMENTAIS

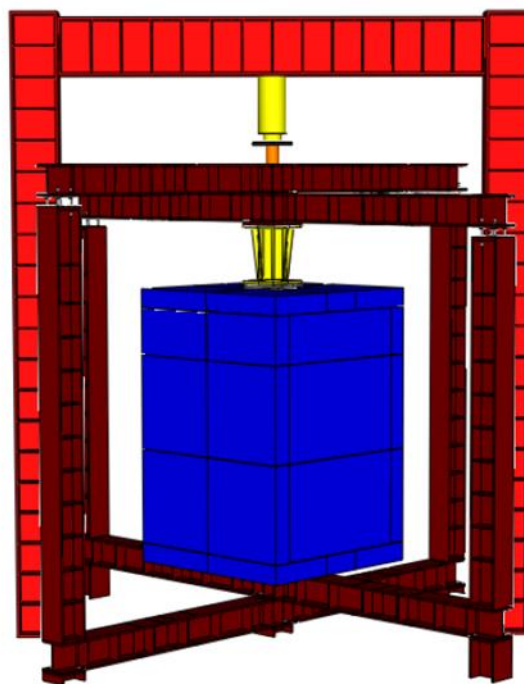
3.1 SISTEMA EXPERIMENTAL

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas (LEME) da Universidade de Coimbra (UC), em Portugal, que possui uma configuração capaz de simular o comportamento de um pilar em situação de incêndio com deslocamentos axial e rotacional restringidos. A estrutura consiste em um pórtico de restrição tridimensional com rigidez K variável (ver Fig. 3.1-1), que tem a função de simular a rigidez da estrutura circundante ao pilar em situação de incêndio, onde normalmente o pilar aquecido tem sua expansão restringida pela estrutura envolvente mais fria. O uso de uma armação tridimensional permite observar não só a rigidez axial, mas também a rotacional, tal como ocorre em estruturas reais. O pórtico de restrição consiste de quatro pilares e quatro vigas, duas superiores e duas inferiores, dispostas ortogonalmente (Fig. 3.1-b) para simular os eixos de rigidez axial e rotacional da estrutura envolvente.

As vigas do pórtico são formadas por perfis HEB300, fabricados com aço S355. As ligações entre os elementos estruturais foram realizadas com quatro parafusos M24, classe 8.8, exceto as conexões entre os pilares e as vigas superiores, onde foram usadas hastes de aço rosqueadas M27, classe 10.9. Diferentes posições dos orifícios nas mesas das vigas do pórtico permitem a montagem dos pilares em diferentes extensões, resultando em valores diferentes de rigidez da estrutura envolvente (Fig. 3.2).



a) componentes



b) vista esquemática

- | | |
|--|------------------------------------|
| 1- Pórtico de restrição tridimensional | 4- Pórtico de reação bidimensional |
| 2- Macaco hidráulico 3MN | 5- Forno elétrico modular |
| 3- Célula de carga | 6- Dispositivo especial |

Figura 3.1 - Sistema experimental (adaptado de CORREIA *et al.*, 2013).

Durante os ensaios uma força de compressão axial constante foi aplicada no corpo de prova, usando um macaco hidráulico com capacidade para 3MN e controlada por uma célula de carga (Fig. 3.1-3) localizada entre a viga superior do pórtico de restrição e a cabeça do pistão do macaco hidráulico (Fig. 3.1-2). O macaco hidráulico foi fixado no pórtico de reação bidimensional (Fig. 3.1-4), formado por dois pilares HEB500 e uma viga HEB600, classe de aço S355, equipado com parafusos de aço M24, classe 8.8.

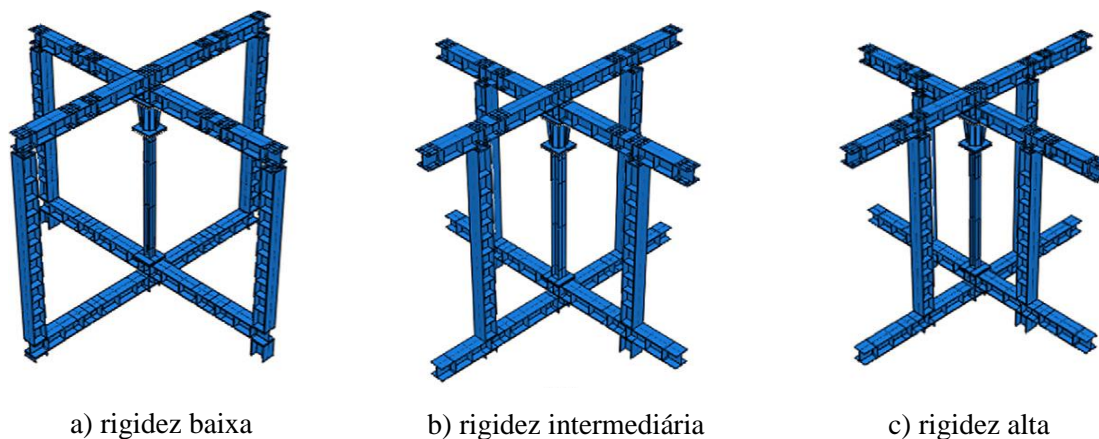


Figura 3.2 - Configurações do pórtico de restrição tridimensional para diferentes valores de rigidez da estrutura circundante (Fonte: CORREIA *et al.*, 2013).

Um dispositivo especial foi usado para permitir uma medição precisa e o registro das forças geradas pela restrição à dilatação térmica durante o ensaio de resistência ao fogo (Fig. 3.1-6). Esse dispositivo foi especialmente fabricado nas oficinas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra para essa finalidade. Ele consiste de um cilindro oco, de aço de alta resistência, ligado rigidamente às vigas superiores do pórtico de restrição. Na parte superior do corpo de prova, outro cilindro de aço maciço se encaixa dentro do cilindro oco, com uma célula de carga de 3 MN entre eles, que registra as forças geradas pelo alongamento térmico do corpo de prova durante o ensaio. O cilindro interno maciço foi recoberto com Teflon (PTFE) para reduzir o atrito com o cilindro externo (Fig. 3.3) (PIRES *et al.*, 2012; PIRES, 2013; CORREIA e RODRIGUES, 2011; CORREIA e RODRIGUES, 2012).



Figura 3.3 - Dispositivo para medir as forças geradas nos pilares em ensaio pela imposição da restrição ao alongamento térmico (Fonte: CORREIA e RODRIGUES, 2012).

A ação térmica foi aplicada por um forno elétrico modular (Fig. 3.1-5), que segue aproximadamente a curva de incêndio padrão ISO 834 (EN 991-1.2: 2002 e ISO 834-1: 1999). A configuração do forno usada era composta por dois módulos de 1 m de altura e um módulo de 0,5 m de altura, colocados em cima uns dos outros formando uma câmara em torno do pilar de 1,5 m x 1,5 m x 2,5 m (largura x profundidade x altura). É possível o uso de outras configurações, alcançando até 4,5 m de altura.

Durante os ensaios foram usados transdutores de deslocamentos (LVDT) para medir os deslocamentos axiais e laterais dos pilares. Foram posicionados 4 transdutores de deslocamento (TD) no topo e mais 4 na base do pilar, mais seis transdutores de fio (TF), em três alturas diferentes, nos eixos X e Y do pilar (Figs. 3.4 e 3.5). Com os transdutores de deslocamento da base e do topo foi possível calcular a deformação axial do pilar, uma vez que com 3 pontos é possível definir um plano, com a leitura de no mínimo 3 dos transdutores foi possível definir os planos de rotação na base e no topo dos pilares. Com os transdutores de fio, verificou-se os deslocamentos laterais nas duas direções (X e Y), neles foram usados fios de termopar a fim de se evitar distorções nas medições devido à dilatações excessivas.

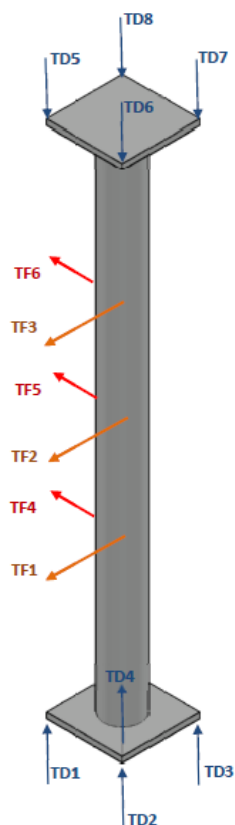


Figura 3.4 – Posição dos LVDTs na medição dos deslocamentos.



Figura 3.5 – Preparação dos pilares para os ensaios

3.2 CORPOS DE PROVA

Os perfis de aço usados na fabricação dos pilares ensaiados possuíam todos a mesma seção. Os pilares eram compostos por dois tubos, sendo o tubo externo com 219,1 mm de diâmetro e espessura de parede igual a 8 mm e o tubo interno com o diâmetro de aproximadamente a metade do tubo externo, ou seja, 101,6 mm e espessura de parede de 6 mm, ambos os perfis fabricados com aço S355. Todos os pilares tinham 3 metros de altura, mas somente 2,5 m da altura ficavam dentro do forno, diretamente expostos ao aquecimento. Os apoios, base e topo, ficavam fora do forno e eram protegidos.

Nos ensaios foram usados três tipos diferentes de concreto de preenchimento, concreto normal (30 MPa), concreto de alta resistência (70 MPa) e o concreto com agregados de argila expandida (30 MPa). A disposição dos diferentes concretos nos tubos, como mostra a Figura 3.6, pretendia verificar as possibilidades de configurações capazes de alcançar uma maior capacidade resistente do pilar associada a uma maior resistência ao fogo.

Foram testadas quatro configurações, sendo a primeira um pilar misto de duplo-tubo com preenchimento parcial, onde tem-se o concreto normal preenchendo o anel entre os tubos e o núcleo permanece vazio. A segunda configuração é um pilar misto de duplo-tubo com preenchimento total, com concreto normal em toda a seção, anel e núcleo. Com isso pretendeu-se comparar o comportamento de pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial e total. Em seguida, o núcleo de concreto comum foi substituído por concreto de alta resistência, para verificar se o concreto de alta resistência, por estar no núcleo, e submetido a temperaturas mais baixas do que o concreto do anel entre os tubos, iria apresentar um comportamento mais eficiente em situação de incêndio e com isso elevar a capacidade resistente do perfil. Por fim, o concreto do anel foi substituído por concreto com argila expandida, com o objetivo de tentar diminuir ainda mais as temperaturas no núcleo e assim obter maior capacidade resistente em situação de incêndio.

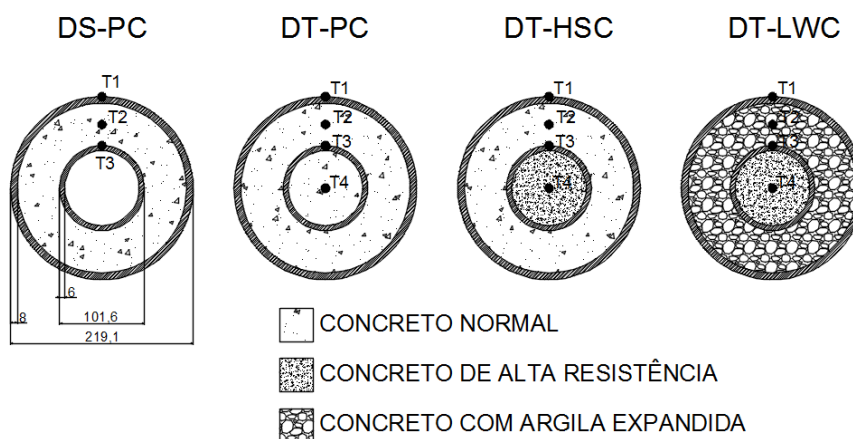


Figura 3.6 - Representação Esquemática das Seções

Os corpos de prova foram montados e concretados no laboratório (Figs. 3.7, 3.8 e 3.9). Primeiro o tubo interno foi soldado à chapa de base e paramentado com os termopares. Depois o tubo externo foi encaixado e soldado também à chapa de base. Depois dos tubos devidamente paramentados, eles foram preenchidos com concreto. Além dos furos para a passagem dos termopares, os tubos (interno e externo) foram providos de furos de ventilação, com 16 mm de diâmetro, junto à base e ao topo dos pilares, para permitir a liberação do vapor durante os ensaios. A cura do concreto se deu em condições ambiente no laboratório por um período de, no mínimo, 30 dias. Somente após esse período as chapas de topo eram soldadas (em ambos os tubos) e os ensaios começavam.



Figura 3.7 - Montagem e concretagem dos pilares.

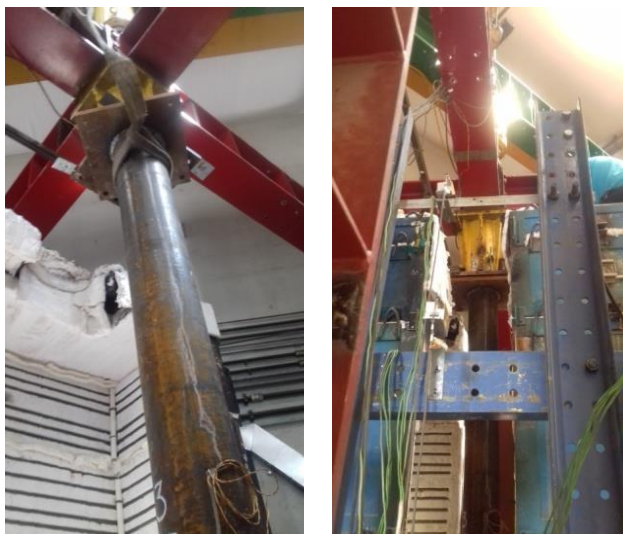


Figura 3.8 - Pilares sendo posicionados para o ensaio.



Figura 3.9 - Pilares após os ensaios.

O concreto normal (PC- *Plain concrete*) utilizado foi o concreto usinado Betão Liz C30/37. S3XC2(P)D16.C10,4 (Betão Liz é uma das fornecedoras de concreto usinado em Coimbra). Porém a resistência almejada C30/37 não foi alcançada, e o concreto atingiu uma resistência média à compressão aos 28 dias de apenas 28,5 MPa. O concreto de alta resistência (HSC- *High strength concrete*) e o concreto com agregado de argila expandida (LWC – *Light weight concrete*) foram betonados no laboratório e aos 28 dias atingiram resistência média à compressão de 72,5 MPa e 45 MPa respectivamente. O LWC tem a particularidade de ter utilizado agregados de argila expandida de maior resistência entre as existentes no mercado, de tal forma que a classe de resistência final foi um pouco maior que a esperada para um concreto

desse tipo. Para facilitar a concretagem dos tubos, foi adotado o limite máximo de 16 mm de diâmetro para os agregados dos concretos. Além disso, o concreto de alta resistência e o concreto com argila expandida foram acrescidos de superplastificantes em sua composição.

As propriedades e composições dos concretos utilizados podem ser verificadas nas Tabelas 3.1, 3.2 e 3.3. Para todos os concretos utilizados, foram retirados doze corpos de prova cúbicos, que foram ensaiados à compressão no laboratório, ver figura 3.10. A resistência, peso e densidade dos concretos utilizados foram verificados com sete dias de concretagem, com 28 dias, e ao final dos ensaios. Como os ensaios dos pilares começaram logo após os 28 dias de cura, não foram necessários testes para o período de início dos ensaios dos pilares. Os concretos também foram ensaiados à compressão em temperaturas elevadas, os resultados são apresentados, juntamente com os ensaios das propriedades do aço em temperaturas elevadas, no anexo A do presente trabalho.



a) Corpos de prova cúbicos HSC



b) Corpos de prova cúbicos LWC



c) Corpo de prova após ensaio de resistência - HSC



d) Pesagem do corpo de prova PC



e) Ensaio de resistência PC



f) Ensaio de resistência - LWC



g) Corpo de prova após o ensaio de resistência - LWC

Figura 3.10 - Confeccção e ensaios de resistência dos corpos de prova cúbicos dos concretos utilizados.

Tabela 3.1 - Propriedades do concreto normal

Referência	Quantidade	Unidade
Composição do concreto		
Cimento IV	210	kg/m ³
Cinzas	122	dm ³ /m ³
Brita 1	961	kg/m ³
Areia fina	267	kg/m ³
Areia Grossa	612	kg/m ³
Relação A/C	0,51	
Resistência média à compressão aos 7 dias	14,0	MPa
Resistência média à compressão aos 28 dias	28,5	MPa
Resistência média à compressão no fim dos ensaios	29,0	MPa
Peso Específico	2260	kg/m ³

Tabela 3.2 - Propriedades do concreto de alta resistência

Referência	Quantidade	Unidade
Composição do concreto		
Cimento II/A-L 42.5 R	500	kg/m ³
Superplastificante Sika ViscoCrete 3002 HE	10	dm ³ /m ³
Agregado Calcário (Brita 1, 2 e brita 0 ou arroz)	1220	kg/m ³
Areia fina	492	kg/m ³
Filler Calcário	200	kg/m ³
Relação A/C	0,32	
Resistência média à compressão aos 7 dias	67,2	MPa
Resistência média à compressão aos 28 dias	72,5	MPa
Resistência média à compressão no fim dos ensaios	85,0	MPa
Peso Específico	2470	kg/m ³

Tabela 3.3 - Propriedades do concreto com argila expandida

Referência	Quantidade	Unidade
Composição do concreto		
Cimento II/A-L 42.5 R	500	kg/m ³
Argila Argex 2-4*	350	l/m ³
Areia Grossa	473	kg/m ³
Areia Fina	203	kg/m ³
Relação A/C	0,3	
Resistência média à compressão aos 7 dias	40,0	MPa
Resistência média à compressão aos 28 dias	45,2	MPa
Resistência média à compressão no fim dos ensaios	53,0	MPa
Peso Específico	1950	kg/m ³

* Argila pré-molhada e escorrida

A temperatura dos corpos de prova foi medida em cinco seções ao longo da altura dos pilares. Termopares do tipo K foram posicionados como mostrado nas Figuras 3.6 e 3.11. Aqueles dispostos na seção transversal tinham como função permitir o conhecimento da distribuição da temperatura em profundidade. Os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial tinham três e os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total quatro termopares por seção, como mostrado na Figura 3.6. As seções S1 e S5 ficavam próximas aos apoios dos pilares e eram protegidas durante os ensaios.

Os tubos internos e externos dos pilares ensaiados foram perfurados com furos de ventilação (VH) de 16 mm de diâmetro na parte superior e inferior do pilar para permitir a fuga do vapor resultante da evaporação da água no interior do concreto durante o ensaio (Fig. 3.11). Além desses furos de ventilação, outros, perfurados para posicionar os termopares dentro dos pilares, também funcionaram como furos de ventilação complementares.

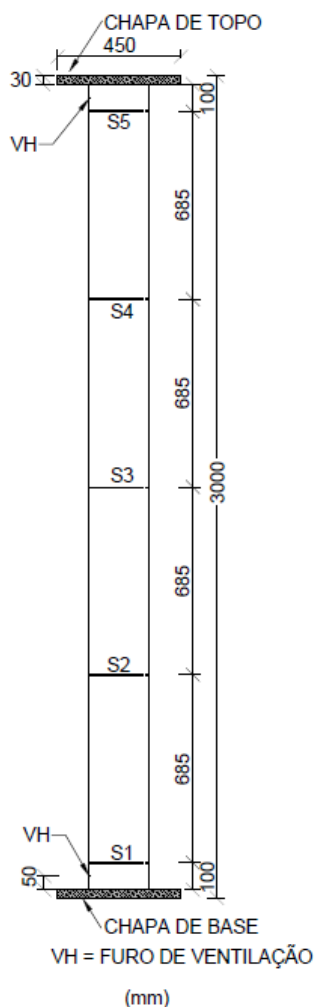


Figura 3.11 - Seções com os termopares nos pilares.

3.3 PLANO DE ENSAIOS

Os valores do carregamento aplicado aos pilares (P_0) foram de 50 % e 30 % do valor da força axial resistente de cálculo (N_{Rd}) calculada de acordo com os métodos do ABNT NBR 8800: 2008, considerando o tubo interno como uma área equivalente de armadura de aço (segundo o procedimento adotado em Romero *et al.*, 2015). Estes são níveis de carregamento habituais para pilares mistos CFST resultante de projeto estrutural (KODUR e FIKE, 2009). A curva de aquecimento adotada foi a curva de incêndio ISO 834 (EN 1991-1.2: 2002 e ISO 834-1: 1999).

Dois conjuntos de valores para a rigidez da estrutura circundante foram utilizados nos ensaios. O primeiro conjunto K_1 - correspondendo a $k_{a,1} = 30$ kN/mm de rigidez axial e $k_{r,1} = 94,615$ kN m/rad de rigidez rotacional (Fig. 3.2-a) e segundo conjunto K_2 - correspondendo a $k_{a,2} = 110$ kN/mm de axial e $k_{r,2} = 131,340$ kN m/rad de rigidez rotacional (Fig. 3.2-c). A menor rigidez (K_1) significa praticamente ausência de restrição térmica, enquanto que a maior rigidez (K_2) simula um edifício comum de dois andares de vãos 3 x 4 com 6 m de extensão. A rigidez axial (k_a) foi determinada experimental e numericamente e a rotacional (k_r) numericamente através de um software de elementos finitos, o Abaqus (SIMULIA, 2013). Ambas foram determinadas em trabalhos anteriores para o mesmo sistema experimental (CORREIA e RODRIGUES 2011, CORREIA e RODRIGUES 2012 e CRAVEIRO *et al.* 2014).

A Tabela 3.4 apresenta os parâmetros analisados durante os ensaios. Os pilares foram identificados da seguinte forma:

- TX, onde X é o número de referência do pilar;
- DS ou DT, sendo DS para pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial, *double-skin*, e DT para pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total, *double-tube*;
- PC ou HSC ou LWC para diferenciar o tipo de concreto de preenchimento (PC= *Plain Concrete*, HSC= *High Strength Concrete* e LWC=*Light Weigh Concrete*);
- K1 ou K2 são os conjuntos de valores para a rigidez da estrutura envolvente; e,
- 30 ou 50 representam a porcentagem do carregamento aplicado considerando o N_{Rd} .

Na Tabela 3.4, também são apresentados os valores do nível de restrição axial α_k do pilar, calculada através da eq. (1). Nos cálculos foram utilizados um módulo de elasticidade de 200 GPa para o aço, 25 GPa para o PC, 33 GPa para o HSC e 29 GPa para o LWC,

$$\alpha_k = \frac{k_a \cdot L}{(A_c \cdot E_c + A_a \cdot E_a)} \quad (\text{Eq.1})$$

onde k_a é a rigidez axial imposta pelo pórtico de restrição, L é o comprimento do pilar, A_c e A_a são respetivamente as áreas da seção transversal de concreto e de aço, e E_c e E_a são os respectivos módulos de elasticidade.

Tabela 3.4 - Plano de ensaios

	D_{ext} (mm)	t_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	t_{int} (mm)	Preenchimento de concreto	$f_{cm,28}$ (MPa)	K_a (kN/mm)	K_r (kN.m/rad)	a_k	P_0 (kN)	N_{Rd} %
T1-DS-PC-K1-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: -	28,5 -	30	94,615	0,053	723	30
T2-DS-PC-K2-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: -	28,5 -	110	131,340	0,194	723	30
T3-DS-PC-K1-50	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: -	28,5 -	30	94,615	0,053	1205	50
T4-DT-PC-K1-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: PC	28,5 28,5	30	94,615	0,049	739	30
T5-DT-PC-K2-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: PC	28,5 28,5	110	131,340	0,180	739	30
T6-DT-PC-K1-50	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: PC	28,5 28,5	30	94,615	0,049	1233	50
T7-DT-HSC-K1-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: HSC	28,5 72,5	30	94,615	0,048	802	30
T8-DT-HSC-K2-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: HSC	28,5 72,5	110	131,340	0,176	802	30
T9-DT-LWC-K1-30	219,1	8	101,6	6	Anel: LWC Núcleo: HSC	45,2 72,5	30	94,615	0,046	920	30
T10-DT-LWC-K2-30	219,1	8	101,6	6	Anel: LWC Núcleo: HSC	45,2 72,5	110	131,340	0,169	920	30

3.4 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Os testes se iniciavam com a aplicação da força de serviço (P_0) nos pilares. Para aplicar essa força, as porcas das hastes rosqueadas M27 que conectam os pilares às vigas superiores do pórtico de restrição 3D são mantidas livres. Quando o nível de força desejado é atingido, as porcas são apertadas e só então a estrutura circundante começa a exercer a restrição axial e rotacional no pilar. O forno é então ligado e o ensaio começa. As forças de restrição, os deslocamentos laterais e axiais, as temperaturas no pilar, bem como as temperaturas do forno, são capturadas e arquivadas em um sistema de aquisição de dados durante todo o ensaio. Durante todo o ensaio, o macaco hidráulico continua atuando de modo a manter a aplicação da força P_0 sobre o sistema (pilar misto de duplo-tubo/pórtico de restrição).

Nos primeiros minutos de ensaio, a temperatura do forno aumenta muito rapidamente e a temperatura do tubo externo do pilar tenta acompanhar. Com o aumento da temperatura no tubo externo, o mesmo alonga-se, e as forças de restrição no pilar crescem. Quando o tubo externo atinge cerca de 400 °C, o aço começa a ter suas propriedades mecânicas degeneradas e é observada uma contração no pilar. As forças de restrição começam a diminuir para valores próximos à força inicial aplicada, sendo que as temperaturas no concreto e no tubo interno ainda estão próximas de 100 °C. As forças de restrição se mantêm constantes por um longo período, enquanto isso as temperaturas no concreto e no tubo interno sobem lentamente. Somente quando as temperaturas do concreto no anel entre os tubos e as temperaturas do tubo interno estão próximas de 300 °C é que ocorre o "colapso final" do pilar, principalmente devido à degradação das propriedades mecânicas do concreto (Fig. 3.12). Quando isso acontece, o concreto dentro do tubo interno (núcleo de concreto) ainda está com a temperatura máxima abaixo dos 100 °C, mantendo, portanto, sua resistência original, porém, como sua área é bem reduzida, não possui resistência suficiente para suportar a força de serviço aplicada no pilar.

Os ensaios continuavam para além do tempo crítico e só terminavam quando a força suportada era inferior a 70 % da força de serviço P_0 aplicada inicialmente, ou a temperatura na chapa de base do dispositivo para medir as forças de restrição (Figs. 3.3 e 3.13) era superior a 105 °C, esse limite de temperatura era necessário para não comprometer a célula de carga no interior do dispositivo.

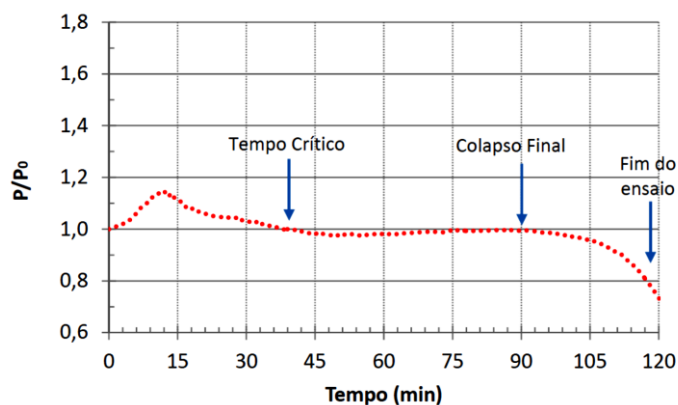


Figura 3.12 – Tempo crítico e colapso final do pilar T4-DT-PC-K1-30.



Figura 3.13 – Termopar na chapa de base do dispositivo especial

Nos ensaios em pilares preenchidos com LWC, quando a temperatura no concreto entre os tubos estava por volta de 100 °C, era possível ouvir alguns estalos (sons do tipo “pipoca estourando”), provavelmente como resultado da evaporação da água no interior da argila expandida. Depois dos ensaios realizados, ao abrir os tubos verificou-se que o concreto estava completamente fissurado (Fig. 3.14).



Figura 3.14 - Concreto com agregado de argila expandida após o ensaio.

3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O sistema experimental usado é um sistema já testado e comprovadamente considerado eficaz por pesquisas anteriores, como as já citadas realizadas por Pires *et al.*(2012); Pires, (2013); Correia e Rodrigues, (2011); Correia e Rodrigues, (2012), entre outras. A sua capacidade de aplicar um conjunto de restrições (axial e rotacional), inclusive variando esse conjunto de restrições, faz com que os ensaios tenham algumas especificidades. Uma das mais importantes a se considerar é o critério de falha, sendo inviável aplicar o critério de falha proposto pela ISO 834 (ISO 834-1: 1999), que para elementos carregados axialmente tem como fatores limitantes a contração axial ($L/100$ em mm) e a taxa de contração axial ($3L/1000$ mm/min). O sistema de ensaio usado não se coadunava com esses critérios, portanto o critério de falha passa a ser considerado o tempo crítico, que foi definido como o momento em que as forças de restrição retornam ao valor inicial da força axial aplicada, ou seja, $P = P_0$.

Os corpos de prova foram planejados e montados de forma a se conseguir obter as temperaturas no tubo externo, no anel de concreto, no tubo interno, e no núcleo de concreto (quando havia), em cinco alturas diferentes no pilar (Figs. 3.6 e 3.11). Também era possível medir os deslocamentos axiais e laterais em diferentes pontos e direções.

O plano de ensaios contemplou não só uma variação na rigidez imposta, como também nas seções, através dos tipos de concreto utilizados, assim como uma variação na taxa de carregamento aplicado. Por fim, o procedimento de ensaio possibilitou a observação do comportamento dos pilares para além do tempo crítico, critério de falha adotado, sendo capaz de observar, na maioria dos casos, a existência do patamar de resistência e o colapso final dos pilares, fornecendo uma série de dados importantes para o estudo e compreensão do comportamento dos pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados e sua análise são apresentados a seguir. Os parâmetros tabulados são referentes ao tempo crítico, forças de restrição, deslocamento axial e lateral, rotações na base e no topo e variações transversal e longitudinal das temperaturas. O tempo crítico é aqui definido como o instante no qual as forças de restrição retornam ao valor da força inicial aplicada, após terem aumentado devido ao alongamento térmico do pilar e depois diminuído com a degradação das propriedades dos materiais provocada pela elevação da temperatura (CORREIA e RODRIGUES, 2012).

4.1 TEMPERATURAS

As Figuras 4.1 a 4.4 apresentam a evolução das temperaturas na seção transversal S3, situada na altura média do pilar (Fig. 3.11). A temperatura média no forno foi semelhante em todos os testes. Comparando a sua evolução com a curva de incêndio ISO 834 (EN 1991-1.2: 2002 e ISO 834-1: 1999), observa-se um pequeno atraso nos oito primeiros minutos de ensaio devido à inércia térmica do forno e à capacitância do material do corpo de prova que se encontra dentro do forno. Esse fenômeno é comum em fornos elétricos. Observa-se também que a temperatura no tubo de aço externo (Termopar T1) aumentou muito mais rapidamente do que os outros pontos (concreto e tubo interno) e tende a acompanhar as temperaturas do forno (Fig. 3.6). Aos 12 minutos, aproximadamente, a temperatura do tubo externo atinge os 400°C, e a partir desse

momento o aço perde rapidamente a sua resistência. No entanto, as demais temperaturas estão abaixo de 100°C, sendo assim o concreto e o tubo interno ainda preservam suas propriedades. As temperaturas medidas nos termopares T2, T3 e T4 foram de cerca de 100°C no momento em que se caracterizou o colapso (tempo crítico) da maioria dos pilares. A temperatura no anel de concreto, termopar T2, aumentou mais rapidamente a partir dos 30 minutos de ensaio (Fig. 4.7), o que é explicado pela evaporação da água dentro do concreto a, mais ou menos, 100 °C, dependendo da pressão de vapor nos poros. O núcleo de concreto e o tubo interno dos pilares mistos de duplo-tubo permaneceram abaixo de 100 °C no ponto de colapso, o que significa que preservaram suas propriedades durante todo o ensaio.

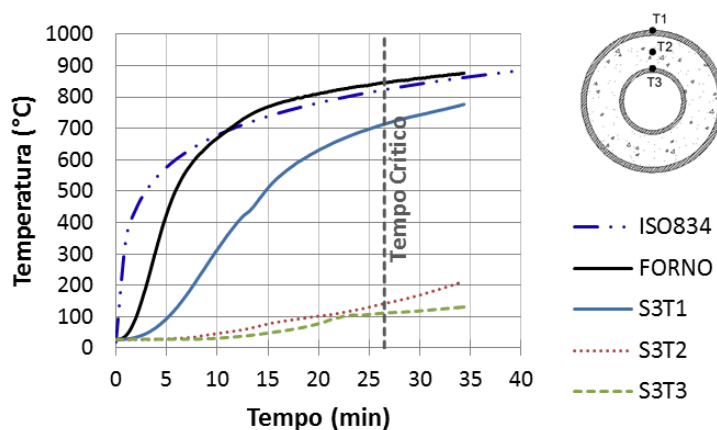


Figura 4.1- Distribuição da temperatura na seção transversal S3 do pilar T2-DS-PC-K2-30

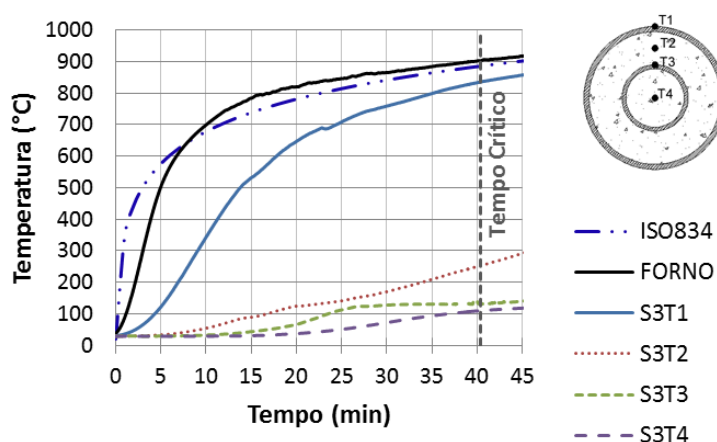


Figura 4.2 - Distribuição da temperatura na seção transversal S3 do pilar T4-DT-PC-K1-30

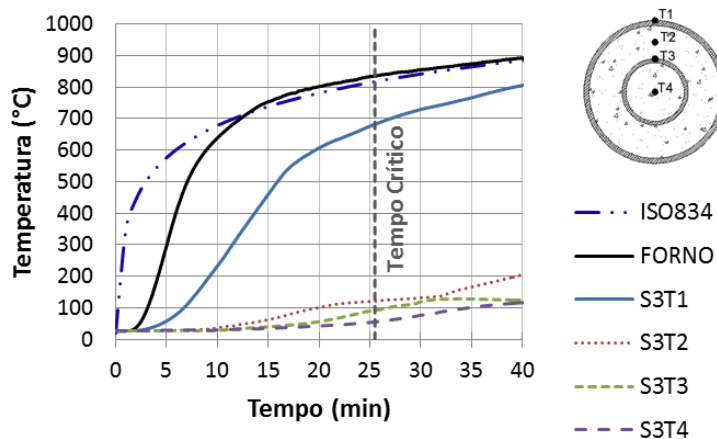


Figura 4.3 - Distribuição da temperatura na seção transversal S3 do pilar T7-DT-HSC-K1-30

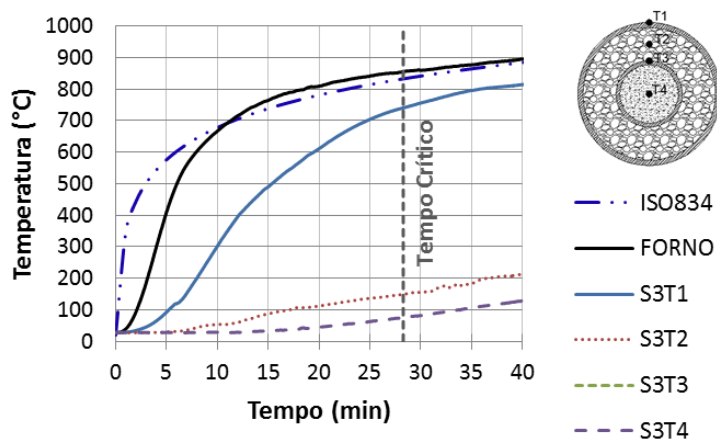


Figura 4.4 - Distribuição da temperatura na seção transversal S3 do pilar T9-DT-LWC-K1-30

A Figura 4.5 apresenta a distribuição da temperatura ao longo da altura do pilar T5-DT-PC-K2-30 no momento do colapso. Os termopares apresentam uma distribuição mais ou menos uniforme da temperatura na parte central do pilar e uma redução das mesmas na direção dos apoios, uma vez que estes se encontravam protegidos e fora do forno.

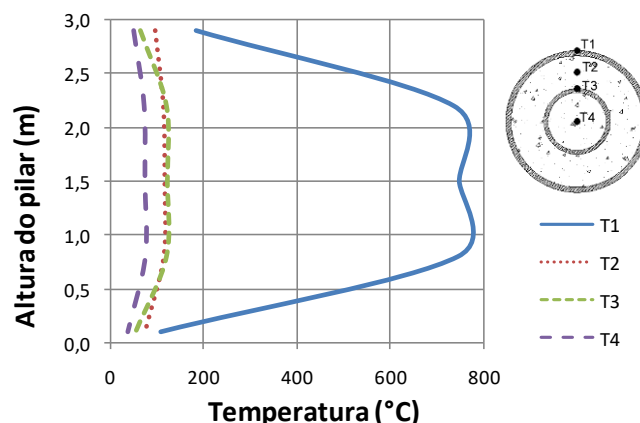


Figura 4.5 - Distribuição da temperatura ao longo do pilar, T5-DT-PC-K2-30, no momento do colapso.

Comparando as temperaturas aos 30 minutos, para os diferentes tipos de concreto, é possível observar que no núcleo de concreto (S3T4) não há grandes diferenças (Fig. 4.8). No anel de concreto (S3T2), as temperaturas nos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total foram ligeiramente maiores para as com LWC do que com o PC. Este fato pode ser explicado pelos agregados de argila expandida de maior resistência utilizados na fabricação do LWC e com uma condutividade térmica mais próxima da do PC. Além disso, os agregados de argila expandida também poderiam ter alguma umidade na matriz que aumentasse a condutividade térmica do LWC (Fig. 4.7).

Há um estágio relativamente estável dos valores de temperatura no concreto, entre 20 e 30 minutos (Fig. 4.7 e 4.8), quando a temperatura é de cerca de 100 °C. Esse fenômeno é causado pela mudança de estado da água no concreto em que a maior parte do calor é usada para mudar o estado da água em vez de elevar a temperatura no concreto (LU *et al*, 2010).

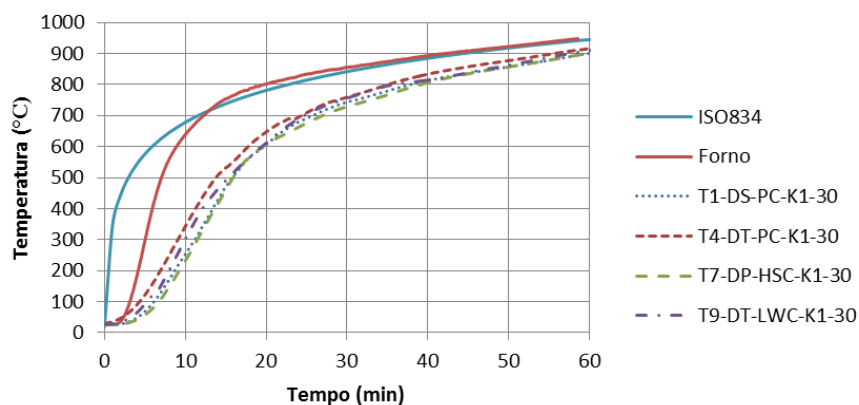


Figura 4.6 - Evolução das temperaturas no tubo de aço externo.

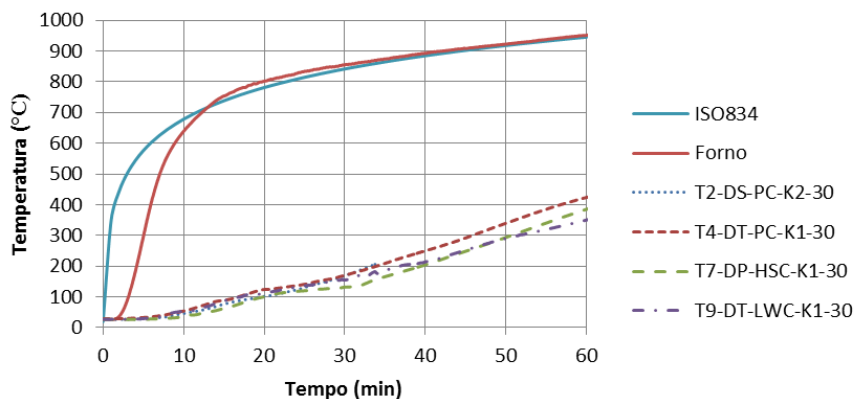


Figura 4.7 - Evolução das temperaturas no anel de concreto.

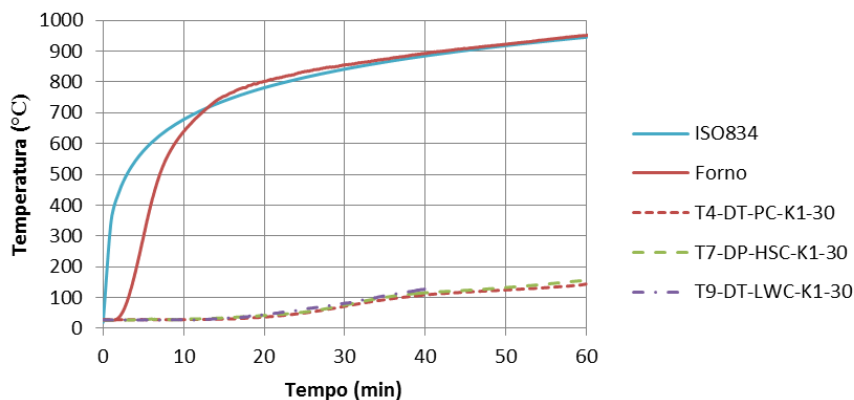


Figura 4.8 - Evolução das temperaturas no núcleo de concreto.

4.2 FORÇAS DE RESTRIÇÃO

As forças de restrição em função do tempo são apresentadas nas Figuras 4.9, 4.10 e 4.11. Elas são representadas de forma adimensional, dividindo o valor absoluto pela força inicial aplicada (P/P_0). Essas forças de restrição relativas aumentam até um nível máximo e depois diminuem devido à degradação das propriedades mecânicas dos materiais (aço e concreto) até voltarem à força inicial aplicada. Para os pilares submetidos ao carregamento correspondente a 30% da força axial resistente de cálculo em temperatura ambiente, essas forças de restrição

apresentaram um prolongado patamar de resistência, após retornarem ao valor da força inicial aplicada.

A influência da rigidez da estrutura circundante não foi significativa para o tempo crítico nos pilares com o núcleo de concreto de alta resistência (T7-DT-HSC-K1-30, T8-DT-HSC-K2-30, T9-DT-LWC-K1-30 e T10-DT-LWC-K2-30). No entanto, para os pilares preenchidos com concreto normal (T1-DS-PC-K1-30, T2-DS-PC-K2-30, T4-DT-PC-K1-30 e T5-DT-PC-K2-30), o tempo crítico foi ligeiramente inferior nos pilares que foram submetidos a uma rigidez maior (K_2), porém não foi uma redução significativa.

Além disso, para os pilares com mesma seção e carregamento, submetidos a uma maior rigidez, foram observados valores mais elevados para as forças de restrição. Porém, nesses casos, os patamares de resistência, antes do colapso final, também ocorriam com valores menores. Enquanto temos cargas de restrição, entre 1,5 e 1,6 vezes o carregamento inicial para os pilares submetidos à maior rigidez (K_2), esse valor não passa de 1,3 para os submetidos à menor rigidez (K_1). No entanto, nos pilares com menor rigidez, o patamar de resistência, após o tempo crítico, era mantido com uma resistência entre 90 e 100% do carregamento inicial aplicado, enquanto, nos pilares submetidos à uma maior rigidez, esse patamar era mantido com apenas 80% do carregamento inicial aplicado.

Em relação à influência do nível de carregamento (Figura 4.11), observam-se tempos críticos mais baixos, 15 e 20 min a menos, para os valores mais altos desse parâmetro, ou seja, para os pilares submetidos a 50% da força axial resistente de cálculo. As forças máximas de restrição também foram menores, entre 5 e 20%, para os níveis de carregamento mais elevados. A contratura dos pilares também foi mais abrupta após o valor de máximo das forças de restrição para os níveis de carregamento mais elevados, não ocorrendo também o patamar de resistência observado nos outros pilares. Portanto, o nível de carregamento é um parâmetro com grande influência sobre as forças de restrição e o comportamento do pilar em situação de incêndio.

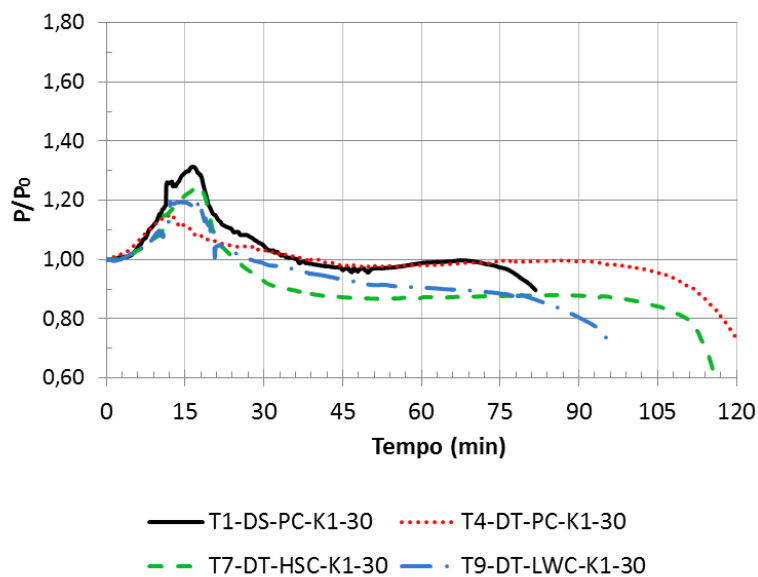


Figura 4.9 - Forças de restrição para o nível de carregamento de 30% e rigidez axial da estrutura circundante de K_1 .

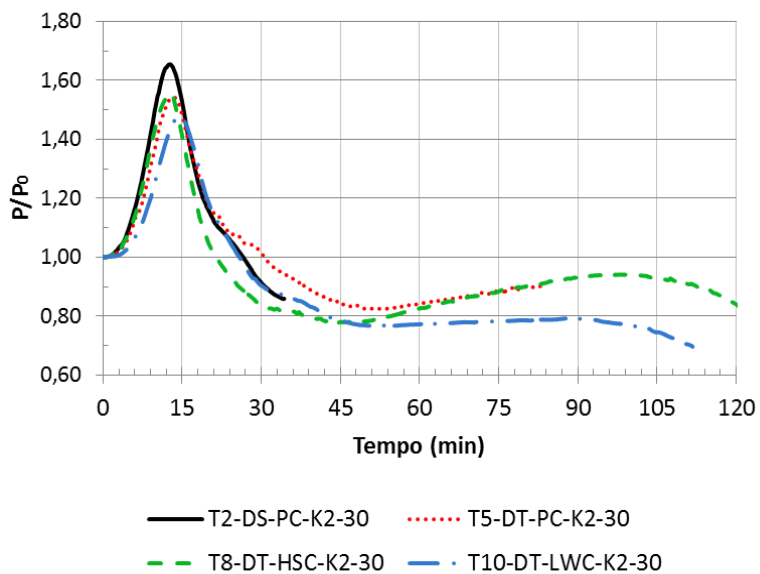


Figura 4.10 - Forças de restrição para o nível de carregamento de 30% e rigidez axial da estrutura circundante de K_2 .

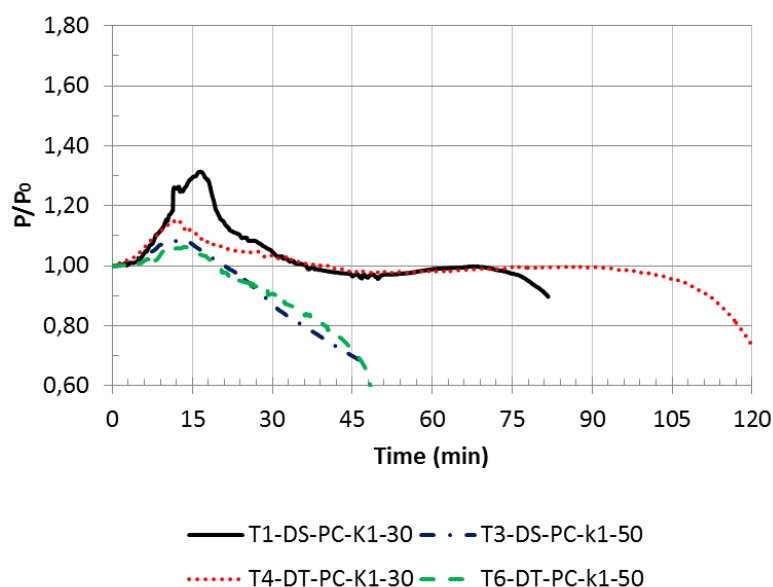


Figura 4.11 - Forças de restrição para rigidez axial da estrutura circundante de K_I e o níveis de carregamento de 30% e 50%.

4.3 DESLOCAMENTOS

4.3.1 Deslocamento Axial

Os deslocamentos axiais dos pilares em função do tempo são apresentados nas Figuras 4.12 a 4.14. Eles se desenvolveram de forma muito semelhante às forças de restrição. Os resultados indicam que a rigidez da estrutura circundante influencia o desenvolvimento dos deslocamentos axiais. Em geral, um aumento nesse parâmetro gera redução do deslocamento axial (Figs. 4.12 e 4.13).

Pode-se observar pelas figuras que nos 15 minutos iniciais ocorreu a expansão térmica dos pilares, sendo que nos pilares submetidos à menor rigidez (K_I) essa expansão foi mais proeminente, em torno de 10 mm, enquanto nos pilares submetidos à maior rigidez (K_2) a expansão não chegou a 5 mm. Após os 15 minutos iniciais, ocorreu uma contração nos pilares, normalmente na mesma proporção da expansão, sendo o deslocamento axial praticamente nulo aos 30 minutos de ensaio. Observa-se que as contrações também foram maiores nos pilares submetidos à rigidez K_I , porém bem menores que a expansão, apenas um quarto de seu valor.

Entre 30 e 90 minutos de ensaio não houve mudanças significativas nos deslocamentos axiais, ocorrendo uma nova contração somente nos pilares submetidos a uma menor rigidez da estrutura circundante. Como se viu anteriormente, no estado da arte, nos 15 minutos iniciais a expansão ocorre devido ao aquecimento do tubo externo. Quando o tubo externo atinge temperaturas superiores a 400 °C ele perde a sua resistência ocorrendo então a contração do pilar. O patamar observado entre 30 e 90 minutos se dá pela presença do concreto, que durante esse período suporta o carregamento, e a contração final só é observada então, quando o concreto perde suas propriedades e o pilar entra no que desse denomina "colapso final".

Outra observação importante, é que o pilar de duplo-tubo com preenchimento total com concreto normal (T4-DT-PC-K1-30) apresentou deslocamentos axiais menores que o pilar com preenchimento parcial (T1-DS-PC-K1-30), porém o mesmo comportamento não foi observado nos pilares com concreto de alta resistência ou com argila expandida (Fig. 4.12). Aliás, o tipo de concreto de preenchimento (PC, HSC ou LWC) praticamente não influenciou os deslocamentos axiais dos pilares, principalmente nos pilares submetidos a uma maior rigidez K_2 . (Fig. 4.13)

No que diz respeito à influência do nível de carregamento, foram observados valores mais baixos para os deslocamentos axiais máximos, principalmente para o pilar de duplo-tubo com preenchimento total (T6-DT-PC-K1-50). Os pilares submetidos a 50% da força axial resistente de cálculo em temperatura ambiente, além de apresentarem valores menores para a expansão térmica, sofreram uma contração mais abrupta, sendo os deslocamentos axiais nulos já aos 20 minutos de ensaio e não apresentando o patamar de sustentabilidade, continuando a se contrair até o fim do ensaio, atingindo valores iguais ou superiores a 10 mm já aos 40 minutos de ensaio (Fig. 4.14).

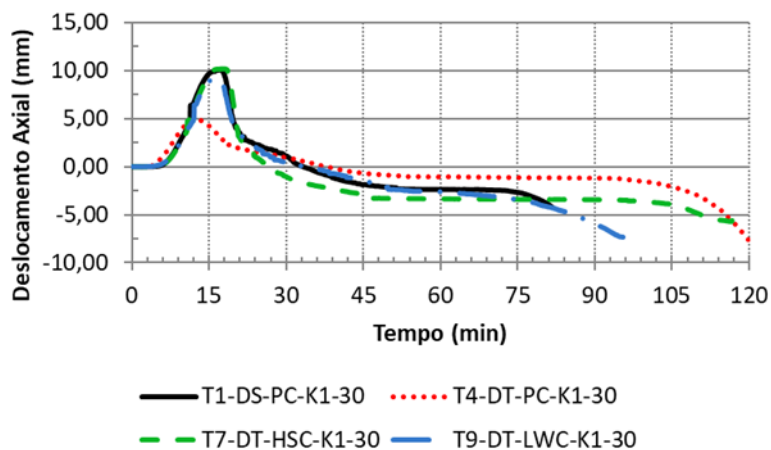


Figura 4.12 - Deslocamento axial para o nível de carregamento de 30% e rigidez axial da estrutura circundante de K_1

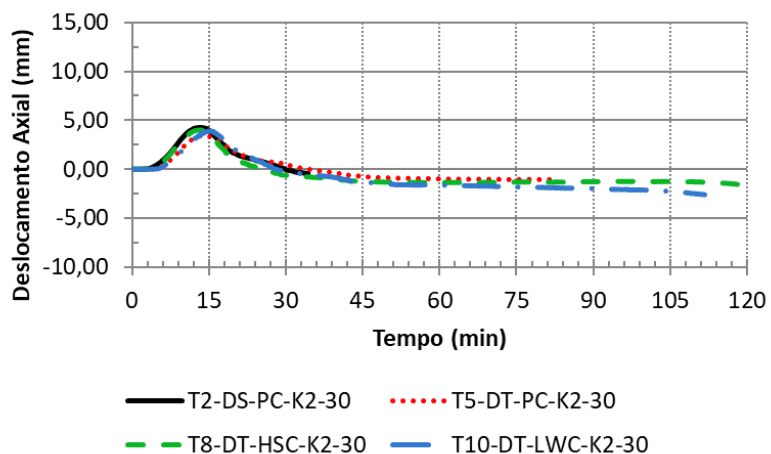


Figura 4.13 - Deslocamento axial para o nível de carregamento de 30% e rigidez axial da estrutura circundante de K_2 .

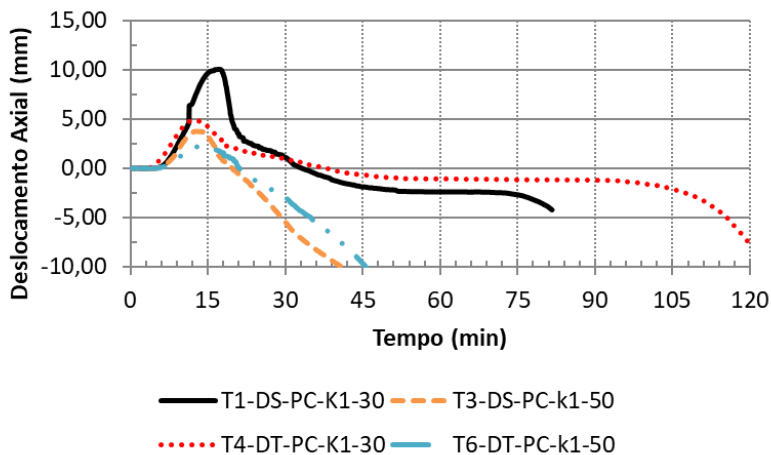


Figura 4.14 - Deslocamento axial para rigidez axial da estrutura circundante de K_1 e o níveis de carregamento de 30% e 50%.

4.3.2 Deslocamentos Laterais

Os deslocamentos laterais foram medidos em três níveis diferentes de altura (TF1 a TF6 na Figura 3.4) e em duas direções ortogonais, X e Y. A Figura 4.15 mostra como exemplo os deslocamentos laterais para um pilar misto de duplo-tubo com preenchimento parcial (T1-DS-PC-K1-30) e um de duplo-tubo com preenchimento total (T4-DT-PC-K1-30). A Figura 4.16 apresenta uma comparação dos deslocamentos para dois pilares similares (T7-DT-HSC-K1-30 e T8-DT-HSC-K2-30), submetidos às rigidezes K_1 e K_2 . É possível verificar nas Figuras (4.15 e 4.16) a evolução, no tempo, dos deslocamentos laterais até o momento crítico, e ao final do teste de resistência ao fogo.

Os deslocamentos laterais observados no início do ensaio são devidos à aplicação do carregamento inicial P_0 . Pode-se observar que os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial apresentaram um deslocamento lateral inicial maior que os de duplo-tubo com preenchimento total. O deslocamento final também foi maior nesse caso.

Os maiores deslocamentos laterais ocorreram na altura média do pilar, embora não tenha sido observado um plano de flexão bem definido nos pilares ensaiados, sendo possível observar inclusive uma mudança de direção no deslocamento lateral em alguns pilares durante os ensaios. No pilar T7-DT-HSC-K1-30, apresentado na Figura 4.16, é clara a mudança de direção na curvatura do pilar (deslocamento lateral na direção X) após o tempo crítico. Verificou-se que o tipo de concreto e a rigidez da estrutura circundante não tiveram grande influência nos deslocamentos laterais. Em geral, quanto maior o tempo de ensaio, maior o deslocamento final observado. Isso pode ser explicado pelo fato de que, quanto maior o tempo de ensaio, mais elevadas as temperaturas e maior a degradação das propriedades dos materiais. Os maiores deslocamentos laterais são observados após o tempo crítico, que é quando a temperatura do tubo externo já é superior a 400 °C e o pilar sofre uma contração, gerando os deslocamentos laterais.

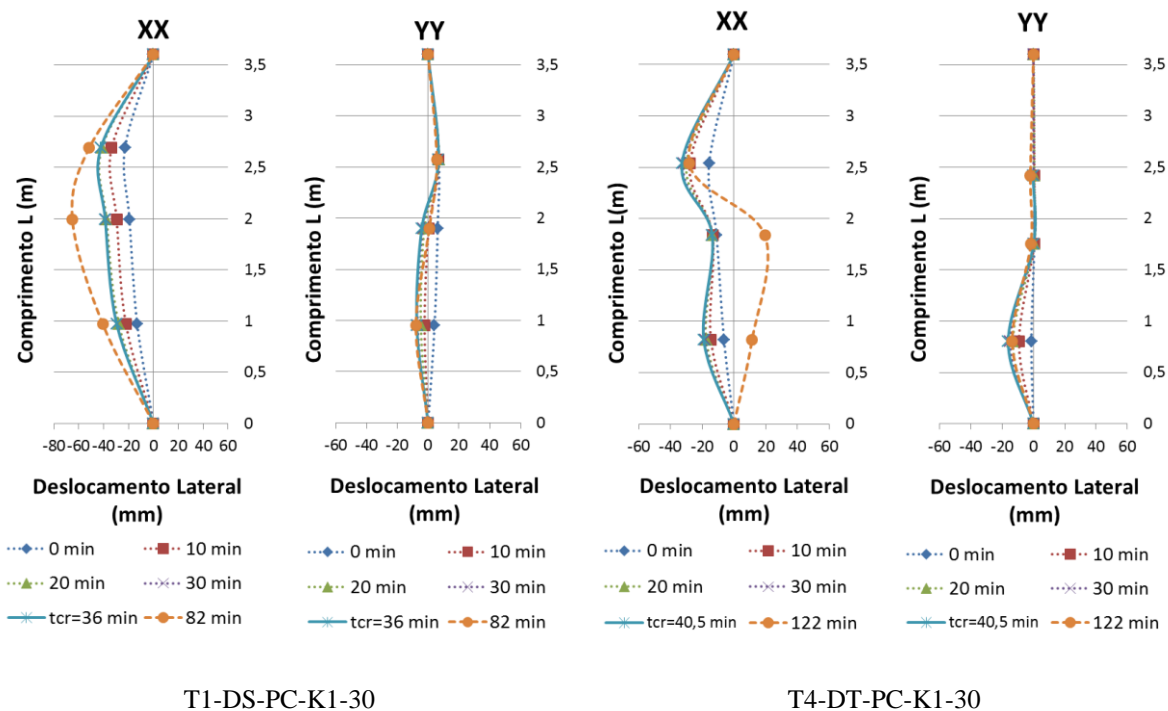


Figura 4.15 - Deslocamento lateral, comparação entre pilares mistos de duplo-tubo.

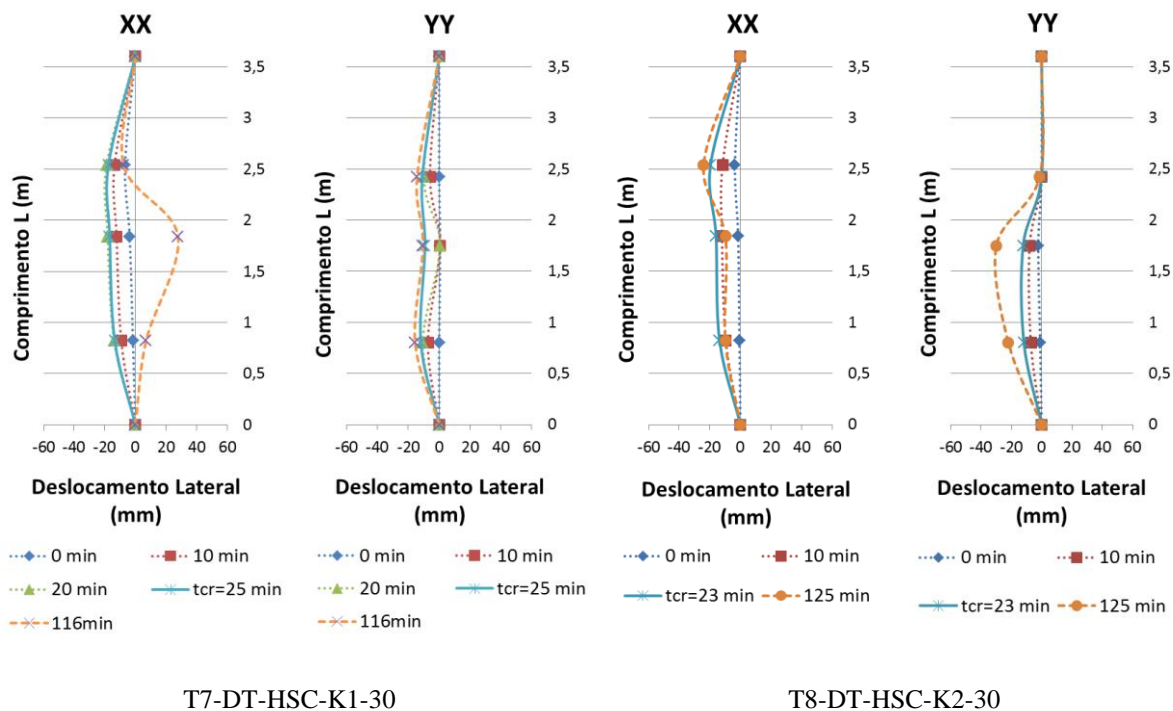


Figura 4.16 - Deslocamento lateral, comparação da rigidez da estrutura envolvente K_1 e K_2 .

4.3.3 Rotações nos Apoios

As Figuras 4.17 e 4.18 mostram as rotações nos apoios, base e topo dos pilares, calculadas em quatro momentos diferentes para cada pilar. O primeiro ponto, o tempo zero, mostra as rotações depois que o pilar foi carregado com a força de serviço. O segundo ponto é quando as forças máximas de restrição foram alcançadas. O terceiro ponto é no momento crítico, e finalmente, o quarto ponto é no final do ensaio (as rotações foram calculadas geometricamente conforme anexo C).

As rotações foram muito pequenas, como esperado, uma vez que as ligações com o pórtico de restrição eram do tipo semirrígidas. No apoio inferior, as maiores rotações aconteceram na fase de carregamento, e refletem a acomodação do sistema. Em geral, os pilares com menor restrição térmica tiveram rotações de topo ligeiramente mais altas. Isso foi observado principalmente após o tempo crítico. Os pilares que apresentaram maiores rotações foram os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial (T1-DS-PC-K1-30 e T3-DS-PC-K1-50) e os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total e o anel preenchido com argila expandida (T9-DT-LWC-K1-30 e T10-DT-LWC-K2-30). No primeiro caso a ausência do núcleo de concreto pode ser um indicativo de uma relativa menor rigidez do pilar, enquanto no segundo caso, a argila expandida seria o diferencial, ela pode ter se expandido, gerado pressões maiores na evaporação da água impregnada na argila ou até mesmo a sua fissuração excessiva pode ter influenciado nas rotações. No entanto, vale ressaltar que são rotações muito baixas, sendo essas diferenças nos ângulos de rotação mínimas.

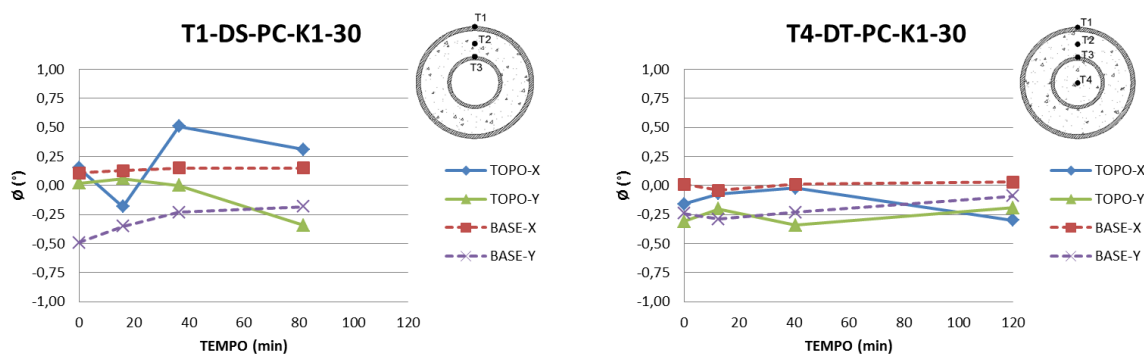


Figura 4.17 - Rotações nos apoios, comparação entre pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial e total.

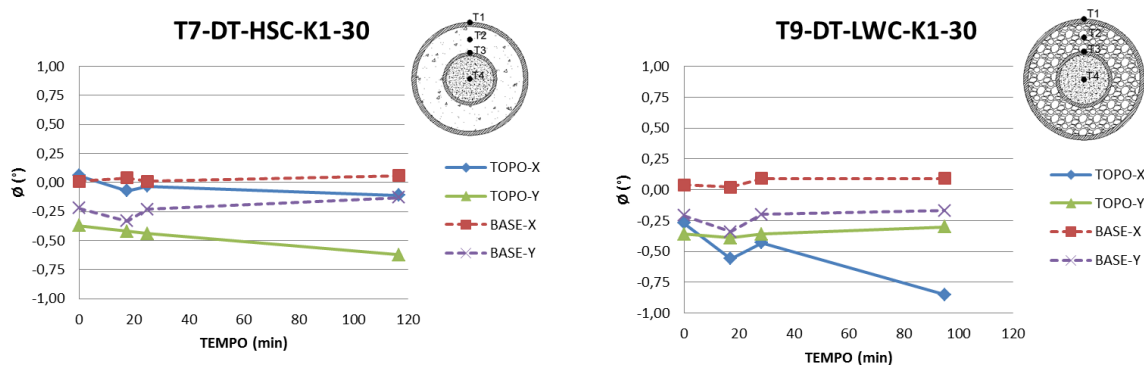


Figura 4.18 - Rotações nos apoios, base e topo, pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total, HSC e LWC.

4.4 TEMPO CRÍTICO

O critério de falha conforme definido na ISO 834-1: 1999, como explicitado anteriormente, não é aplicável neste caso, pois os pilares foram ensaiados com restrição à dilatação, o que não permite os deslocamentos axiais limites previstos ($L/100$ mm ou $3L/1000$ mm/min). Portanto o critério de tempo crítico é o mais apropriado, sendo o tempo crítico, como já mencionado, o momento em que as forças de restrição no pilar retornam à força inicial aplicada.

O tempo crítico dos pilares é apresentado na Tabela 4.1, na qual é visível uma redução de 15 min e 20 min no tempo crítico, quando o nível de carregamento aumenta de 30 para 50%, para os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial e total, respectivamente (ou seja, quando compara-se T1-DS-PC-K1-30 com T3-DS-PC-K1-50, e T4-DT-PC-K1-30 com T6-DT-PC-K1-50). Essa redução é de cerca de 10 min quando a rigidez aumenta de K_1 para K_2 , para o mesmo nível de carregamento e a mesma seção. Nesse caso, quando se compara T1-DS-PC-K1-30 com T2-DS-PC-K2-30, e T4-DT-PC-K1-30 com T5-DT-PC-K2-30.

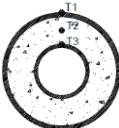


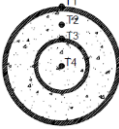
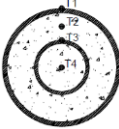
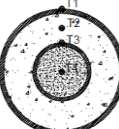
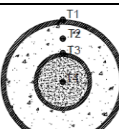

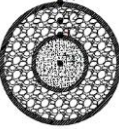
A rigidez da estrutura circundante (K_1 e K_2) não teve influência significativa no tempo crítico dos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total, onde se usou concreto de alta resistência e concreto com argila expandida (T7-DT-HSC-K1-30, T8-DT-HSC-K2-30, T9-DT-

LWC-K1-30 e T10-DT-LWC-K2-30), verificando-se assim que o concreto de preenchimento não influenciou na capacidade resistente do pilar em temperaturas elevadas.

Para os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total, o uso do concreto de alta resistência preenchendo o tubo interno não representou um ganho na resistência ao fogo, inclusive o tempo crítico foi significativamente menor, 15 min a menos, do que a mesma configuração com concreto normal, o ganho na capacidade resistente em temperatura ambiente não se reflete, portanto, em temperaturas elevadas. Além disso, o uso do concreto com argila expandida (*LWC*), no anel entre os dois tubos, teve pouca influência no comportamento do pilar, se comparado à mesma configuração usando o concreto normal, ou seja, o uso da argila expandida não representa um aumento da capacidade resistente do pilar em temperaturas elevadas.

Os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total apresentaram resistências ao fogo ligeiramente maiores do que os de duplo-tubo com preenchimento parcial. Porém se o objetivo é ter estruturas mais leves devido aos sismos, por exemplo, então os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial podem ter vantagens sobre os de duplo-tubo com o preenchimento total, uma vez que a resistência ao fogo não é prejudicada, além disso, o tempo de execução, a quantidade de material e os custos de fundação também podem ser reduzidos nesse caso. Os pilares de duplo-tubo com preenchimento total com concreto normal podem representar uma boa solução para os casos em que se precise de uma maior capacidade resistente associada a seções mais esbeltas, sem comprometer a resistência ao fogo. Devido aos custos e ao processo construtivo, pois acrescentam uma etapa a mais de construção, os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total com concreto de alta resistência e concreto com argila expandida, nos moldes do presente trabalho, não representam uma solução construtiva vantajosa, principalmente em temperaturas elevadas.

Tabela 4.1 - Tempo Crítico

Referência do pilar	Tipo de seção	Rigidez axial	Carregamento aplicado (kN)	% N_{rd}	Tempo Crítico (min)
T1-DS-PC-K1-30		K_1	723	30	36
T2-DS-PC-K2-30		K_2	723	30	26
T3-DS-PC-K1-50		K_1	1205	50	21
T4-DT-PC-K1-30		K_1	739	30	41
T5-DT-PC-K2-30		K_2	739	30	31
T6-DT-PC-K1-50		K_1	1233	50	20
T7-DT-HSC-K1		K_1	802	30	25
T8-DT-HSC-K2		K_2	802	30	23
T9-DT-LWC-K1		K_1	920	30	28
T10-DT-LWC-K2		K_2	920	30	26

4.5 DEFORMADA

As Figuras 4.19 a 4.22 apresentam a deformada dos pilares ao fim dos ensaios. É importante ressaltar que essas deformadas são posteriores e não no instante do tempo crítico, pois durante o ensaio os pilares estavam dentro do forno e portando foi inviável a observação da deformada naquele instante. A instabilidade dos pilares foi exclusivamente do tipo global, não sendo observada nenhuma instabilidade local, já que o enchimento de concreto e a forma circular evitaram esse fenômeno.

Assim como foi verificado nos deslocamentos laterais, as maiores deformações são observadas nos pilares que foram submetidos a um tempo maior de ensaio, acima de 80 minutos. Comparando as deformadas com os gráficos de deslocamentos laterais, Figs. 4.15 e 4.16, podemos observar que os pilares T4-DT-PC-K1-30 e T7-DT-HSC-K1-30 estão entre os que apresentaram maior encurvadura, isso devido ao fato dos ensaios terem durado aproximadamente duas horas, visto que esses pilares foram os que apresentaram o maior patamar de resistência, após o tempo crítico e antes do colapso final (ver Fig. 4.9).

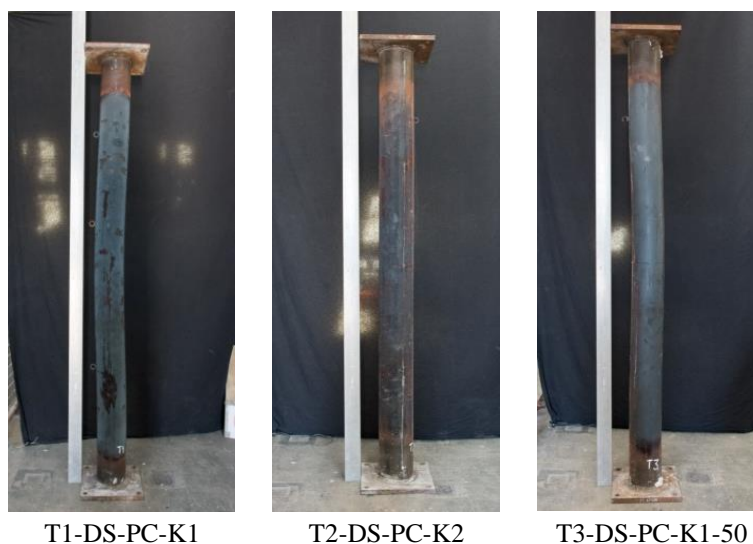


Figura 4.19 - Deformada dos pilares mistos de duplo-tubo e preenchimento parcial.

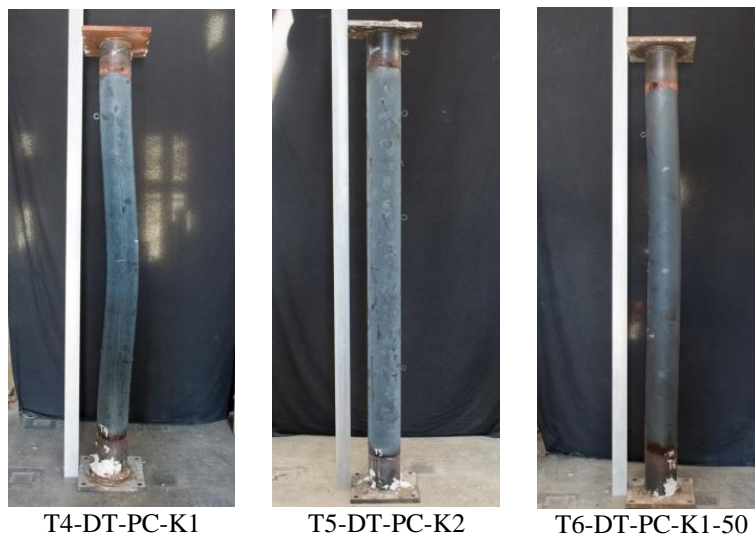


Figura 4.20 - Deformada dos pilares mistos de duplo-tubo e preenchimento total com concreto normal.

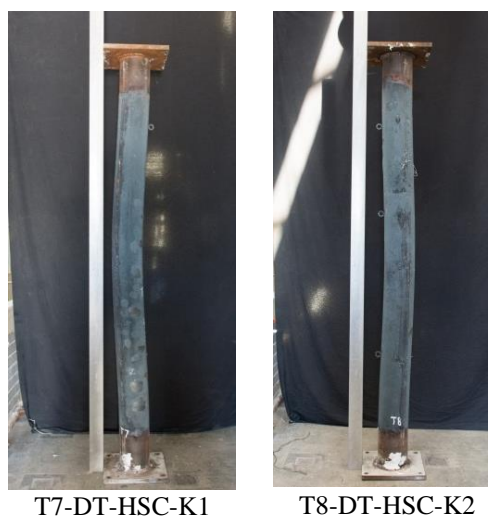


Figura 4.21 - Deformada dos pilares com concreto de alta resistência



Figura 4.22 - Deformada dos pilares com anel de concreto com argila expandida

4.6 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS COM OUTROS AUTORES

Além dos pilares mistos de duplo-tubo, apresentados nesse trabalho, existem várias configurações diferentes para as seções de pilares mistos tubulares. Camargo *et al.* (2018) fizeram uma comparação entre os resultados dos ensaios aqui apresentados com ensaios anteriores realizados por Pires (2013), que utilizou o mesmo sistema de ensaios do Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas (LEME) da Universidade de Coimbra (UC). Foram comparados pilares mistos de seção circular preenchidos com concreto normal (PCC - *Plain Concrete Column*) e com concreto armado (RCC - *Reinforced Concrete Column*), pilares mistos com anel de concreto normal (PCR - *Plain Concrete Ring column*) ou concreto armado (RCR - *Reinforced Concrete Ring Column*), estudados por Pires (2013), com os pilares de duplo-tubo com preenchimento parcial (DSC - *Double-Skin Column*, T1-DS-PC-K1-30 e T2-DS-PC-K2-30), e duplo-tubo com preenchimento total (DTC - *Double-tube Column*, T4-DT-PC-K1-30 e T5-DT-PC-K2-30). Todos os pilares comparados foram submetidos à condições semelhantes de restrição axial e rotacional e à situação de incêndio (Fig.4.23).

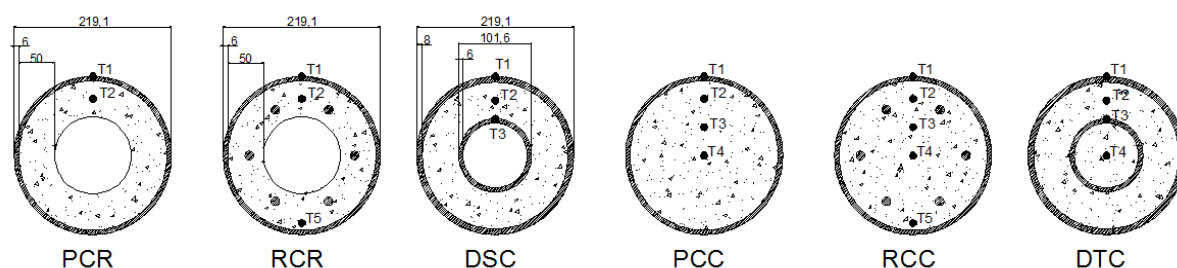


Figura 4.23 - Representação esquemática das seções. (CAMARGO *et al.*, 2018)

Comparando os pilares, verificou-se que as temperaturas nos pilares com concreto normal (PCC) e nos pilares com anel interno (PCR e RCR) subiram mais rápido que nos demais pilares (Fig. 4.24). Observou-se também que aumentar a rigidez da estrutura circundante leva a um aumento nas forças de restrição nos pilares (Fig. 4.25) e uma redução nos deslocamentos axiais (Fig. 4.26), embora isso se reflita no tempo crítico (Tabela 4.2). O aumento na rigidez axial da

estrutura circundante não levou a alterações significativas nos tempos críticos dos pilares, pois associado a um aumento dessa rigidez, há também um aumento na rigidez rotacional, que gera um efeito oposto à primeira. Os pilares, em geral, apresentaram colapso por instabilidade global, no entanto, nos pilares com anel interno de concreto, também ocorreu a instabilidade local. Isso certamente resultou do fato de que o anel interno de concreto colapsou dentro do tubo por degradação do concreto com o aumento da temperatura.

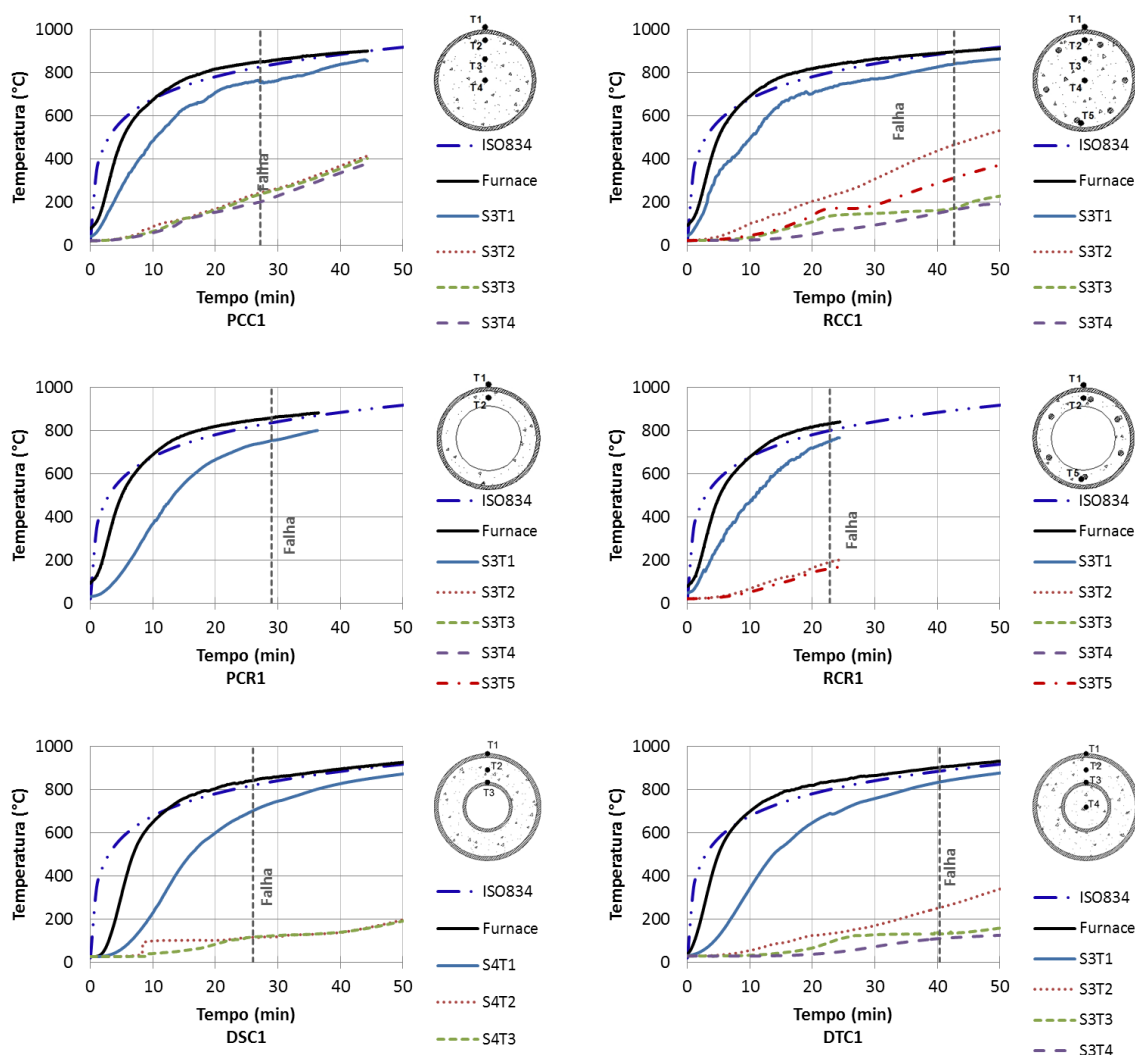


Figura 4.24 – Temperatura na seção central dos pilares (adaptado de CAMARGO *et al.*, 2018)

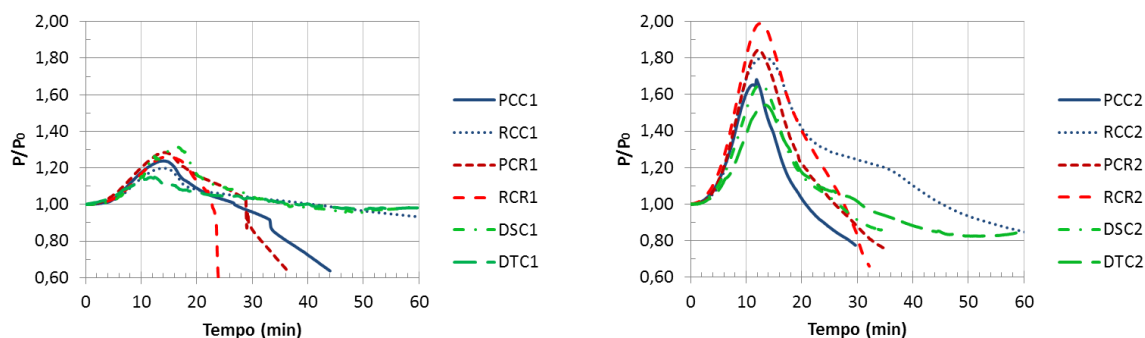


Figura 4.25 – Forças de restrição: a) rigidez K_1 ; b) rigidez K_2 . (adaptado de CAMARGO *et al.*, 2018)

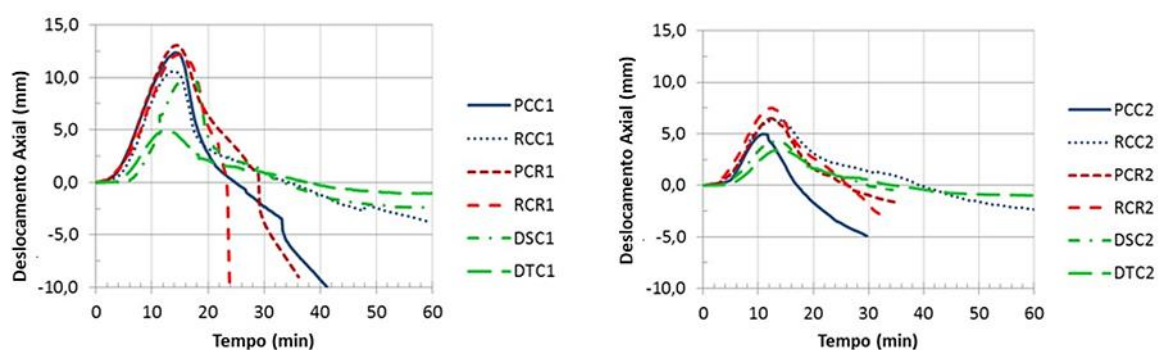


Figura 4.26 – Deslocamento axial: a) rigidez K_1 ; b) rigidez K_2 . (adaptado de CAMARGO *et al.*, 2018)

Considerando o comportamento dos pilares em relação ao tempo crítico, tabela 4.2, pode-se afirmar que os pilares mistos de dupla-pele (DSC) são uma solução construtiva melhor para a situação de incêndio do que os pilares mistos com anel de concreto interno (PCR e RCR). Os pilares mistos com anel interno de concreto podem ser uma boa solução anti-sísmica na construção de edifícios, devido à redução de peso, mas não respondem bem em caso de incêndio, isso porque o anel interno de concreto colapsa facilmente dentro do tubo com aumento da temperatura. O comportamento dos pilares mistos de duplo-tubo e dos pilares mistos de seção tubular preenchidos com concreto armado é muito semelhante, e ambos apresentam um ganho substancial no tempo crítico em relação aos pilares mistos preenchidos com concreto normal, no mínimo de 30 % (CAMARGO *et al.*, 2018).

Tabela 4.2 – Tempo crítico (adaptado de Camargo *et al.*, 2018)

Referência do pilar	D_{ext}	t_{ext}	D_{int}	t_{int}	Armadura	Rigidez axial	Força de serviço (30% $N_{b,Rd}$)	Tempo Crítico
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				
PCR1	219,1	6	-	-	-	13	532	29
PCR2	219,1	6	-	-	-	128	532	26
RCR1	219,1	6	-	-	6 ϕ 12mm	13	584	23
RCR2	219,1	6	-	-	6 ϕ 12mm	128	584	28
DSC1*	219,1	8	101,6	6	-	30	716	36
DSC2*	219,1	8	101,6	6	-	110	716	26
PCC1	219,1	6	-	-	-	13	583	27
PCC2	219,1	6	-	-	-	128	583	21
RCC1	219,1	6	-	-	6 ϕ 12mm	13	633	43
RCC2	219,1	6	-	-	6 ϕ 12mm	128	633	46
DTC1**	219,1	8	101,6	6	-	30	732	41
DTC2**	219,1	8	101,6	6	-	110	732	31

*DSC1 = T1-DS-PC-K1-30, DSC2 = T2-DS-PC-K2-30,

**DTC1 = T4-DT-PC-K1-30 e DTC2 = T5-DT-PC-K2-30

Quando compara-se os pilares mistos de duplo-tubo, com os pilares mistos de seção tubular preenchidos com concreto normal, percebe-se que os primeiros representam um aumento na capacidade de carregamento de aproximadamente 25% e de tempo de resistência ao fogo de até 50% em alguns casos, aumentando em média 10% na área de aço de uma seção em relação à outra. Porém, quando se compara o pilar misto de duplo-tubo com preenchimento parcial com o pilar misto de seção tubular preenchido com concreto armado, um aumento em 10% na área de aço representa um aumento equivalente na capacidade de carregamento (13%), mas não reflete no tempo crítico. Já os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total, com um aumento de apenas 6% na proporção de aço na seção, apresentam um ganho de 15% na capacidade de carregamento e tempos críticos similares (Tabela 4.3).

Concluindo, os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial são uma boa opção quando comparados aos pilares mistos preenchidos com concreto normal e aos pilares com anel de concreto normal ou armado, pois apresentam uma maior capacidade de carregamento e de resistência ao fogo, sem aumentar significativamente o peso próprio da estrutura. Já os pilares

mistos de duplo-tubo com preenchimento total são uma boa opção se comparados com os pilares mistos preenchidos com concreto armado, pois podem apresentar, para uma mesma área de seção transversal, uma capacidade resistente maior sem comprometer sua resistência ao fogo.

Tabela 4.3 – Comparando seções submetidas à mesma rigidez axial (K_I)

Referência do pilar	Tempo Crítico (min)	Carregamento de serviço (kN)	Área de Aço cm^2	Área de Concreto cm^2	Porcentagem da seção em aço %
DSC1	36	716,0	71,1	242,9	22,6
PCC1	27	583,0	40,2	336,9	10,7
RCC1	43	633,0	47,0	330,1	12,5
DTC1	41	732,0	71,1	306,0	18,9

4.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados dos ensaios, analisando o comportamento dos pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas, podem ser estabelecidas as seguintes condições:

- Os pilares mistos de duplo-tubo ensaiados apresentam, entre si, um comportamento semelhante em termos de tempos críticos (resistência ao fogo).
- Maior rigidez da estrutura envolvente leva a maiores forças de restrição e também a tempos críticos mais baixos, porém essa diferença não é significativa.
- O nível de carregamento é o fator com maior influência, levando a reduções acentuadas nos tempos críticos dos pilares ensaiados. A análise dos resultados mostra que o nível de carregamento de 50% parece estar no limiar da capacidade para esse tipo de pilar.

Inicialmente pode-se observar que, entre os pilares ensaiados, um tipo de pilar não traz grandes vantagens sobre o outro em termos de resistência ao fogo. No entanto, em termos de comportamento em relação a sismos, economia de materiais e tempo de construção, os pilares mistos de dupla-pele podem representar uma solução mais vantajosa.

5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM OS DE MÉTODOS ANALÍTICOS DAS NORMAS E DE OUTROS AUTORES

5.1 GENERALIDADES

As normas europeia e brasileira não preveem um método de cálculo para pilares mistos de duplo-tubo, tanto em temperatura ambiente, quanto em temperaturas elevadas. Romero *et al.* (2015) utilizam o método analítico do Eurocode, com algumas adaptações, para calcular a força axial resistente de pilares mistos de duplo-tubo em temperatura ambiente. Nessa adaptação, o tubo interno é considerado como armadura e as curvas "a" ou "b" da tabela 6.5 da EN 1994-1-1: 2004 são selecionadas de acordo com as características do perfil. Outros autores adotam estratégias parecidas, como Espinós *et al.* (2013). Recentemente, Wan *et al.* (2017) utilizaram a chamada Teoria Unificada, uma proposta capaz de abranger as diferentes seções, incluindo os pilares mistos de duplo-tubo, tanto em temperatura ambiente, quanto em temperaturas elevadas.

Os resultados dos ensaios foram comparados com as respostas obtidas através desses diferentes processos de cálculo, a fim de se verificar qual o mais adequado para o caso de pilares mistos de duplo-tubo, sem a necessidade de se recorrer a métodos mais avançados de cálculo.

5.2 CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE EM TEMPERATURA AMBIENTE

Nos ensaios realizados, como dito anteriormente, os valores da força axial de compressão aplicados aos pilares (P_0) foram de 50% e 30% do valor da força axial resistente de cálculo (N_{Rd}) em temperatura ambiente, calculada de acordo com a ABNT NBR 8800: 2008 (Anexo P), considerando o tubo interno como uma área equivalente de armadura de aço, seguindo o procedimento adotado em Romero *et al.* (2015). Estes são os níveis de carregamento habituais para pilares mistos CFST (KODUR e FIKE, 2009). O procedimento de cálculo para pilares mistos de seção tubular preenchidos com concreto, em temperatura ambiente, é muito próximo ao adotado pelo Eurocode EN 1994-1.1: 2004, com a diferença que a ABNT NBR 8800: 2008 utiliza uma curva única, dada pelo fator de redução χ , enquanto o Eurocode apresenta curvas diferentes, no caso "a" ou "b" de acordo com as características do perfil. Outra variação são os coeficientes de segurança adotados, enquanto a ABNT NBR 8800: 2008 adota 1,1; 1,15 e 1,4 para o aço, a armadura e o concreto, respectivamente; o Eurocode adota 1,0 para o aço e 1,5 para o concreto. A diferença entre os resultados é de cerca de 5% no valor final da força axial resistente de cálculo. Lembrando que ambas as normas não preveem pilares de duplo-tubo e limitam a resistência do concreto, os concretos de alta resistência também não são previstos nesse método de cálculo.

A ABNT NBR 8800:2008 em seu Anexo P determina que a força axial resistente de cálculo de pilares mistos CFST submetidos à compressão axial é dada por:

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \quad (5.1)$$

onde:

$N_{pl,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, dada por:

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad (5.2)$$

com

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd} A_a \quad (5.3)$$

$$N_{pl,c,Rd} = f_{cd1} A_c \quad (5.4)$$

$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd} A_s \quad (5.5)$$

onde:

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço, ou seja, do tubo externo;

A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal, no caso a área de aço do tubo interno;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

f_{cd1} é igual ao produto αf_{cd} ;

α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto.

χ é o fator de redução em função do índice de esbeltez reduzido λ_0 , e, para:

$$\lambda_0 \leq 1,5: \chi = 0,658\lambda_0^2 \quad (5.6)$$

$$\lambda_0 > 1,5: \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (5.7)$$

O índice de esbeltez reduzido λ_0 , para o plano de flexão considerado, é igual a:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (5.8)$$

onde:

$N_{pl,R}$ é o valor de $N_{pl,Rd}$ tomando-se respectivamente f_y , f_{ck} e f_{ys} no lugar de f_{yd} , f_{cd} e f_{sd} , ou seja

$$N_{pl,R} = f_y A_a + \alpha f_{ck} A_c + f_{ys} A_s \quad (5.9)$$

N_e é a força axial de flambagem elástica, dada por:

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad (5.10)$$

KL é o comprimento de flambagem do pilar;

$(EI)_e$ é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista dada por:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad (5.11)$$

onde:

I_a é o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço (tubo externo);

I_s é o momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto (tubo interno);

I_c é o momento de inércia da seção transversal do concreto não-fissurado;

E_a é o módulo de elasticidade do aço estrutural (tubo externo);

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura (tubo interno);

Para seções tubulares preenchidas com concreto podemos admitir $E_{c,red} = E_c$

Para se calcular o carregamento inicial que foi aplicado foram usados os valores de referência para o módulo de elasticidade do aço e do concreto, assim como a resistência nominal do aço e os valores da resistência média do concreto, ensaiados a 28 dias. O carregamento também foi calculado usando o Eurocode EN 1994-1.1:2004, sendo que os valores obtidos para o carregamento de serviço foram muito próximos, como pode-se observar tabela 5.1, onde $N_{rd,NBR}$ é a força axial resistente de cálculo pela ABNT NBR 8800:2008, e $N_{rd,EN}$ a resistência à compressão de cálculo $N_{b,rd}$ determinada através do Eurocode EN 1994-1.1:2004.

Tabela 5.1 – Resistência axial à compressão dos pilares em temperatura ambiente

	D_{ext} (mm)	t_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	t_{int} (mm)	Preenchimento de concreto	$f_{cm,28d}$ (MPa)	E_c (kN/cm ²)	f_y (MPa)	$E_a E_s$ (kN/cm ²)	$N_{rd,NBR}$ (kN)	$N_{rd,EN}$ (kN)
T1-DS-PC-K1-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: -	28,5 -	2500	355	20000	2410	2568
T2-DS-PC-K2-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: -	28,5 -	2500	355	20000	2410	2568
T3-DS-PC-K1-50	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: -	28,5 -	2500	355	20000	2410	2568
T4-DT-PC-K1-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: PC	28,5 28,5	2500	355	20000	2466	2650
T5-DT-PC-K2-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: PC	28,5 28,5	2500	355	20000	2466	2650
T6-DT-PC-K1-50	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: PC	28,5 28,5	2500	355	20000	2466	2650
T7-DT-HSC-K1-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: HSC	28,5 72,5	2500 3300	355	20000	2675	2772
T8-DT-HSC-K2-30	219,1	8	101,6	6	Anel: PC Núcleo: HSC	28,5 72,5	2500 3300	355	20000	2675	2772
T9-DT-LWC-K1-30	219,1	8	101,6	6	Anel: LWC Núcleo: HSC	45,2 72,5	2900 3300	355	20000	3066	2957
T10-DT-LWC-K2-30	219,1	8	101,6	6	Anel: LWC Núcleo: HSC	45,2 72,5	2900 3300	355	20000	3066	2957

5.3 CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE EM TEMPERATURAS ELEVADAS

5.3.1 Cálculo através das normas ABNT NBR 14323:2013 e EN 1994-1-2: 2005

Para se calcular a resistência ao fogo de pilares mistos tem-se no Brasil a ABNT NBR 14323:2013, que apresenta métodos simplificados e analíticos de cálculo, assim como recomendações para a utilização de métodos avançados. Entre as referências normativas da ABNT NBR 14323:2013 tem-se a norma europeia EN 1994-1-2: 2005.

A EN 1994-1-2: 2005 apresenta dois níveis de análise. Primeiro tem-se o método tabular, que para pilares mistos CFST é muito limitado e apresenta valores muito conservadores, pois para qualquer TRRF acima de 30 minutos é necessário o uso de armadura e para níveis de carregamento igual ou superior a 50% o diâmetro mínimo é de 260 mm, esse diâmetro é inclusive maior do que os dos pilares aqui estudados. O segundo nível é o método analítico de cálculo, que para pilares mistos CFST consiste em se determinar a temperatura nos componentes da seção transversal para um dado TRRF, e com as propriedades dos materiais reduzidas pelo aumento da temperatura, calcular a força axial de compressão resistente de cálculo. Assim como o método tabular, o método analítico normalmente apresenta resultados muito conservadores para pilares mistos CFST.

As normas, tanto a ABNT NBR 14323:2013 como a EN 1994-1-2: 2005, ainda permitem o uso de procedimentos mais precisos, aceitos pela comunidade científica. Esses procedimentos normalmente consistem em modelos avançados de cálculo, que pretendem garantir uma análise mais realística possível do comportamento da estrutura exposta ao fogo. Esses modelos avançados utilizam métodos computacionais mais elaborados (baseados no Método dos Elementos Finitos - MEF), onde normalmente é realizada uma análise térmica, para se determinar a distribuição das temperaturas nas seções e em sequência uma análise mecânica que considera os efeitos das não linearidades geométricas, térmicas e de material.

5.3.1.1 Método Tabular

A aplicabilidade do método tabular é limitada a estruturas de pequena ou média deslocabilidade, também que o incêndio seja limitado a um único andar e por fim que o comprimento máximo do pilar não ultrapasse a 30 vezes a menor dimensão externa da seção transversal. Nas tabelas apresentadas nesse método, em função do TRRF, são feitas recomendações para as dimensões mínimas da seção transversal, para as distâncias entre o eixo das barras da armadura longitudinal e a face interna do perfil de aço, assim como para a taxa mínima de armadura a ser usada.

A tabela 5.2 apresenta os requisitos exigidos pela ABNT NBR 14323:2013 para pilares mistos CFST (as tabelas são idênticas às da EN 1994-1-2: 2005). Nessas tabelas, o uso de concreto armado é necessário para qualquer TRRF superior a 30 minutos. A tabela é dividida entre o TRRF em minutos (30, 60, 90, 120 e 180) e o nível de força nos pilares, que é dado por:

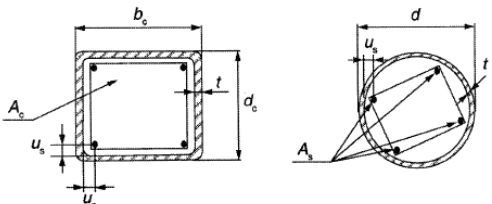
$$\eta_{fi} = \frac{N_{fi,Sd}}{N_{Rd}} \quad (5.12)$$

onde:

$N_{fi,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo do pilar em situação de incêndio;

N_{Rd} é a força axial de compressão resistente de cálculo à temperatura ambiente, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, Anexo P.

Tabela 5.2 – Requisitos para pilares mistos preenchidos com concreto

	TRRF (min)				
	30	60	90	120	180
1 Requisitos para o nível de força $\eta_{fi} \leq 0,30$					
1.1 Dimensões mínimas de d_c e b_c ou diâmetro mínimo d (mm)	160	200	220	260	400
1.2 Distância mínima da face interna do perfil de aço ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	-	30	40	50	60
1.3 Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em porcentagem	0	1,5	3,0	6,0	6,0
2 Requisitos para o nível de força $\eta_{fi} \leq 0,50$					
2.1 Dimensões mínimas de d_c e b_c ou diâmetro mínimo d (mm)	260	260	400	450	500
2.2 Distância mínima da face interna do perfil de aço ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	-	30	40	50	60
2.3 Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em porcentagem	0	3,0	6,0	6,0	6,0
3 Requisitos para o nível de força $\eta_{fi} \leq 0,70$					
3.1 Dimensões mínimas de d_c e b_c ou diâmetro mínimo d (mm)	260	450	550	-	-
3.2 Distância mínima da face interna do perfil de aço ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	25	30	40	-	-
3.3 Taxa mínima da armadura $A_s/(A_c+A_s)$ em porcentagem	3,0	6,0	6,0	-	-

Fonte: ABNT NBR 14323: 2013

5.3.1.2 Método Analítico

O segundo nível de análise, o Método Analítico, requer a determinação da distribuição de temperatura na seção transversal do pilar, sendo a mesma tomada como constante ao longo do comprimento (altura do pilar). Esse cálculo envolve, para pilares mistos CFST, testes laboratoriais ou a utilização métodos computacionais específicos para a determinação da distribuição da temperatura na seção transversal. Existem alguns programas disponíveis que fazem o cálculo da distribuição de temperatura em pilares mistos tradicionais, como por exemplo, o programa Pilar Misto, desenvolvido em uma parceria entre a Universidade Federal de Minas Gerais e a V&M (disponível para download em

<http://www.fec.unicamp.br/~estruturastubulares>). O programa verifica pilares mistos CFST conforme as prescrições da ABNT NBR 8800: 2008, e pode também ser utilizado para verificação dos pilares em situação de incêndio, com e sem material de proteção contra fogo, seguindo as prescrições da ABNT NBR 14323: 2013. No entanto esse programa não consegue prever a utilização de pilares mistos de duplo-tubo.

Segundo a EN 1994-1-2: 2005, um procedimento analítico completo de cálculo estrutural em situação de incêndio levaria em conta o comportamento do sistema estrutural em temperaturas elevadas, as condições de exposição ao calor e os efeitos dos sistemas de proteção ativos e passivos, juntamente com as incertezas associadas a esses três fatores e a importância da estrutura.

Atualmente, é possível realizar um procedimento de cálculo para determinar o desempenho adequado que incorpora alguns destes parâmetros, se não todos, e demonstrar que a estrutura, ou seus componentes, terão o desempenho adequado em uma situação de incêndio real no edifício. No entanto, o procedimento atual nos países europeus é baseado nos resultados de ensaios de resistência usando a curva de incêndio padrão (ISO 834-1: 1999). O sistema de classificação nas normas, que exige períodos específicos de resistência ao fogo (TRRF), leva em consideração (embora não explicitamente) as características e incertezas descritas acima. Na figura 5.1, a abordagem prescritiva e a abordagem baseada no desempenho são identificadas. A abordagem prescritiva usa o incêndio padrão para gerar as ações térmicas. A abordagem baseada no desempenho, usa a engenharia de segurança contra incêndio, que tem como referência as ações térmicas baseadas em parâmetros físicos e químicos, mais próximos do incêndio real.

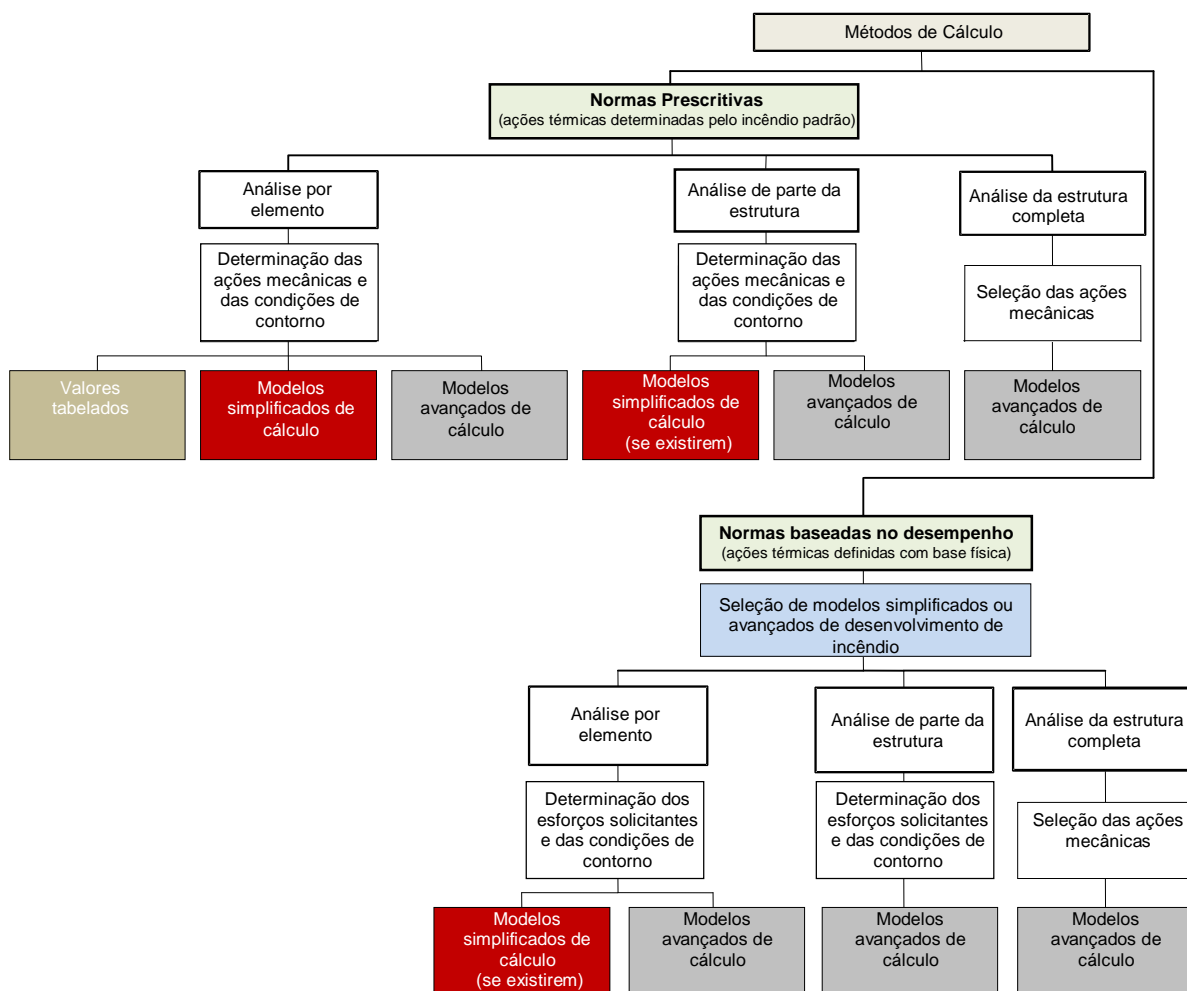


Figura 5.1 - Métodos de Cálculo (adaptado da EN 1994-1-2: 2005)

Os métodos analíticos de cálculo para pilares mistos em temperaturas elevadas apresentados na ABNT NBR 14323: 2013 e no EN 1994-1.2: 2005, como já mencionado, são muito similares. A seguir, será apresentado o método proposto pelo Eurocode, pois é o mesmo usado por outros autores e, portanto, facilita a posterior comparação dos resultados. Na EN 1994-1.2: 2005, no Anexo H, é proposto um método de cálculo para pilares mistos CFST submetidos à força axial concêntrica. No entanto, este método já é considerado inseguro para pilares esbeltos, com esbelteza superior a 0,5 (ROMERO *et al.*, 2015) e deve ser substituído na próxima geração do Eurocode. Este método consiste em aumentar a deformação em passos até que a força crítica de flambagem elástica, $N_{fi,e}$, seja igual à força de plastificação resistente de cálculo, $N_{fi,pl,Rd}$, ambos em situação de incêndio. Observa-se que $N_{fi,e}$ depende do módulo de elasticidade tangencial da relação tensão-deformação para o respectivo material, da temperatura e do nível de tensão, enquanto $N_{fi,pl,Rd}$ depende do nível de tensão no material. Assim, com o aumento

da tensão, tem-se uma diminuição de $N_{fi,e}$ e um aumento de $N_{fi,pl,Rd}$. Portanto, a força axial resistente de cálculo em situação de incêndio, $N_{fi,Rd}$, é obtida quando a tensão, que fornece os mesmos valores para $N_{fi,e}$ e $N_{fi,pl,Rd}$, é encontrada. Isto é, quando:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,e} = N_{fi,pl,Rd} \quad (5.13)$$

onde:

$$N_{fi,e} = \pi^2 [E_{a,\theta,\sigma} I_a + E_{c,\theta,\sigma} I_c + E_{s,\theta,\sigma} I_s] / L_{e,fi}^2 \quad (5.14)$$

e

$$N_{fi,pl,Rd} = A_a \sigma_{a,\theta} / \gamma_{M,fi,a} + A_c \sigma_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} + A_s \sigma_{s,\theta} / \gamma_{M,fi,s} \quad (5.15)$$

- $N_{fi,e}$ é força de flambagem elástica crítica ou de Euler;
 $N_{fi,pl,Rd}$ valor da força de plastificação resistente de cálculo da seção mista;
 $L_{e,fi}$ comprimento de flambagem em situação de incêndio;
 $E_{i,\theta,\sigma}$ módulo de elasticidade tangente do material i à uma temperatura θ e para uma tensão $\sigma_{i,\theta}$;
 I_i momento de inércia do material i ;
 A_i área da seção transversal do material i ;
 $\sigma_{i,\theta}$ tensão do material i à temperatura θ .

5.3.2 Cálculo proposto por de Espinós *et al.* (2013)

Na proposta de Espinós *et al.* (2013), a força axial de compressão resistente de cálculo em situação de incêndio ($N_{fi,Rd} = N_{Esp.}$) é calculada como:

$$N_{Esp.} = \chi N_{fi,pl,Rd} \quad (5.16)$$

em que χ é o coeficiente de redução da curva de flambagem “c” como dada no subitem 6.3.1.2 da norma EN 1993-1-1: 2005, obtido com o valor da esbeltez relativa em temperaturas elevadas e a força de plastificação resistente de cálculo da seção transversal em situação de incêndio, $N_{fi,pl,Rd}$, é dada por:

$$N_{fi,pl,Rd} = A_a f_{y,\theta} + A_c f_{ck,\theta} + A_s f_{s,\theta} \quad (5.17)$$

onde A_i é a área de cada parte da seção transversal a uma dada temperatura θ . Os índices "a", "c" e "s" referem-se ao perfil de aço (tubo externo), concreto e armadura de aço (tubo interno), respectivamente. A esbeltez relativa do pilar a altas temperaturas é obtida por:

$$\lambda_{0,fi} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,e}}} \quad (5.18)$$

e

$$N_{fi,e} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,ef}}{L_{e,fi}^2} \quad (5.19)$$

onde a rigidez efetiva à flexão $(EI)_{ef,fi}$ do pilar é determinada por:

$$(EI)_{ef,fi} = \varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_a + \varphi_{c,\theta} E_{c,\theta} I_c + \varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_s \quad (5.20)$$

onde cada parte da equação é afetada por um coeficiente de redução específico ($\varphi_{i,\theta}$). O valor do coeficiente de redução da rigidez de flexão do concreto, $\varphi_{c,\theta}$, é igual a 1,2 se o módulo secante for usado e o coeficiente de redução da rigidez à flexão da armadura, $\varphi_{s,\theta}$, é de 0,3 se a porcentagem dessa armadura estiver entre 2,5 e 5%. Finalmente, o coeficiente de redução da rigidez à flexão do perfil de aço, $\varphi_{a,\theta}$, é dependente dos parâmetros D/t , A_m/V e l_θ/D (ESPINÓS *et al.*, 2013).

5.3.3 Cálculo Proposto por Wan *et al.* (2017) - Teoria Unificada

Recentemente, um novo estudo foi publicado por Wan *et al.* (2017), onde são apresentados ensaios com pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas. Com base nos ensaios realizados e em um estudo numérico e paramétrico, os autores apresentam equações para se calcular a temperatura média em diferentes pontos da seção transversal, nos tubos externo e interno, e no concreto. Por fim, foi apresentado um método simplificado de cálculo para compressão axial, usando a temperatura média na seção transversal e uma teoria chamada de unificada. Essa teoria unificada foi, a rigor, desenvolvida por Zhong (2006) e apresentada e aplicada em Wan *et al.* (2017). A seguir são apresentadas as equações da teoria unificada, segundo Wan *et al.* (2017).

Primeiro tem-se as equações para se calcular as temperaturas médias na seção transversal:

a) Para o tubo de aço externo:

$$\theta_a = C_1 \left(1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{t}{C_2}\right)^{C_3}} \right) + 20 \quad (5.21)$$

com

$$C_1 = 1200 \quad (5.22)$$

$$C_2 = 20,22 + 0,51t_{ext} \quad (5.23)$$

$$C_3 = 0,996 + 0,014t_{ext} \quad (5.24)$$

onde t_{ext} é a espessura do tubo externo e t é o tempo em minutos.

b) Para o concreto:

$$\theta_c = \frac{2}{1 + r_{i,int}/r_{i,ext}} \times C_1 \left(1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{t}{C_2}\right)^{C_3}} \right) + 20 \quad (5.25)$$

com

$$C_1 = 120 + 1080e^{-0,00447(R_i)} \quad (5.26)$$

$$C_2 = 20,22 + 0,51t_{ext} + 1,8R_i(R_i^2 + 10^{-6} - 0,00146R_i + 0,64) \quad (5.27)$$

$$C_3 = 0,996 + 0,014t_{ext} \quad (5.28)$$

onde $r_{i,ext}$ é o raio interno do tubo externo, e $r_{i,int}$ é o raio interno do tubo interno, em milímetros, e R_i é a espessura de concreto equivalente dada por $R_i = r_{i,ext} - r_{i,int}$.

c) Para o tubo de aço interno:

$$\theta_s = C_1 \left(1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{t}{\beta_s C_2} \right)^{C_3}} \right) + 20 \quad (5.29)$$

com

$$C_1 = 1200 \quad (5.30)$$

$$C_2 = 20,22 + 0,51t_{int} \quad (5.31)$$

$$C_3 = 0,996 + 0,014t_{int} \quad (5.32)$$

$$\beta_s = (1,711 - 0,049t_{int})(-0,834 + 0,096t_{c,ring}) \quad (5.33)$$

onde t_{int} é a espessura do tubo interno, e $t_{c,ring}$ é a espessura do anel de concreto (ver figura 5.2)

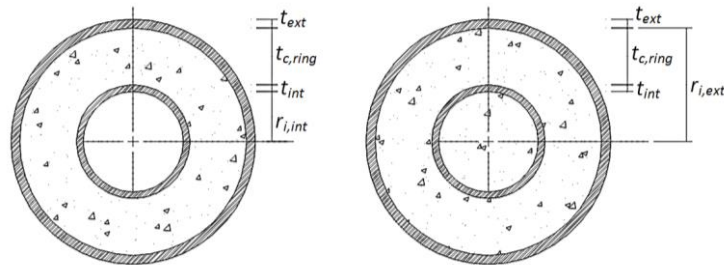


Figura 5.2 - Diagrama das seções transversais, dupla-pele e duplo-tubo respectivamente.

As equações apresentadas por Wan *et al.* (2017) são usadas para se calcular as temperaturas médias na seção transversal nos tubos de aço externo e interno e no concreto. No trabalho realizado por eles, o erro médio entre os valores calculados através das equações (eq. 5.21, 5.25 e 5.29) e os medidos nos ensaios, para os tubos de aço interno e externo, e os obtidos numericamente para o concreto foi de 1,140. Como a posição dos termopares no concreto não era a ideal para se obter a temperatura média na seção, a comparação se deu apenas com os resultados obtidos numericamente.

Na teoria unificada, utilizada pelos autores, para calcular a capacidade resistente à compressão axial dos pilares mistos duplo-tubo em temperaturas elevadas, Wan *et al.* (2017) consideram a degradação das propriedades dos tubos de aço e do concreto separadamente. A resistência equivalente e o módulo de elasticidade do aço, em altas temperaturas, podem ser calculados pelas seguintes equações:

$$f_{y,\theta} = f_y e^{-\left(\frac{\theta_a-20}{601}\right)^{2,5}}, \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5.34)$$

$$E_{y,\theta} = E_y e^{-\left(\frac{\theta_a-20}{652}\right)^3}, \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5.35)$$

A resistência equivalente e o módulo de elasticidade do concreto, em altas temperaturas, podem ser calculados pelas seguintes equações:

$$f_{ck,\theta} = f_{ck} \begin{cases} 1 - \frac{\theta_c - 20}{918}, & 20^\circ\text{C} < \theta_c \leq 938^\circ\text{C} \\ 0, & \theta_c > 938^\circ\text{C} \end{cases} \quad (5.36)$$

$$E_{c,\theta} = E_c e^{-\left(\frac{\theta_c-20}{211}\right)}, \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5.37)$$

O próximo passo é calcular o fator de redução da resistência à compressão em temperaturas elevadas, dado por:

$$\varphi_{eq,\theta} = \frac{A_a f_{y,\theta} + A_c f_{c,\theta} + A_s f_{ys,\theta}}{A_a f_y + A_c f_c + A_s f_{ys}} \quad (5.38)$$

Em seguida, a capacidade resistente de pilares mistos duplo-tubo, em temperaturas elevadas, é dada por:

$$N_{Rd,fi} = \varphi_{eq,\theta} N_{Rd,0} \quad (5.39)$$

com:

$$N_{Rd,0} = (1,212 + C_4 \xi^* + C_5 \xi^{*2}) f_{ck} A \quad (5.40)$$

$$C_4 = \left(\frac{0,176 f_y}{235} + 0,974 \right) \quad (5.41)$$

$$C_5 = \left(\frac{-0,104 f_{ck}}{20,1} + 0,031 \right) \quad (5.42)$$

$$\xi^* = \left(\frac{A_a f_y + A_s f_{y,s}}{A_c f_{ck}} \right) \quad (5.43)$$

sendo ξ^* a parcela do efeito de confinamento do concreto para seções circulares.

Ainda de acordo com Wan *et al.* (2017), o próximo passo é se calcular um fator de estabilidade, dado por:

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2\lambda_\theta^2} \left[\lambda_\theta^2 + (1 + 0,25\lambda_\theta) - \sqrt{\left(\lambda_\theta^2 + (1 + 0,25\lambda_\theta) \right)^2 - 4\lambda_\theta^2} \right] \quad (5.44)$$

onde

$$\lambda_\theta = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{eq,\theta}}{E_{eq,\theta}}} \quad (5.45)$$

$$\lambda = \frac{KL}{\sqrt{I/A}} \quad (5.46)$$

$$f_{eq,\theta} = \frac{N_{Rd,fi}}{A} \quad (5.47)$$

$$E_{eq,\theta} = \frac{E_{a,\theta} I_a + E_{c,\theta} I_c + E_{s,\theta} I_s}{I} \quad (5.48)$$

com A igual à área da seção transversal, I igual à inércia da seção transversal e L_e igual ao comprimento efetivo de flambagem, $f_{eq,\theta}$ igual a uma tensão equivalente em temperaturas elevadas e $E_{eq,\theta}$ igual a uma rigidez equivalente também para temperaturas elevadas (θ).

E, por fim, a capacidade resistente dos pilares mistos de duplo-tubo é dada por:

$$N_{W2017} = \varphi_\theta N_{Rd,fi} \quad (5.49)$$

5.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS COM OS MÉTODOS ANALÍTICOS DE CÁLCULO

Os ensaios realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra, em Portugal, permitiram não só obter os valores da capacidade resistente dos pilares, como também as temperaturas em diferentes pontos das seções (itens 4.1 e 4.2 já apresentados). A partir desses dados, é possível verificar se os resultados obtidos pelos métodos de cálculo apresentados pela EN 1994-1-2: 2005 (com a adaptação sugerida por ROMERO *et al.*, 2015) e por outros autores que apresentaram modelos analíticos de cálculo (ESPINÓS *et al.*, 2013 e WAN *et al.*, 2017), são compatíveis com os observados nos ensaios.

5.4.1 Comparação dos Resultados Experimentais com os da EN 1994-1.2: 2005 e de Espinós *et al.* (2013)

Para aplicar a formulação de Espinós *et al.* (2013) aos pilares ensaiados, calculou-se a força axial resistente de cálculo em temperaturas elevadas ($N_{Rd,\theta}$) para as temperaturas nas seções transversais obtidas nos ensaios (termopares T1, T2, T3 e T4, fig. 3.6), e o tubo de aço interno foi tratado como armadura longitudinal. Além disso, dois tempos diferentes de falha (tempo crítico e tempo de colapso final) foram considerados para estimar sua resistência (Fig. 3.12). O tempo crítico, como já mencionado, é definido como o instante de tempo em que as forças de restrição atingem novamente o valor do carregamento inicial aplicado. O colapso final é um instante de tempo, após o tempo crítico, correspondente à perda total da capacidade resistente do pilar, acompanhada por uma queda súbita das forças de restrição. O tempo de colapso final foi, em alguns casos, mais próximo do tempo crítico, porque o pilar perdeu completamente a capacidade resistente logo após as forças de restrição terem atingido novamente o valor do carregamento inicial aplicado.

A tabela 5.3 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos nos ensaios realizados e os valores de carregamento suportado calculados através dos modelos analíticos propostos pela EN 1994-1-2: 2005 e por Espinós *et al.* (2013), utilizando as temperaturas obtidas nos ensaios, na seção transversal central (S3, fig. 3.11), no tempo crítico.

Nos ensaios, como já descrito anteriormente nos procedimentos de ensaio, foi observado que, após o colapso definido pelo tempo crítico, as forças de restrição se mantiveram constantes, na maioria dos casos, por um longo período de tempo, e somente depois que as temperaturas internas do pilar se aproximaram de 300 °C é que ocorreu o que se pode chamar de colapso final (ver figura 3.12), quando finalmente o pilar perdeu a sua capacidade resistente. Assim como a tabela 5.3, a tabela 5.4 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos nos ensaios realizados e os valores de carregamento suportados calculados segundo a EN 1994-1-2: 2005 e por Espinós *et al.* (2013), dessa vez utilizando as temperaturas obtidas nos ensaios, na seção transversal central (S3, fig. 3.11), no momento em que tem-se o colapso final do pilar. Como observado nas figuras 4.10 e 4.11, os pilares T2-DS-PC-K2-30, T3-DS-PC-K1-50 e T6-DT-PC-K1-50, não apresentaram o patamar de sustentação do carregamento, atingindo o colapso final juntamente com o tempo crítico. Para o pilar T2-DS-PC-K2-30, devido às condições limitantes dos ensaios, as temperaturas próximas à célula de carga do dispositivo para medir as forças de restrição eram superiores à temperatura limite, portanto, não foi possível prolongar o ensaio e observar se o mesmo iria apresentar o patamar de resistência observado nos outros pilares submetidos às mesmas condições de restrição e carregamento (T5-DT-PC-K2-30, T8-DT-HSC-K2-30 e T10-DT-LWC-K2-30). Para os pilares T3-DS-PC-K1-50 e T6-DT-PC-K1-50 é possível concluir que o carregamento (50%) foi essencial para o colapso final dos pilares, não apresentando assim o patamar de resistência.

Nas tabelas 5.3 e 5.4, pode ser observado que as forças de instabilidade axial estimadas no colapso final eram em geral excessivamente conservadoras, com um erro médio igual a 26% usando a EN 1994-1.2: 2005 e 51% usando o método proposto por Espinós *et al.* (2013). No entanto, elas eram inseguras quando calculadas no tempo crítico, com um erro médio igual a 72% usando a EN 1994-1-2: 2005 e 12% usando o método proposto por Espinós *et al.* (2013). Os erros ξ_{EC4} e $\xi_{Esp2013}$ apresentados nas tabelas foram calculados pelo quociente entre o erro absoluto (diferença entre o valor estimado e o exato) pelo valor exato (valor experimental N_{test}). De qualquer forma, verificou-se que a força de instabilidade axial estimada fornece melhores resultados para os pilares de menor esbeltez e menores níveis de carregamento inicial aplicado.

Tabela 5.3 - Comparação entre os resultados experimentais com os modelos analíticos para o tempo crítico.

	t (min)	N_{test} (kN)	N_{EC4} (kN)	ξ_{EC4} (%)	N_{Esp2013} (kN)	ξ_{Esp2013} (%)
T1-DS-PC-K1-30	36	723	1033	43	690	-5
T2-DS-PC-K2-30	26	723	1201	66	787	9
T3-DS-PC-K1-50	21	1205	1425	18	957	-21
T4-DT-PC-K1-30	41	739	1043	41	697	-6
T5-DT-PC-K2-30	31	739	1315	78	859	16
T6-DT-PC-K1-50	20	1233	1655	34	1097	-11
T7-DT-HSC-K1-30	25	802	1606	100	1007	26
T8-DT-HSC-K2-30	23	802	1716	114	1091	36
T9-DT-LWC-K1-30	28	920	1854	102	1186	29
T10-DT-LWC-K2-30	26	920	1911	108	1217	32

Tabela 5.4 - Comparação entre os resultados experimentais com os modelos analíticos para o colapso final.

	t (min)	N_{test} (kN)	N_{EC4} (kN)	ξ_{EC4} (%)	N_{Esp2013} (kN)	ξ_{Esp2013} (%)
T1-DS-PC-K1-30	69	733	488	-33	355	-52
T2-DS-PC-K2-30	-	-	-	-	-	-
T3-DS-PC-K1-50	-	-	-	-	-	-
T4-DT-PC-K1-30	90	728	472	-35	320	-56
T5-DT-PC-K2-30	83	660	583	-12	403	-39
T6-DT-PC-K1-50	-	-	-	-	-	-
T7-DT-HSC-K1-30	92	695	473	-32	299	-57
T8-DT-HSC-K2-30	108	734	461	-37	274	-63
T9-DT-LWC-K1-30	79	753	557	-26	390	-48
T10-DT-LWC-K2-30	97	702	625	-11	424	-40

É importante lembrar que, o tempo crítico definido nesse trabalho, é diferente do critério de falha, definido na ISO 834-1: 1999, e utilizado por outros autores. A tabela 5.5 apresenta uma comparação dos resultados obtidos em estudos experimentais realizados por Romero *et al.* (2015) em pilares mistos de duplo-tubo em situação de incêndio e o método analítico da EN 1994-1-2: 2005, considerando o tubo interno como armadura.

Através da Tabela 5.5 pode-se observar que para os pilares mistos de duplo-tubo preenchidos com concreto comum, o uso da EN 1994-1-2: 2005 leva a resultados satisfatórios, com um erro médio inferior a 4%. Porém, ao se utilizar concreto de alta resistência, neste caso o concreto com resistência média de 130 MPa, os resultados obtidos através da EN 1994-1-2: 2005 são extremamente desfavoráveis, com um erro médio próximo a 60%. Para o caso dos pilares analisados por Romero *et al.* (2017) pode-se concluir que a EN 1994-1-2: 2005 pode ser uma boa solução, desde que seja considerado apenas os casos em que se utiliza o concreto comum. Deve-se, portanto, aplicar métodos mais avançados de cálculo quando se utilizar concretos com resistência acima daquela prevista na norma, ou seja, os concretos de alta resistência, ou criar-se um novo método simplificado para pilares de duplo-tubo onde o tubo interno e os diferentes tipos de concreto possam ser considerados.

Tabela 5.5 - Comparação entre os resultados experimentais de Romero *et al.* (2017) e a EN 1994-1-2: 2005.

	t (min)	N_{test} (kN)	N_{ECA} (kN)	ξ_{ECA} (%)
C200-3-30-C114-8-00*	76	283	243,63	-14
C200-3-30-C114-8-30**	104	325	300,84	-7
C200-3-30-C114-8-150***	98	355	527,84	49
C200-6-30-C114-3-00*	48	329	340,05	3
C200-6-30-C114-3-30**	45	392	424,63	8
C200-6-30-C114-3-150***	33	415	702,05	69
<i>Média</i>				18

(Adaptado de ROMERO et al., 2017)

*Pilar misto de duplo-tubo com preenchimento parcial,

**Pilar misto de duplo-tubo com preenchimento total,

***Pilar misto de duplo-tubo com núcleo de concreto de alta resistência.

5.4.2 Comparação dos Resultados Experimentais com Wan *et al.* (2017) – Teoria unificada

A tabela 5.6 apresenta os resultados encontrados utilizando as equações de Wan *et al.* (2017) e as temperaturas medidas na seção transversal média (S3) dos pilares ensaiados, no tempo crítico (TC) e no colapso final (CF). Os valores obtidos para a temperatura do tubo externo foram muito coerentes, porém tanto para o tubo interno, quanto para o concreto, os resultados não foram muito apropriados, sendo que para o tubo interno um erro médio de 1,56 foi observado. Como já previsto, inclusive pelos autores, a formulação apresentada para o cálculo da temperatura média do concreto na seção transversal não se mostrou adequada quando comparada com as temperaturas medidas nos termopares, devido à posição dos mesmos (ver figura 3.6). Além disso, não há uma distinção entre a temperatura do anel e do núcleo de concreto. Sendo assim, ao se comparar com os resultados obtidos nos ensaios, esse cotejamento só é possível para os elementos de aço, onde o erro médio ficou em 1,25.

Tabela 5.6 - Comparação entre as temperaturas obtidas nos ensaios e as calculadas através de Wan *et al.* (2017).

		Ensaio					Wan <i>et al.</i> (2017)					
		T_a	$T_{c,ring}$	T_s	$T_{c,core}$	$T_{a,\theta}$	$T_{c,\theta}$	$T_{s,\theta}$	$T_{a,\theta}/T_a$	$T_{s,\theta}/T_s$	$T_{c,\theta}/T_{c,m}$	
	t (min)	T1 (°C)	T2 (°C)	T3 (°C)	T4 (°C)	(°C)	(°C)	(°C)				
T1-DS-PC-K1-30	TC	36	791	157	131	-	748	256	402	0,946	3,069	1,631
	CF	69	936	438	343	-	932	417	624	0,996	1,819	0,952
T2-DS-PC-K2-30	TC	26	716	144	112	-	641	196	312	0,895	2,786	1,361
	CF	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T3-DS-PC-K1-50	TC	21	652	128	-	-	570	164	261	0,874	-	1,281
	CF	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T4-DT-PC-K1-30	TC	41	837	255	131	110	788	284	443	0,941	3,382	1,556
	CF	90	989	575	370	194	992	496	722	1,003	1,951	1,290
T5-DT-PC-K2-30	TC	31	746	114	120	73	699	227	359	0,937	2,992	2,428
	CF	83	970	355	278	152	975	471	692	1,005	2,489	1,858
T6-DT-PC-K1-50	TC	20	623	101	80	59	554	158	251	0,889	3,138	1,975
	CF	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
T7-DT-HSC-K1-30	TC	25	670	119	87	52	628	190	302	0,937	3,471	2,222
	CF	92	986	587	356	257	996	503	730	1,010	2,051	1,192
T8-DT-HSC-K2-30	TC	23	655	95	78	41	600	177	282	0,916	3,651	2,603
	CF	108	1013	641	461	280	1027	554	788	1,014	1,709	1,203
T9-DT-LWC-K1-30	TC	28	741	150	260	75	666	209	331	0,899	1,273	1,858
	CF	79	971	486	403	368	964	457	674	0,993	1,672	1,070
T10-DT-LWC-K2-30	TC	26	703	145	326	63	641	196	312	0,912	0,957	1,885
	CF	97	1002	509	383	256	1007	520	749	1,005	1,956	1,359
<i>Erro Médio</i>									0,951	2,396	1,631	

Utilizando as temperaturas medidas pelos termopares no tempo crítico e no colapso final, e as equações propostas por Wan *et al.* (2017), equações 5.34 a 5.49, calcula-se a capacidade resistente dos pilares ensaiados. A tabela 5.7 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos pela teoria unificada proposta e os obtidos durante os ensaios. Verificou-se que, para o tempo crítico, a formulação proposta apresentou um erro médio desfavorável à segurança de 23%, fornecendo os melhores resultados para os pilares mistos de duplo-tubo, principalmente naqueles em que a rigidez imposta pela estrutura envolvente era menor (T4-DT-PC-KI-30, T6-DT-PC-KI-50, T7-DT-HSC-KI-30, T9-DT-LWC-KI-30, onde o erro médio cai para 4,25% apenas). Porém, quando se faz a análise no colapso final, os resultados foram todos conservadores, 40% em média.

Tabela 5.7 - Comparação entre os resultados experimentais e Wan *et al.* (2017).

	TEMPO CRÍTICO				COLAPSO FINAL			
	t (min)	N_{test} (kN)	N_{W2017} (kN)	ξ_{W2017} (%)	t (min)	N_{test} (kN)	N_{W2017} (kN)	ξ_{W2017} (%)
T1-DS-PC-KI-30	36	723	1020	41	69	733	523	-29
T2-DS-PC-K2-30	26	723	1209	67	-	-	-	-
T3-DS-PC-KI-50	21	1205	1390	15	-	-	-	-
T4-DT-PC-KI-30	41	739	771	4	90	728	389	-47
T5-DT-PC-K2-30	31	739	1031	40	83	660	524	-21
T6-DT-PC-KI-50	20	1233	1308	6	-	-	-	-
T7-DT-HSC-KI-30	25	802	854	6	92	695	332	-52
T8-DT-HSC-K2-30	23	802	887	11	108	734	278	-62
T9-DT-LWC-KI-30	28	920	874	-5	79	753	495	-34
T10-DT-LWC-K2-30	26	920	1208	31	97	702	469	-33

Quando a teoria unificada utilizada por Wan *et al.* (2017) foi comparada aos resultados dos ensaios realizados por eles, a diferença entre os resultados dos pilares mistos de duplo-tubo não foi tão pronunciada, sendo o nível de carregamento o grande diferencial. Em suma, os resultados foram, em média, 37% conservadores para os pilares mistos de duplo-tubo submetidos a uma taxa de carregamento de 0,4. Quando se aumenta o nível de carregamento,

de 0,4 para 0,6, o resultado passa então a ser 25% desfavorável no caso do pilar misto de duplo-tubo com preenchimento parcial (ver tabela 5.8).

Tabela 5.8 – Comparação entre a teoria unificada e o experimental realizado por Wan *et al.* (2017).

	Taxa de Carregamento <i>n</i>	Ensaio		Teoria unificada		
		N_{test}^* (kN)	Tempo (min)	N_{W2017}^{**} (kN)	N_{W2017}/N_{test}	ξ_{W2017} (%)
<i>Duplo-Tubo com preenchimento total</i>						
S1	0,4	2104	68	1393	0,66	-34
S2	0,4	2208	66	1272	0,57	-42
S3	0,6	3311	21	3301	0,99	0
<i>Duplo-tubo com preenchimento parcial</i>						
H1	0,4	1774	70	1191	0,67	-33
H2	0,4	1566	67	967	0,61	-38
H3	0,6	2350	17	2938	1,25	25

(Adaptado de WAN *et al.*, 2017)

* N_{test} é a capacidade resistente obtida no estudo experimental e

** N_{W2017} é a capacidade resistente obtida através da teoria unificada.

Considerando que o tempo crítico utilizado nesse trabalho é diferente do critério de falha utilizado por outros autores, devido à questão da rigidez imposta, os tempos e carregamentos suportados encontrados para o que se considerou como "colapso final" dos pilares são mais próximos aos valores encontrados por outros autores. Sendo assim, como o critério de falha aplicado por outros autores não é o mesmo do tempo crítico, para se ter um parâmetro de comparação, foi utilizada a teoria unificada adotada por Wan *et al.* (2017) para se calcular a capacidade resistente dos pilares ensaiados por Romero *et al.* (2015). Essa capacidade resistente foi também comparada com a EN 1994-1-2: 2005, com base no tempo de resistência ao fogo dos ensaios, utilizando as equações 5.21, 5.25 e 5.29 para se calcular as temperaturas médias nos tubos de aço externo e interno e no concreto. Com essas temperaturas e aplicando a teoria unificada adotada por Wan *et al.* (2017) apresentada anteriormente chegou-se aos valores da capacidade resistente dos pilares em temperaturas elevadas. A tabela 5.9 apresenta uma comparação entre os resultados dos ensaios realizados por Romero *et al.* (2015), os valores

obtidos utilizando a EN 1994-1-2: 2005, considerando o tubo de aço interno como armadura, e os valores obtidos utilizando a teoria unificada. O nível de carregamento aplicado nos pilares ensaiados, em temperaturas elevadas, por Romero *et al.* (2015) foi de 20% da capacidade resistente em temperatura ambiente, não influenciando nos resultados. O que pode ser observado é que, como a teoria unificada não faz uma distinção entre o anel e o núcleo de concreto, ao se utilizar um concreto de alta resistência no núcleo, os valores encontrados foram inconsistentes com os encontrados nos ensaios, sendo a capacidade resistente 45% inferior em um caso, e 47% superior no outro.

Tabela 5.9 - Comparação entre os resultados experimentais de Romero *et al.* (2015), com a EN 1994-1-2: 2005 e a Teoria Unificada (WAN *et al.*, 2017)

	Ensaio		EN 1994-1-2: 2005		Teoria unificada	
	<i>t</i> (min)	<i>N_{test}</i> (kN)	<i>N_{EC4}</i> (kN)	ξ_{EC4} (%)	<i>N_{W2017}</i> (kN)	ξ_{W2017} (%)
C200-3-30-C114-8-00	76	283	244	-14	289	2
C200-3-30-C114-8-30	104	325	301	-7	195	-40
C200-3-30-C114-8-150	98	355	528	49	195	-45
C200-6-30-C114-3-00	48	329	340	3	350	6
C200-6-30-C114-3-30	45	392	425	8	404	3
C200-6-30-C114-3-150	33	415	702	69	612	47
<i>Média</i>				18		-4

5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Comparando os três processos aqui apresentados, EN 1994-1-2: 2005 e Espinós *et al.* (2013), onde o tubo interno foi calculado como armadura, e a teoria unificada adotada por Wan *et al.* (2017), que já prevê a presença do tubo interno, percebe-se que, no geral, o processo de Espinós *et al.* (2013) apresenta resultados um pouco melhores para o tempo crítico, porém são inseguros, principalmente quando se aplica aos casos com concreto de alta resistência. No entanto, para o colapso final, os resultados foram os mais conservadores. Já a proposta de Wan *et al.* (2017) apresentou resultados melhores para os pilares de duplo-tubo com preenchimento total do que para os de duplo-tubo com preenchimento parcial, especialmente no tempo crítico (ver tabela 5.10).

A teoria unificada adotada por Wan *et al.* (2017) obtém resultados muito próximos à EN 1994-1-2: 2005 para os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial. Porém, apresenta resultados muito melhores, se comparados com os ensaios, para os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total, especialmente quando as temperaturas não são tão elevadas, como é o que ocorre no tempo crítico, em que as temperaturas internas na seção transversal do pilar, normalmente, ficaram abaixo dos 400°C (Tabela 5.7). Na teoria unificada é possível perceber que as equações utilizadas para se verificar o efeito das temperaturas nos materiais poderiam apresentar uma variação com a elevação da temperatura que não penalizasse tanto os materiais e, portanto, não levasse a resultados tão conservadores. Outra possibilidade seria uma separação entre as diferentes partes da seção, tal qual já ocorre na EN 1994-1-2: 2005, com fatores de redução diferentes para a armadura, neste caso o aço do tubo interno. Outra questão seria uma diferenciação entre o anel de concreto e o núcleo, pois usar uma temperatura média para o concreto em toda a seção penaliza demais o concreto do núcleo, que na maioria dos casos apresentou uma temperatura média de 150°C no tempo crítico.

Tabela 5.10 - Comparação entre os resultados experimentais com os modelos analíticos.

	TEMPO CRÍTICO					COLAPSO FINAL				
	t (min)	N_{test} (kN)	ξ_{EC4} (%)	ξ_{Esp2013} (%)	ξ_{W2017} (%)	t (min)	N_{test} (kN)	ξ_{EC4} (%)	ξ_{Esp2013} (%)	ξ_{W2017} (%)
T1-DS-PC-KI-30	36	723	43	-5	41	69	733	-33	-52	-29
T2-DS-PC-K2-30	26	723	66	9	67	-	-	-	-	-
T3-DS-PC-KI-50	21	1205	18	-21	15	-	-	-	-	-
T4-DT-PC-KI-30	41	739	41	-6	4	90	728	-35	-56	-47
T5-DT-PC-K2-30	31	739	78	16	40	83	660	-12	-39	-21
T6-DT-PC-KI-50	20	1233	34	-11	6	-	-	-	-	-
T7-DT-HSC-KI-30	25	802	100	26	6	92	695	-32	-57	-52
T8-DT-HSC-K2-30	23	802	114	36	11	108	734	-37	-63	-62
T9-DT-LWC-KI-30	28	920	102	29	-5	79	753	-26	-48	-34
T10-DT-LWC-K2-30	26	920	108	32	31	97	702	-11	-40	-33
<i>Erro médio</i>			70	11	22			-27	-51	-40

6 SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA PILARES MISTOS DE DUPLO-TUBO

O comportamento dos pilares mistos de duplo-tubo, em situação de incêndio, ainda precisa ser mais bem estudado, principalmente variando as seções, através de novos ensaios (com seções quadradas e retangulares, por exemplo), e de mais estudos numéricos e paramétricos, complementando os já existentes. Porém, com os resultados deste e de trabalhos anteriores, observa-se que esses pilares possuem um bom comportamento em situação de incêndio, demonstrando uma capacidade resistente ao fogo melhorada, não apresentando deslocamentos excessivos e não sofrendo colapso abrupto. A resistência ao fogo dos pilares mistos de duplo-tubo chega a ser 50% maior que a de pilares mistos CFST com concreto normal (CAMARGO *et al.*, 2018), representando assim uma boa solução para situações onde se exige um tempo de requerido de resistência ao fogo (TRRF) maior ou, por motivos de projeto, seja necessária a opção por seções mais esbeltas. Portanto, tem-se que, como solução construtiva, para uma mesma capacidade resistente desejada, um pilar de duplo-tubo terá necessariamente uma seção transversal menor, gerando vantagens arquitetônicas, não só esteticamente como também funcionalmente, principalmente em situação de incêndio, onde na maioria das vezes é possível se evitar o uso de proteção externa para esses pilares.

Construtivamente existem inúmeras combinações possíveis para a composição de seções pilares mistos CFST, ver figura 6.1. Seções circulares, quadradas e retangulares são comumente adotadas enquanto poligonais ou seções elípticas também podem ser usadas por questões arquitetônicas ou funcionais. Convencionalmente, o concreto normal é o mais usado no

preenchimento das seções tubulares de aço. Porém, hoje em dia, pode-se usar o concreto reforçado com fibras ou concreto armado para melhorar ductilidade e resistência ao fogo. Além disso, em alguns casos, a armadura pode ser substituída por um tubo de aço interno que fornece maior confinamento para o núcleo de concreto. Outras seções de aço, como seção de aço sólido ou uma seção-H podem ser inseridas no núcleo de concreto para aumentar ainda mais a resistência à compressão e assim reduzir o tamanho da seção transversal do pilar. Para pilares submetidos à alta força excêntrica, seções de duplo-tubo com concreto podem ser empregadas para aumentar a rigidez usando menor quantidade de material (LIEW e XIONG, 2015).

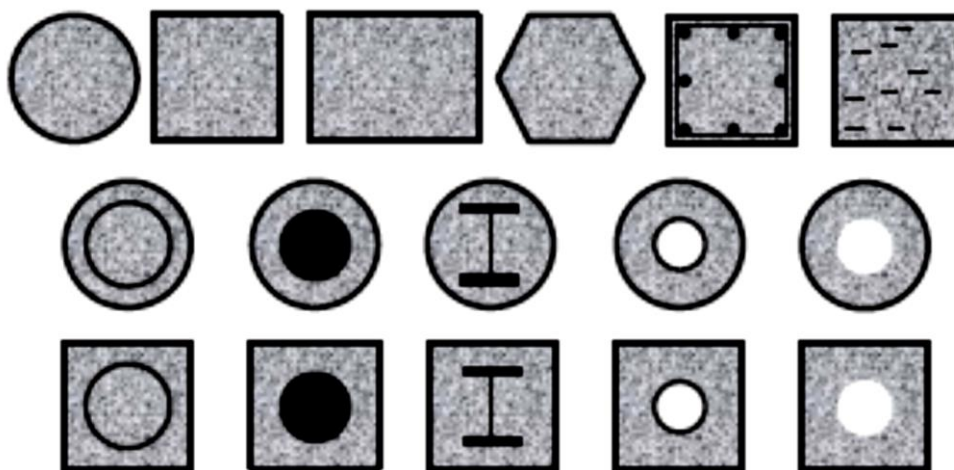


Figura 6.1 - Representação esquemática de tipos de seções tubulares preenchidas com concreto. (LIEW e XIONG, 2015)

6.1 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVA

A construção utilizando pilares mistos CFST requer o planejamento das etapas de construção da edificação. A estrutura de aço, formada por pilares e vigas tubulares, é montada antes do preenchimento com concreto. Já no início da década de 1990, o comportamento de estruturas mistas, durante a fase de construção, começa a ser investigado. Vallenilla e Bjorhovde (1990) afirmam que no projeto de sistemas de estruturas mistas algumas condições importantes precisam ser consideradas, não apenas pelo responsável pelo projeto estrutural, mas também pelo encarregado de acompanhar a obra, entre elas o comportamento e capacidade resistente da

estrutura durante a sua fase de construção. O engenheiro responsável pelo projeto deve verificar a estabilidade da estrutura durante a sua fase de construção, de modo a garantir a segurança da estrutura e dos trabalhadores, promovendo também a qualidade da construção. O encarregado da obra, por outro lado, tem que enfrentar o fato de que a estrutura de aço pode ser muito leve e ter sido projetada apenas para resistir forças estáticas durante a construção, mantendo sempre a atenção para as questões de segurança.

O uso de uma sequência construtiva apropriada é essencial para se alcançar os objetivos supracitados. Em estruturas mistas, principalmente as compostas por pilares mistos CFST, podem ocorrer problemas de estabilidade se muitos pavimentos de aço forem montados antes da concretagem, assim como uma possível sobrecarga nos pilares de aço dos primeiros pavimentos, pois estes geralmente são projetados para resistir isoladamente a um número limitado de pisos durante construção, antes de sua concretagem. Segundo Vallenilla e Bjorhovde (1990), para se obter uma sequência construtiva mais racional deve-se reduzir ao máximo possível o número de concretagens, mas sempre respeitando os limites da capacidade resistente do pilar de aço isolado na fase de construção (Fig. 6.2). Por outro lado, se as atividades de montagem da estrutura de aço e a concretagem forem muito próximas no tempo, pode ocorrer uma perda na eficiência construtiva, pois os pilares mistos de aço e concreto só atingem a resistência final após a cura do concreto. Por isso, se os pilares mistos CFST forem preparados fora do canteiro, ou seja, pré-fabricados, a operação de montagem só deve ocorrer após a resistência do concreto atingir 50% de sua resistência esperada.

A mistura de concreto pode ser lançada no tubo de aço de diferentes maneiras. Han *et al.* (2014) apresentam dois métodos típicos de preenchimento dos pilares de tubos de aço com concreto. A Figura 6.3 mostra esses dois métodos através de vistas esquemáticas. O primeiro é o preenchimento por bombeamento de concreto, isto é, o concreto é bombeado a partir da base do pilar (Fig. 6.3-a). O outro é o preenchimento por gravidade, isto é, o concreto é lançado pelo topo do pilar (Fig. 6.3-b). Ressalta-se que antes da colocação do concreto a superfície interna do tubo de aço deve estar livre de água, sujeira e óleo, mas geralmente nenhum outro tratamento de superfície especial é necessário. O volume do concreto colocado deve ser registrado para garantir que o volume real de concreto dentro do tubo seja suficiente para o seu preenchimento total, evitando falhas e lacunas.

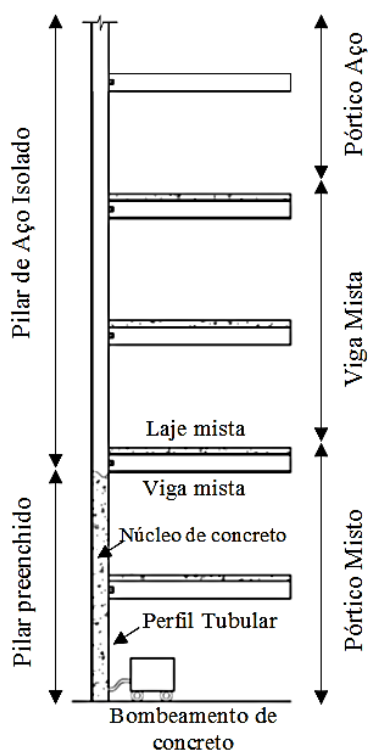


Figura 6.2 - Sequência construtiva de um pórtico misto, com pilar misto CFST. (adaptado de VALLENILLA e BJORHOVDE, 1990)

No método de preenchimento por bombeamento, um furo é aberto na parte inferior do pilar (Fig. 6.4), por onde a mistura de concreto é lançada. A condição de resistência da parede do tubo próxima ao furo de bombeamento deve ser verificada, e o concreto pode ser bombeado para vários andares de uma edificação, de acordo com o progresso da construção e a capacidade do dispositivo de bombeamento. O concreto autoadensável (SCC – *Self Consolidated Concrete*) é o mais favorável para esse método, dispensando assim a vibração. Após a cura do concreto, os furos de bombeamento podem ser fechados.

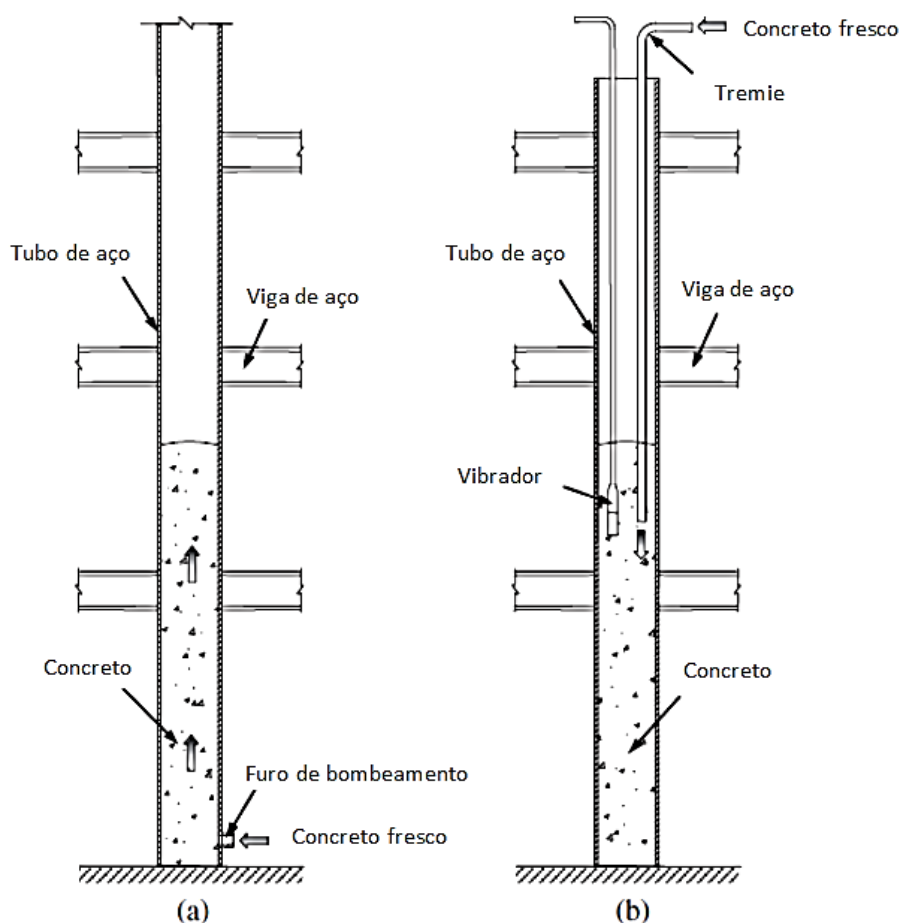


Figura 6.3 - Vista esquemática da concretagem dos tubos de aço. (adaptado de HAN *et al.*, 2014)

O concreto também pode ser lançado pelo topo do pilar, caso em que pode-se usar um sistema de grua e caçamba para se encher o pilar tubular de aço (Figuras 6.5 e 6.6). O concreto também pode ser lançado por um sistema de bomba e mangote (tremie). A profundidade do concreto fresco é geralmente feita em etapas de 300 mm a 500 mm, e deve ser vibrada após cada camada. Se um sistema de bomba e mangote é usado, a extremidade do mangote deve ser colocada abaixo da superfície do concreto para garantir a compactação do mesmo (ver fig. 6.3-b). Complementarmente, se o lançamento não for por mangote, a altura de queda livre do concreto não pode ser superior a 2 m, para evitar a segregação dos seus componentes. O enchimento de concreto deve ser feito até o plano da conexão e, em seguida, deve ser nivelado antes do endurecimento do concreto (HAN *et al.*, 2014).



Figura 6.4 - Furo de preenchimento com concreto de um pilar misto, com bombeamento pela base. (Fonte: steeltubeinstitute.org)



Figura 6.5 - Sistema de lançamento com grua e caçamba (funil). (Fonte: www.comunidadeconstrucao.com.br/sistemas-construtivos)



Figura 6.6 - Pilares mistos de seção tubular de aço circular preenchida com concreto e quadrada a ser preenchida. (Fonte: ARAÚJO *et al.*, 2016).

É de grande importância assegurar que a qualidade dos materiais, bem como do processo de construção, sejam as mais altas possíveis. A resistência e a compactação do concreto devem ser asseguradas, independente do método de construção, mesmo sendo difícil inspecionar o material dentro do tubo de aço.

As tolerâncias de fabricação nas dimensões das seções e na curvatura inicial dos tubos de aço devem seguir especificações apropriadas. Pequenos furos de ventilação, com 20 mm de diâmetro, devem ser perfurados nas paredes dos tubos a ser preenchidos com concreto. Esses furos de ventilação evitam que o pilar estoure com a pressão do vapor originário do aquecimento do concreto em situação de incêndio. Medidas para a proteção contra a corrosão devem ser aplicadas nos pilares expostos, como pintura e pulverização. Diferentes aços estruturais podem ser utilizados para os tubos internos e externos, que podem ter diferentes espessuras. Além do aço carbono normalmente utilizado, também é possível o uso do aço inoxidável. A escolha desse material pode trazer vantagens adicionais estéticas, bem como uma maior resistência à corrosão. Assim, como opção, pode-se ter pilares com o tubo externo de aço inoxidável e o tubo interno de aço carbono.

Complementando as disposições construtivas já apresentadas, Kodur e MacKinnon (2000) afirmam que o preenchimento dos pilares de seção tubular de aço com concreto não requer equipamentos especiais e pode ser integrado a outras operações de concretagem. Normalmente, o concreto é colocado no pilar após ele ter sido erguido e temporariamente apoiado. O apoio temporário geralmente é necessário porque as vigas se apoiam diretamente nos pilares. Boas práticas usuais para colocação de concreto, incluindo altura de queda e consolidação através de vibração, como as já mencionadas, precisam ser seguidas. Além disso, devem ser tomados cuidados para se eliminar ou minimizar a lacuna entre o topo do núcleo de concreto e a parte inferior da chapa de topo do pilar, se for o caso. Essa lacuna normalmente é ocasionada pela retração do concreto durante o processo de cura (Fig. 6.7). O bombeamento de concreto pode ser feito a partir do topo ou da base do pilar, sendo mais indicado o seu bombeamento através de um furo na parte inferior do pilar, enquanto o ar é forçado a sair pelos furos de ventilação, garantindo assim o total preenchimento do pilar.



Figura 6.7 - Retração do concreto, à esquerda o pilar no dia seguinte à concretagem e à direita após 28 dias de cura do concreto.

Considerando o processo construtivo de pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial, Li *et al.* (2012) apresentam um exemplo de aplicação recente dos mesmos, na China (Figura 6.8). Um tubo cônico interno (1,2 m de diâmetro máximo) e um tubo cônico externo (2,1 m de diâmetro máximo) foram usados para formar um poste de linha de transmissão de 220 kV, onde o momento fletor na parte inferior era significativamente grande. Nesse caso, o pilar misto de dupla-pele evitou o uso de chapas grossas de aço, que seria o caso se o poste fosse erguido usando apenas um perfil tubular de aço, e também significou uma economia no custo da fundação devido ao seu peso mais leve quando comparado a um pilar misto CFST convencional onde a seção tubular de aço é completamente preenchida com concreto.

Durante a construção, o tubo interno foi erguido primeiro (por segmento vertical), seguido pelo tubo externo (como mostrado na Figura 6.8). Após o levantamento dos tubos, o concreto foi lançado no anel intercalar entre os tubos. As duas seções tubulares precisam ser cuidadosamente mantidas em suas posições durante a construção e isso normalmente envolve o uso de espaçadores de aço (placas e parafusos).

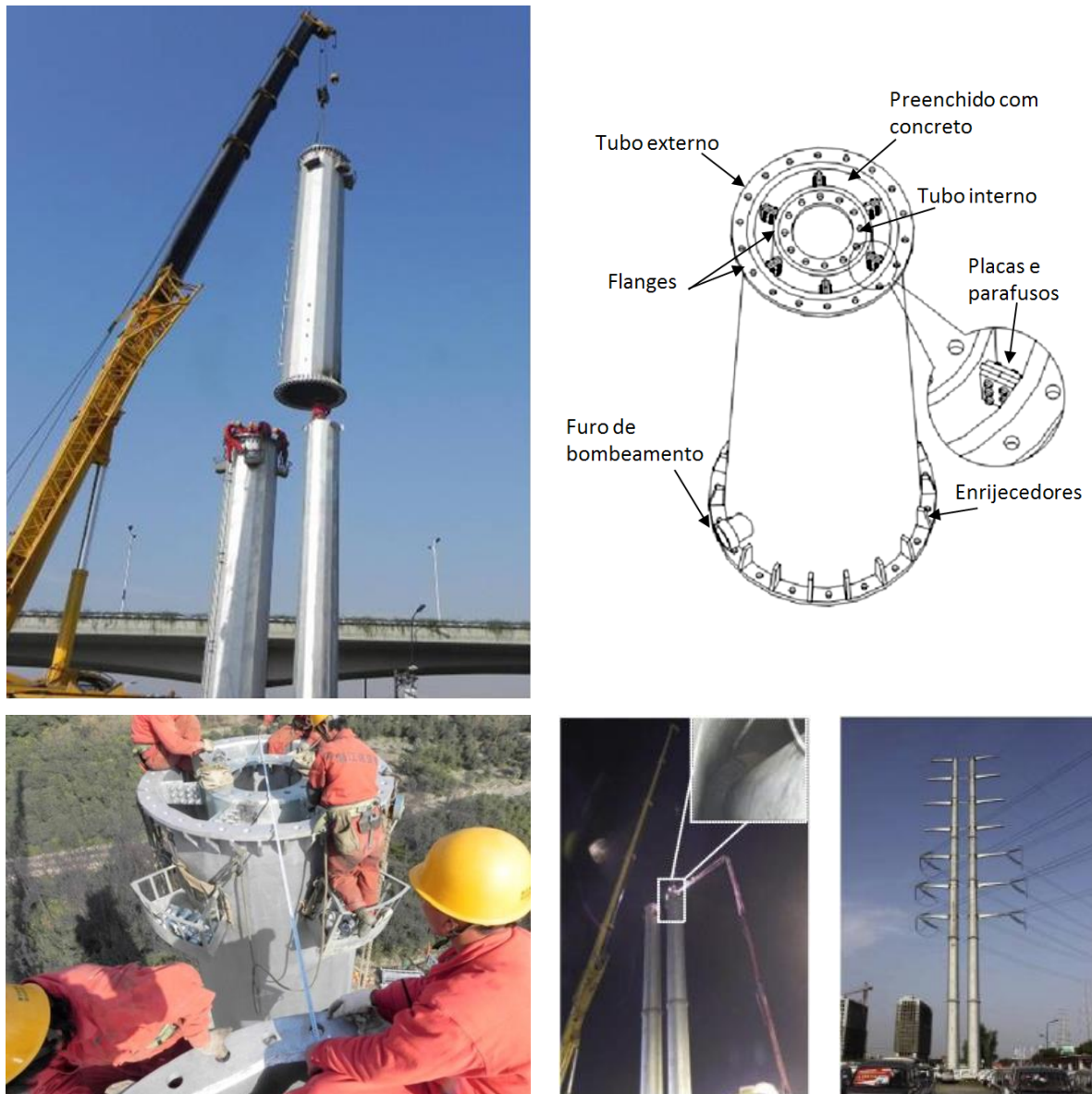


Figura 6.8 - Pilar misto de dupla-pele cônico para torre de linha de transmissão (Fonte: adaptado de LI *et al.*, 2012)

6.2 QUESTÕES CONSTRUTIVAS E DE DURABILIDADE

Uma preocupação comum entre os engenheiros em atividade, segundo Han *et al.* (2014), é se, em um pilar misto, o tubo de aço e o concreto realmente trabalham em conjunto o suficiente para alcançar a “ação composta” por simples aderência, como é o caso de pilares submetidos à compressão simples. Inúmeros estudos foram feitos nesse sentido, porém normalmente utilizando pilares em escala reduzida. Com o objetivo de verificar a aderência entre as partes,

Han *et al.* (2014) apresentam a análise de um ensaio (realizado por Han LH & He ZJ: *On-site concrete placement test for concrete-filled steel tube*. Research Report. Department of Civil Engineering, Tsinghua University; 2011 *apud* HAN *et al.*, 2017) com dois pilares mistos CFST, preenchidos com concreto auto-adensável, em tamanho real (Fig. 6.9).



Figura 6.9 - Ensaio de concretagem em pilares em escala real. (adaptado de HAN *et al.*, 2014)

O concreto foi bombeado nos pilares e, após a cura e os ensaios de aderência, os mesmos foram cortados, verificando-se que a compactação do concreto do núcleo se mostrou adequada. Poucas lacunas foram constatadas entre o concreto e o tubo de aço, e a lacuna com maior largura era de 0,1 mm. Os resultados dos testes também mostraram que a tensão de contração do núcleo de concreto na direção longitudinal é maior do que na direção transversal, o que pode ser devido a diferentes restrições nas duas direções. Os autores concluem que, em geral, a consolidação do núcleo de concreto pode ser assegurada pelo controle de qualidade dos materiais, pelos métodos apropriados para a construção e a inspeção do processo, e que, quando isso acontece, pode-se

assegurar que o núcleo de concreto e o tubo de aço trabalharam em conjunto, garantindo assim a “ação composta”.

No processo construtivo, como já visto, o tubo de aço do pilar misto geralmente é erguido primeiro, e depois ele serve como a fôrma permanente para o concreto. Os tubos de aço, por si só, podem resistir a uma quantidade considerável de forças de construção, bem como o seu peso próprio e o peso do concreto fresco. No entanto, esses pré-carregamentos podem gerar deformações e tensões iniciais nos tubos e, com isso provocar uma diminuição da capacidade resistente final dos pilares mistos CFST. De acordo com Han *et al.* (2014), a redução capacidade resistente máxima dos pilares mistos é de cerca de 20% quando a taxa de pré-carregamento é de cerca de 70% da capacidade resistente prevista, e a redução é inferior a 5% quando a taxa de pré-carregamento é inferior a 30%. Pesquisas numéricas, por meio do método dos elementos finitos, em pilares mistos de dupla-pele sugerem que a redução na resistência à compressão é menor que 5% quando a taxa de pré-carregamento é menor que 20% da capacidade resistente máxima prevista. Portanto, sendo assim, fazer o cálculo adequado do pré-carregamento ou, pelo menos, ter em conta que a questão do pré-carregamento é importante para que não ocorra perda da capacidade resistente máxima final do pilar durante o processo construtivo.

Ainda segundo Han *et al.* (2014), as imperfeições geométricas e as tensões residuais do tubo de aço podem afetar sua sensibilidade quanto à instabilidade local. As possíveis imperfeições derivadas do lançamento do concreto, tais como lacunas e cavidades, também podem afetar o desempenho do pilar. Para os pilares mistos de dupla-pele, essas imperfeições podem ser um problema significativo, inclusive afetando o comportamento. Por isso é necessário que se tenha uma atenção especial na escolha do concreto, tomando cuidado com sua trabalhabilidade e também com as dimensões e proporções dos agregados a serem utilizados. No entanto, a influência da imperfeição inicial do tubo de aço pode ser reduzida pelo concreto, pois esse o estabiliza evitando a instabilidade local.

Outra questão a ser considerada é que, em alguns casos, os pilares mistos CFST também podem sofrer corrosão por cloretos, como em estruturas offshore. Sendo assim, é de grande importância compreender o mecanismo e as consequências da corrosão, a fim de se obter maior durabilidade das estruturas. A diminuição da resistência e rigidez finais é significativa quando os pilares mistos CFST são submetidos tanto a um carregamento de longo prazo quanto à corrosão por

cloretos. A corrosão por cloretos provoca uma redução na espessura da parede do tubo de aço, com isso o carregamento sustentado pelo tubo de aço é parcialmente transferido para o núcleo de concreto, após a perda de massa da parede do tubo, provocando uma perda da capacidade resistente total e um aumento das deformações (HAN *et al.*, 2014).

Essas questões construtivas e de durabilidade apresentadas por Han *et al.* (2014) são direcionadas para pilares mistos CFST, mas em sua maior parte, se estendem para os pilares mistos de dupla-pele e duplo-tubo, especialmente a questão das possíveis imperfeições derivadas do lançamento do concreto, uma vez que a espessura do anel de concreto pode dificultar a concretagem. Assim, o espaçamento entre os tubos se torna um fator importante e deve ser mantido durante a concretagem, sendo essencial o uso de espaçadores de aço. No caso da corrosão por cloretos, os pilares de duplo-tubo apresentam a possibilidade de se ter uma área de aço considerável no tubo interno, como se viu no item 2.7 em algumas seções estudadas por Romero *et al.* (2015), além da possibilidade do uso do aço inoxidável no tubo externo. Desse modo, a perda de massa do tubo externo não afeta tanto a capacidade resistente, caso esse tubo fosse projetado para tal situação.

6.3 CONCRETO DE PREENCHIMENTO

Como observado anteriormente, uma questão importante no uso de pilares mistos de duplo-tubo é o tipo de concreto a ser usado, principalmente quando se trata do preenchimento do anel entre os tubos. Normalmente, a dimensão da espessura do anel não é muito grande, portanto são necessários certos cuidados ao se especificar o concreto a ser usado. Primeiramente deve-se pensar na trabalhabilidade e nas dimensões máximas do agregado graúdo, para se evitar a formação de lacunas no concreto na hora de seu lançamento. Um concreto recomendado e muito utilizado nesses casos, é o concreto autoadensável (SCC- *self consolidated concrete*).

Zhao *et al.* (2010) descrevem o concreto autoadensável como uma tecnologia em concreto de origem japonesa, da década de 1980, que devido à sua maior trabalhabilidade é capaz de preencher todas as partes de uma forma ou estrutura através apenas do seu peso próprio, sem ajuda mecânica externa para compactação, ou seja, sem o uso de vibradores durante o seu

lançamento. O concreto autoadensável apresenta um ótimo potencial para o preenchimento de pilares mistos de seção tubular devido à dificuldade em se compactar concreto normal nos tubos de aço por vibração. Devido ao requisito de trabalhabilidade do concreto autoadensável a sua mistura é diferente em estado fresco. O uso de superplastificante e uma baixa relação água/cimento são características típicas da mistura de SCC. Testes slump ou testes de caixa-L (Figura 6.10) podem ser usados para determinar a trabalhabilidade do SCC.

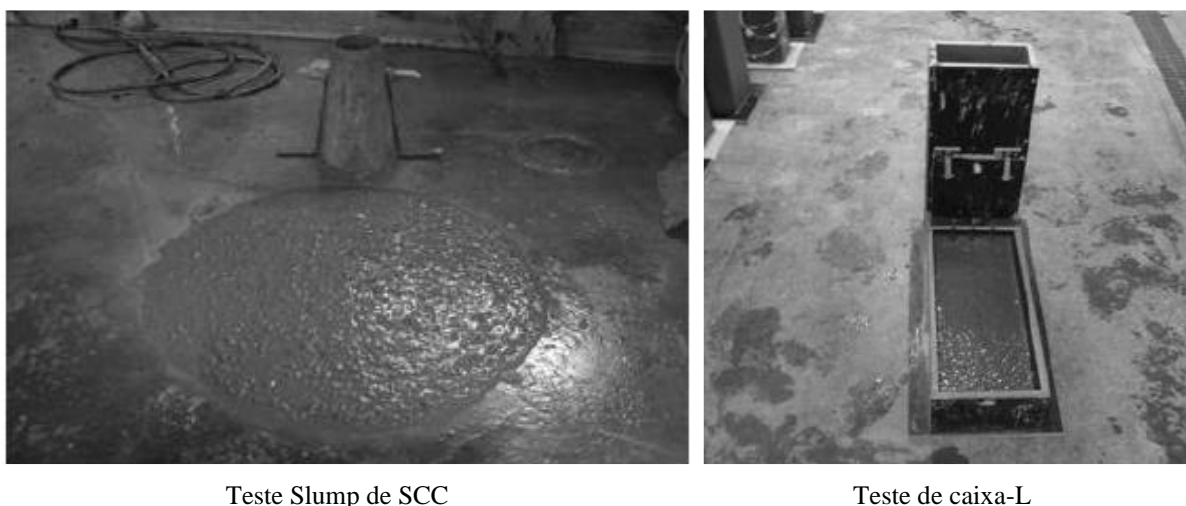


Figura 6.10 - Testes para determinar a trabalhabilidade do SCC (Fonte: adaptado de ZHAO *et al.*, 2010)

Ainda segundo Zhao *et al.* (2010), apesar das diferenças entre SCC e concreto normal em seu estado fresco, as propriedades finais do SCC tendem a ser similares àquelas do concreto normal. Pesquisas sobre o comportamento estrutural de pilares mistos CFST preenchidos com SCC em temperatura ambiente mostram que o seu comportamento é semelhante aos pilares mistos CFST preenchidos com concreto normal, inclusive as normas e métodos de cálculo utilizados para pilares mistos CFST preenchidos com concreto normal, em temperatura ambiente, também se aplicam para os pilares preenchidos com SCC.

Estudos recentes em pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial, utilizando SCC, assim como SCC com fibras de aço e com fibras de polipropileno, foram realizados por Lu *et al.* (2010a, 2010b e 2011), item 2.6 do presente trabalho. Eles mostram que o uso do SCC não compromete a capacidade resistente ao fogo dos pilares, assim como a adição de fibras não afetou a resistência dos mesmos, concluindo que o nível de carregamento é sim o grande fator na resistência ao fogo dos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial.

O preenchimento dos pilares ensaiados nesse trabalho foi feito de acordo com o indicado na figura 6.11, pelo topo, manualmente, devido à pequena quantidade de protótipos e à configuração destes. O diâmetro máximo dos agregados foi de 16 mm (a Brita 2 foi peneirada para assegurar esse valor), isso para garantir que não ocorressem lacunas durante o preenchimento dos pilares, principalmente no anel entre os tubos.

Os concretos de alta resistência e com argila expandida foram betonados no próprio laboratório e adquiriram propriedades muito próximas às dos concretos autoadensáveis (Fig. 6.12-1). Com relação ao concreto com argila expandida, foi observado, principalmente através dos cubos de ensaio, que a argila tendia a subir, se concentrando no topo, o que pode ter influenciado o seu comportamento. A figura 6.12-1 mostra o concreto pronto para o lançamento, e a figura 6.12-2 os corpos de prova de resistência do concreto logo após a concretagem. É importante observar a argila expandida concentrada no topo, dificultando inclusive o nivelamento dos cubos de ensaio. A figura 6.12-3 apresenta o pilar recém concretado, com o concreto de alta resistência no centro e o concreto com argila expandida no anel entre os tubos. As figuras 6.12-4 e 5 apresentam os ensaios de resistência à compressão dos cubos de concreto com argila expandida. Os cubos foram posicionados de modo que a aplicação da força fosse uniforme no cubo, porém é possível perceber uma maior fissuração na região próxima à parte superior (onde ocorreu a concentração da argila expandida). As figuras 6.12-6 e 7 mostram o pilar T9-DT-LWC-K1-30, após o ensaio em temperaturas elevadas, sem a chapa de topo. Assim, com os resultados apresentados no capítulo 4, para os fatores como temperatura, deslocamento e principalmente tempo crítico, e as características construtivas observadas durante o processo de fabricação dos pilares ensaiados, pode-se concluir que o uso da argila expandida não representa uma boa solução para pilares mistos de seção tubular de aço preenchidos com concreto.

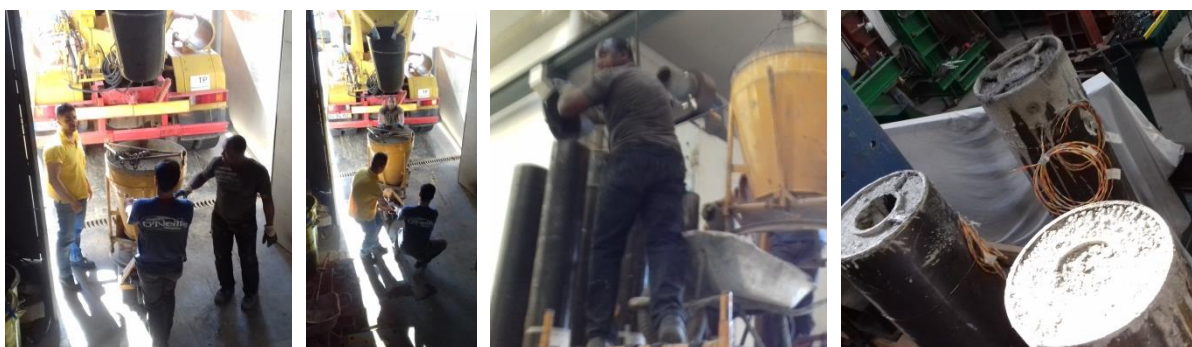


Figura 6.11 - Preenchimento dos pilares com o concreto usinado



Figura 6.12 - Concreto com argila expandida nos pilares mistos de duplo-tubo

Além do concreto com argila expandida, nos ensaios realizados foram utilizados o concreto de alta resistência e o concreto normal, ambos já analisados em pesquisas anteriores, entre elas as já apresentadas realizadas por Kodur (2006) e por Romero *et al.* (2014 e 2015). Kodur (2006) analisou pilares mistos CFST preenchidos com concreto normal, concreto de alta resistência e concreto reforçado com fibras, concluindo que o concreto de alta resistência não apresentou um bom comportamento em temperaturas elevadas, mesmo quando comparados ao concreto normal, principalmente devido ao *spalling* ser mais severo para esse tipo de concreto.

Romero *et al.* (2015) realizaram ensaios de pilares mistos de duplo-tubo, com concreto normal e concreto de alta resistência. O concreto de alta resistência foi utilizado no núcleo, onde as temperaturas não são tão elevadas e, portanto, o efeito do *spalling* não seria tão proeminente. No entanto, o uso do concreto de alta resistência representou um ganho de apenas 10% na capacidade resistente dos pilares em temperatura ambiente e não representou melhora no comportamento dos pilares em temperaturas elevadas quando comparado ao concreto comum. O mesmo foi observado no presente trabalho, em temperatura ambiente, onde o ganho de capacidade resistente foi ainda menor, da ordem de 8,5% (devido à proporção entre o núcleo e o anel de concreto na seção), e o tempo crítico foi até mesmo menor, quando comparado aos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total utilizando apenas o concreto normal. Sendo assim, o concreto de alta resistência também não demonstrou ser eficiente para o uso em pilares mistos de duplo-tubo, ou mesmo pilares mistos CFST simples, pois apresentam um custo mais elevado de produção que não se converte em aumento na capacidade resistente ao fogo.

6.4 O TUBO DE AÇO INOXIDÁVEL

A utilização de pilares mistos CFST em sistemas estruturais tem aumentado nos últimos anos principalmente em construções portuárias, terminais aeroportuários, pontes e viadutos. Atualmente, novas pesquisas estão sendo desenvolvidas, avaliando o uso do aço inoxidável em pilares mistos CFST, entre elas as com pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial, realizadas por Araújo *et al.* (2017). O aço inoxidável proporciona vários benefícios para a estrutura, incluindo a alta resistência à corrosão, durabilidade, resistência ao fogo, facilidade de manutenção e alto valor estético. Segundo os autores, os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial apresentam diversas vantagens, entre elas a redução da área da seção transversal, a velocidade de construção, a fácil manutenção e a economia de material quando comparadas às estruturas convencionais de concreto armado. Essas vantagens estão relacionadas à ideia de que os tubos de aço são preenchidos com concreto, eliminando o uso de formas e a necessidade de armadura.

Nesse sentido, Araújo *et al.* (2017) apresentam um estudo em pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial, com o tubo externo em aço inoxidável e o tubo interno em aço carbono

(Fig. 6.13). Esse estudo teve como objetivo desenvolver modelos numéricos, utilizando o método dos elementos finitos. O comportamento estrutural foi avaliado por meio de análise não linear e posteriormente comparado a testes de compressão axial, em escala reduzida, realizados em laboratório. Após a conclusão da calibração dos modelos numéricos, foi realizada uma análise paramétrica para investigar a influência de parâmetros como diâmetro, espessura e altura do tubo de aço inoxidável (externo) e seus resultados também foram comparados com as predições feitas pelas equações tradicionais de projeto. O estudo concluiu que em todos os pilares o tubo externo em aço inoxidável comportou-se de maneira dúctil e que a rigidez dos pilares foi reduzida devido às propriedades particulares do aço inoxidável.

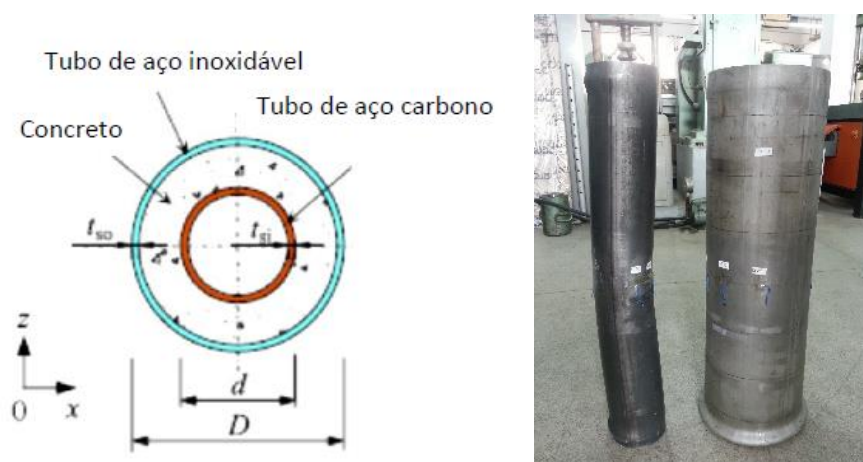


Figura 6.13 - Pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial com tubo externo em aço inoxidável (Fonte: adaptado de ARAÚJO *et al.*, 2017)

O aço inoxidável vem ganhando cada vez mais espaço na engenharia estrutural, com a intenção de obter obras mais duráveis e rentáveis, quando se pretende uma utilização ótima dos materiais de construção. Nesse contexto, segundo os autores, o uso do aço inoxidável provou beneficiar e melhorar comportamento estrutural dos pilares, tornando-se uma alternativa interessante para o mercado de construção. No entanto, o alto custo inicial do aço inoxidável, comparado ao do aço carbono, ainda é um desestímulo à sua utilização na construção civil.

Mais estudos com pilares mistos de duplo-tubo utilizando o aço inoxidável, além de estudos em temperaturas elevadas, são necessários para se avaliar melhor o seu comportamento e a sua capacidade construtiva.

6.5 SISTEMAS DE PROTEÇÃO AO FOGO

A norma brasileira ABNT NBR 14432: 2001, assim como outras normas, faz uma diferença entre proteção ativa e proteção passiva, classificando como ativa aquela que age em resposta, manual ou automática, aos estímulos provocados pelo fogo, sendo composta basicamente das instalações prediais de proteção contra incêndio (extintores, hidrantes, sprinklers, etc.). O sistema de proteção passiva é definido como o conjunto de medidas incorporadas ao sistema construtivo da edificação, não dependendo de acionamento e visam extinguir ou retardar o desenvolvimento do incêndio, facilitando a fuga dos usuários e as ações iniciais de combate ao incêndio. Entre elas tem-se as disposições de projeto, como compartimentação, rotas de fuga, controle dos materiais, ventilação, resistência ao fogo dos elementos construtivos e a reação ao fogo dos materiais.

Como visto anteriormente, arquitetos e engenheiros cada vez mais especificam pilares mistos CFST, principalmente em edifícios altos, pois os mesmos apresentam uma boa capacidade resistente ao fogo, principalmente se comparada aos pilares de tubos de aço não preenchidos. No entanto, construções de vários andares podem exigir um tempo de resistência ao fogo acima de 120 minutos, e em alguns casos a resistência estrutural ao fogo adequada não é alcançável sem o uso de materiais de proteção térmica contra incêndio, ou seja, sistemas de proteção passiva adicionais.

Segundo Vargas e Silva (2003), em termos gerais, os materiais de proteção térmica devem apresentar:

- baixa massa específica aparente;
- baixa condutividade térmica;
- alto calor específico;
- adequada resistência mecânica (quando expostos a impactos);
- garantia de integridade durante a evolução do incêndio;
- custo compatível.

No Brasil, os materiais de proteção térmica mais empregados na construção civil são as argamassas e fibras projetadas, as placas e as tintas intumescentes. A argamassa projetada

consiste uma massa cimentícia fluida, que é transportada por meio de uma mangueira até o esguicho, onde o ar comprimido faz o seu jateamento diretamente na superfície do aço. São geralmente de baixo custo e de bom desempenho, porém não apresentam um bom acabamento estético, pois têm aparência rugosa. A argamassa geralmente é constituída de gesso ou vermiculita, cimento, resinas acrílicas e cargas inertes, tais como poliestireno expandido e celulose (Figura 6.14).

Vargas e Silva (2003) descrevem as fibras projetadas como produtos de baixa e média densidade, contendo basicamente fibras obtidas a partir de rocha basáltica ou escória de alto-forno como principal ingrediente. As fibras minerais e os aglomerantes são transportados sob baixa pressão por meio de uma mangueira até o esguicho, onde é misturada com água atomizada e é jateada diretamente na superfície do aço. O resultado, assim como na argamassa projetada, é uma superfície rugosa que é mais apropriada para elementos acima de forros ou para ambientes menos exigentes.



Figura 6.14 - Aplicação de argamassa projetada sobre estrutura de aço interna e externa.
(GERKEN, 2007)

Ainda segundo Vargas e Silva (2003), as placas são elementos pré-fabricados. Elas geralmente são compostas por materiais fibrosos, ou vermiculita, ou gesso, ou a combinação desses materiais, e normalmente, no Brasil, elas são fixadas na estrutura por meio de pinos ou perfis leves de aço, proporcionando diversas possibilidades de acabamento. No entanto, em termos construtivos essa não seria a melhor solução, uma vez que, em uma situação de incêndio, a diferença entre os coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais aço/placa pode fazer com que haja uma ruptura, por corte, na ligação da placa com o elemento de aço que ela deveria

proteger, perdendo assim a sua função. O ideal é que se utilize o sistema de proteção com placas em tipo caixa/caixão, desligado da estrutura de aço, mas contendo a mesma dentro si.

Por fim, tem-se as tintas intumescentes, que são constituídas por polímeros com pigmentos intumescentes, os quais reagem na presença do fogo, em geral com temperaturas ligeiramente acima dos 200 °C, aumentando seu volume e gerando uma camada expandida. Os poros resultantes são preenchidos por gases atóxicos que, junto com resinas especiais, formam uma espuma rígida na superfície do aço, retardando o efeito do calor da chama (Figura 6.15).

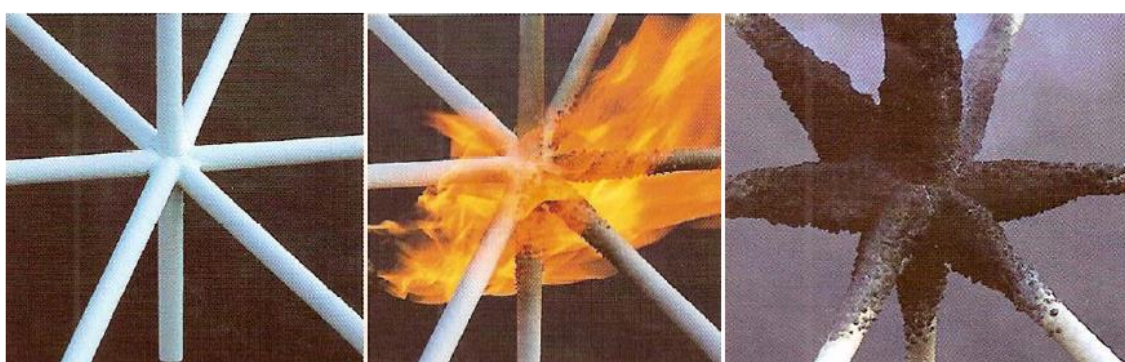


Figura 6.15 - Detalhes da sequência de eventos para o intumescimento da tinta na estrutura (GERKEN, 2007)

Gerken (2007) aponta que a aplicação da tinta intumescente requer alguns cuidados: a base da estrutura de aço deve ser devidamente limpa e aplicada sobre ela um primer compatível com a pintura. Após a realização da pintura, a mesma pode ser recoberta por uma película acrílica ou poliuretânica, aumentando suas resistências química e física e melhorando seu acabamento final (Figura 6.16).

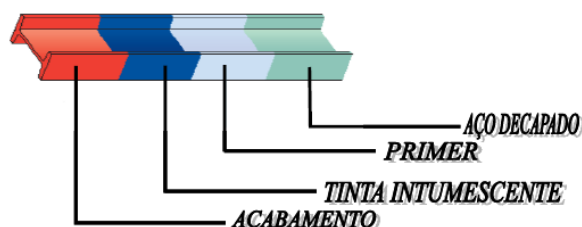


Figura 6.16 - Esquema de preparação, pintura e acabamento do elemento estrutural com tinta intumescente (GERKEN, 2007)

As tintas intumescentes estão cada vez mais sendo usadas em projetos arquitetônicos modernos como materiais de proteção passiva, pois, além de apresentarem uma boa aparência estética, elas não representam um acréscimo de peso na estrutura. Como exemplo de utilização da tinta intumescente na arquitetura em aço contemporânea, tem-se o Prédio do Itaú Cultural em São Paulo (Figura 6.17), o Centro empresarial do Aço, também em São Paulo (Figura 6.18) e a sede da Teckma - SP, onde a estrutura de aço recebeu pintura intumescente marrom, por opção de projeto, para tornar a estrutura ainda mais marcante (Figura 6.19).

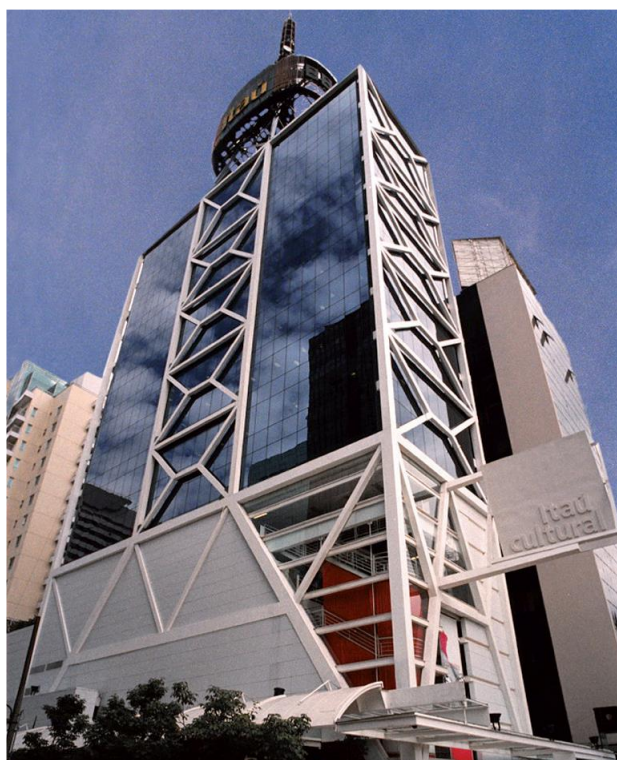


Figura 6.17 - Prédio do Itaú Cultural em São Paulo. Estrutura de aço recebeu pintura intumescente (www.cbca-acobrasil.org.br)



Figura 6.18 - Centro Empresarial do Aço em São Paulo (www.cbca-acobrasil.org.br)



Figura 6.19 - Teckma - SP, a estrutura de aço recebeu pintura intumescente marrom. (www.cbca-acobrasil.org.br)

6.6 SOLUÇÕES ARQUITETÔNICAS

A relação entre incêndio, estrutura e arquitetura é permeada por diversas questões, entre elas o papel do arquiteto dentro dessa relação. Muitas vezes o "Projeto de incêndio" é visto como um projeto complementar, à parte, inclusive sem relação direta com o projeto arquitetônico ou mesmo o estrutural. Porém, quanto mais o arquiteto conhece a engenharia de incêndio, seus conceitos e mecanismos, mais eficazes serão suas respostas e as ferramentas que ele poderá utilizar. Sabendo que a questão do incêndio vai muito além da instalação de extintores, hidrantes e chuveiros automáticos (sprinklers), o arquiteto pode definir a estrutura, implantação, layout, detalhes construtivos e até mesmo materiais de acabamento, que tornarão não só a edificação mais segura, como também mais funcional.

Para Ono *apud* Seito *et al.* (2008), o conhecimento dos princípios de segurança contra o incêndio pelo arquiteto e sua incorporação ao projeto de arquitetura, garante sua coerência plástica, funcionalidade, economia e segurança desejadas. As medidas de proteção passiva, entre elas o sistema construtivo, os materiais, a distribuição e geometria dos espaços e das áreas de circulação, devem ser incorporadas à arquitetura e à construção desde a sua concepção, pois dessa maneira a segurança contra incêndio deixa de ser apenas a implementação de meios de combate ao incêndio, para ser o resultado de ações de prevenção e proteção.

Como mencionado anteriormente, segundo Diez (2012), uma obra arquitetônica deve ser concebida como um todo formal, funcional e técnico. Ao longo desse trabalho, muitas vezes o técnico se sobrepôs ao formal, não por ser mais importante, mas sim por também ser essencial para a concepção arquitetônica. Como vimos com o sistema construtivo Dom-ino de Le Corbusier, a compreensão dos diferentes tipos de conhecimento, estética, economia, engenharia (estrutura) e arquitetura, e a relação entre eles, é que introduzem uma nova maneira de se pensar e fazer a arquitetura. Nesse sentido, entre outras coisas, um bom projeto requer uma boa organização dos elementos estruturais, suas formas e dimensões, em função dos custos e das tecnologias disponíveis. Incorporando, a essas prerrogativas técnicas, os princípios de segurança contra o incêndio, os pilares mistos de duplo-tubo se apresentam como uma boa solução construtiva, representando uma solução economicamente viável, rápida e segura.

Do ponto de vista formal, os pilares mistos duplo-tubo com seção circular garantem uma permeabilidade visual que outras seções não conseguem, e que aliada com a sua capacidade resistente, permitem seções mais esbeltas, que proporcionam uma maior fluidez no espaço e soluções mais flexíveis e agradáveis, garantindo também a funcionalidade dos espaços. A possibilidade da autonomia estrutural, através do uso de pilares mistos de duplo-tubo, abre campo para novas possibilidades conceituais e expressivas, liberando e dinamizando os espaços, e até mesmo reabilitando os já existentes. Além disso, a possibilidade do uso do aço inoxidável, ou de tintas intumescentes, com cores e acabamentos variados, permite que esses pilares possam ser usados para além da sua função estrutural, se tornando parte essencial da estética da obra, garantindo assim a sua integração formal, funcional e técnica ao projeto arquitetônico.

6.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Construtivamente, os pilares mistos duplo-tubo são muito semelhantes aos pilares mistos CFST preenchidos com concreto, inclusive, geralmente são mais eficientes que os pilares mistos CFST preenchidos com concreto armado, pois a substituição da armação pelo tubo de aço representa um ganho na agilidade do processo construtivo, diminuindo tempo e mão-de-obra, eliminando etapas, garantindo a agilidade do processo construtivo. Outra vantagem construtiva é a possibilidade do uso do aço inoxidável, que ainda precisa ser mais bem estudado, mas que se apresenta como um material construtivo cada vez mais vantajoso.

O uso do concreto autoadensável também se mostra uma solução construtiva eficiente, capaz de trazer mais agilidade no processo, sem acarretar perda de capacidade resistente em temperatura ambiente, ou mesmo em temperaturas elevadas. No entanto, o uso do concreto com argila expandida e do concreto de alta resistência não se mostraram eficientes, não representando ganho substancial na capacidade resistente em temperatura ambiente, e nenhum ganho em temperaturas elevadas.

Entre os materiais de proteção, as tintas intumescentes se apresentam como uma boa solução arquitetônica, não influenciando de maneira negativa a estética das soluções, e com grande

versatilidade em termos de cores e acabamentos, além de estruturalmente não acrescentarem sobrepeso à estrutura.

Finalmente, como conclusão, tem-se que os pilares mistos de duplo-tubo representam uma solução construtiva otimizada, apresentando bom comportamento em temperatura ambiente e elevada. Os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial também têm a vantagem de possuir peso reduzido em relação aos pilares mistos CFST e pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total, aliviando os custos de fundação. Conciliado ao uso do concreto autoadensável, os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial apresentam um processo construtivo ágil e econômico, vantajoso inclusive em relação aos pilares mistos CFST preenchidos com concreto armado.

7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O principal objetivo desse trabalho foi avaliar os pilares mistos de duplo-tubo preenchidos por concreto em situação de incêndio e verificar quais fatores poderiam influenciar o seu comportamento. Os ensaios realizados em temperaturas elevadas, na Universidade de Coimbra, foram essenciais para se alcançar esse objetivo. Foram realizados dez ensaios, com seções de aço iguais, mas com quatro variações na disposição do concreto, com dois níveis de carregamentos e dois conjuntos de valores para a rigidez axial e rotacional imposta durante os ensaios. Com isso, foi possível comparar o comportamento de pilares tubulares mistos de duplo-tubo quanto à evolução das temperaturas nas seções transversais e ao longo dos pilares, quanto às forças de restrição geradas pelo impedimento da deformação térmica dos pilares, dos deslocamentos axiais, laterais e das rotações na base e no topo dos pilares, quanto ao modo de colapso e, principalmente, quanto à capacidade resistente em temperaturas elevadas.

Entre os parâmetros analisados, o nível de carregamento foi o que mais influenciou na capacidade resistente dos pilares em temperaturas elevadas. Uma elevação de 30% para 50% nesse resultou em uma redução de 40% no tempo crítico dos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial e de 50% nos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total.

Outra conclusão dos ensaios foi que uma maior rigidez da estrutura envolvente leva a forças de restrição maiores e também a tempos críticos mais baixos, porém essa diferença não é tão significativa, principalmente nos pilares onde se usou o concreto de alta resistência.

Quanto ao concreto de preenchimento, tanto nesses ensaios, quanto nos ensaios realizados por outros autores, tem-se que o uso do concreto de alta resistência representa um ganho na capacidade resistente dos pilares em temperatura ambiente, mas esse comportamento não se repete em temperaturas elevadas. Além disso, o concreto com argila expandida também não se mostrou eficiente quando submetido a altas temperaturas.

Verificou-se também, que os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial e total têm um comportamento muito semelhante em termos de resistência ao fogo. No entanto, em termos de comportamento em relação a sismos, economia de materiais e tempo de construção, os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial podem representar uma solução mais vantajosa, principalmente se comparados com os pilares mistos CFST preenchidos com concreto simples. Já os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total podem ser uma boa opção se comparados com os pilares mistos preenchidos com concreto armado, pois podem apresentar, para uma mesma área de seção transversal, uma capacidade de carregamento maior sem comprometer sua resistência ao fogo.

Outra conclusão desse trabalho resulta da comparação dos resultados obtidos nos ensaios dos pilares mistos de duplo-tubo em temperaturas elevadas, com as normas e as propostas de cálculo apresentados por outros autores. Assim, verificou-se que nem a adaptação da norma existente para pilares mistos CFST, nem as propostas dos outros autores, apresentaram resultados condizentes com o comportamento dos pilares, principalmente para os pilares com concreto de alta resistência, pois nesse caso os resultados obtidos são extremamente desfavoráveis.

Pôde-se observar que, tanto na adaptação do Eurocode EN 1994-1-2: 2005, quanto na proposta de formulação de Espinós *et al.* (2013), e na teoria unificada, as forças axiais de instabilidade estimadas no colapso final foram em geral excessivamente conservadoras, mas eram inseguras quando calculadas no tempo crítico. Para os pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total com concreto normal, no tempo crítico, a adaptação do Eurocode teve um erro médio de 47%, a proposta de Espinós *et al.* (2013) teve um erro médio de 3%, favorável à segurança, e a Teoria Unificada de 29%, sendo que para os pilares de duplo-tubo com preenchimento parcial essa diferença sobe para 41%.

Considerando, os resultados aqui apresentados, e os resultados verificados também nos trabalhos de outros autores, pode-se concluir que nenhuma formulação consegue atender aos

pilares mistos de duplo-tubo preenchidos com concreto de alta resistência. A teoria unificada além dos pilares mistos de duplo-tubo preenchidos com concreto de alta resistência, também não atende aos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial. Apesar dos resultados obtidos com a formulação proposta em Espinós *et al.* (2013) serem as mais conservadoras no colapso final, seus resultados foram muito bons no tempo crítico.

As normas ainda não apresentam um modelo de cálculo para os pilares mistos de duplo-tubo. Dentre as formulações verificadas, nenhuma foi capaz de atender a essa lacuna. No entanto, a formulação apresentada em Espinós *et al.* (2013) parece apontar para um possível caminho. Ajustes para melhor representar o comportamento dos materiais quando se tem temperaturas mais elevadas, como é o caso do colapso final, e dos concretos de alta resistência, são necessários. Mas este e outros trabalhos sobre o tema, complementados com estudos numéricos e paramétricos podem ajudar a preencher a lacuna existente.

Por fim, pode-se concluir que os pilares mistos de duplo-tubo possuem um bom comportamento em situação de incêndio, demonstrando uma capacidade resistente ao fogo melhorada, não apresentando deslocamentos excessivos e não sofrendo colapso abrupto. Se comparados aos pilares mistos CFST com concreto simples, podem apresentar uma resistência ao fogo até 50% superior, representando assim uma boa solução para situações onde se requer um TRRF maior ou, seções mais esbeltas. Apesar de apresentarem um comportamento muito semelhante ao dos pilares mistos CFST preenchidos com concreto armado, construtivamente são uma opção mais vantajosa, pois a substituição da armação pelo tubo de aço representa um ganho na agilidade do processo, diminuindo tempo e mão-de-obra, principalmente quando aliados ao uso de concretos autoadensáveis.

Do ponto de vista formal, eles garantem uma fluidez visual, permitem o uso de seções mais esbeltas e proporcionam uma maior fluidez no espaço sem comprometerem a questão da segurança em situação de incêndio. Além disso, associados a diferentes acabamentos, cores e materiais, eles podem ultrapassar a sua função estrutural, sustentando não só estaticamente como também esteticamente a composição, garantindo assim a sua integração formal, funcional e técnica ao projeto arquitetônico.

Sugestões para trabalhos futuros:

- Primeiramente um estudo numérico e paramétrico, utilizando os dados dos ensaios para a calibração dos modelos. Os ensaios foram bem documentados, com informações sobre distribuição transversal e longitudinal das temperaturas, deslocamentos axiais e laterais, além do comportamento das forças de restrição com o tempo e a temperatura. Um estudo numérico e paramétrico permitiria a verificação de diferentes seções, a variação nas espessuras dos tubos, na distância entre eles, e conseqüentemente na espessura do anel de concreto.
- As normas atuais, tanto a norma brasileira quanto o Eurocode, não apresentam um método de cálculo para pilares mistos de duplo-tubo em temperatura ambiente (ABNT NBR 8800:2008 e EN 1994-1-1: 2004) e em temperaturas elevadas (ABNT NBR 14323:2013 e EN 1994-1-2: 2005). Nesse sentido, é necessária a elaboração de métodos simplificados de cálculo, que contemplem pilares mistos de duplo-tubo e a sua inserção nas normas vigentes. Para tal, estudos complementares se fazem necessários, tanto experimentais, quanto numéricos, a fim de se obter os dados necessários para a proposição desses novos métodos.
- Associados aos modelos simplificados de cálculo, pesquisas na elaboração de ábacos, de leitura simples, para o pré-dimensionamento de pilares mistos de duplo-tubo, seria uma evolução interessante, principalmente para a arquitetura, pois facilitaria o seu uso, enquanto solução arquitetônica e estrutural.
- Já existem algumas pesquisas com pilares mistos de duplo-tubo utilizando o tubo externo com aço inoxidável, no entanto, os ensaios foram em escala reduzida e em pilares compactos. Compreender melhor o comportamento dessa composição, em temperaturas ambiente e elevadas, assim como o seu custo benefício final, pode levar a uma boa solução construtiva.
- Novos ensaios foram realizados, utilizando o mesmo sistema de ensaios, porém com pilares de duplo-tubo com seção quadrada. Comparar o comportamento dos dois conjuntos de ensaio seria muito interessante, no sentido de se verificar questões como o

confinamento do concreto, a instabilidade local, e a aderência do concreto ao tubo de aço, entre diversas outras possibilidades.

- O uso de pilares mistos de duplo-tubo na requalificação e reabilitação de edifícios pode ser uma importante linha a ser seguida do ponto de vista arquitetônico, pois além de garantir uma solução estrutural, os pilares mistos de duplo-tubo pela sua esbeltez e alta capacidade resistente, podem vir a oferecer soluções de baixo impacto no que diz respeito à organização e adequação dos espaços. Existem poucas pesquisas nesse sentido, ainda mais quando se alia a esse tema a questão da segurança quanto ao incêndio.

Muitas questões ainda podem ser estudadas em relação aos pilares mistos de duplo-tubo em situação de incêndio, e o trabalho experimental aqui apresentado pode representar uma base de conhecimentos para esses novos trabalhos, contribuindo assim para o desenvolvimento da ciência.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 8800: 2008. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008.

ABNT NBR 14323: 2013. *Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013.

ABNT NBR 14432: 2001. *Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2001.

ARAÚJO, Raphaella O.; LIMA, Luciano R. O.; VELLASCO, Pedro C. G. S.; SILVA, André T.; *Numerical analysis of stainless steel, concrete encased and carbon steel double skin tubular stub columns*. In EUROSTEEL 2017, Denmark: Copenhagen, 2017.

ARAÚJO, A.; SARMANHO, A.; BATISTA, E.; REQUENA, J. A.; FAKURY, R. H.; PIMENTA, R.; *Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço*. Belo Horizonte: Ed. do Autor, 598 p, 2016.

CAMARGO, Aline L.; RODRIGUES, J. P. C.; FAKURY, R. H.; PIRES, T. A. C.; *Behavior of Circular Concrete-Filled Double-Skin, Double-Tube and Inner Concrete Ring Tubular Columns Subjected to Fire* In: Structures in Fires SiF'2018, Conference Proceedings of the 10th International Conference on Structures in Fire 2018. Belfast: Ulster University, p.521 - 528, 2018.

CORREIA, A. J. P.; RODRIGUES, J. P. C.; GOMES, F. T.; *A Simplified calculation method for fire design of steel columns with restrained elongation*. Computers and Structures. Vol. 116, p. 20-34, 2013.

- CORREIA A. J. P. M.; e RODRIGUES. J. P. C.; *Fire resistance of partially encased steel columns with restrained thermal elongation*. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, p. 593-601, 2011.
- CORREIA, A. J. P. M.; e RODRIGUES, J. P. C.; *Fire resistance of steel columns with restrained thermal elongation*. Fire Safety Journal, Vol. 50, p. 1-11, 2012.
- CRAVEIRO H. D.; RODRIGUES J. P. C.; LAÍM L.; *Cold-formed steel columns made with open cross-sections subjected to fire*. Thin-Walled Structures, Vol. 85, p 1-14, 2014.
- DIEZ, G. *Projeto Estrutural na Arquitetura*. Porto Alegre: Coedição Masquatro Editora Ltda. e Nobuko S. A., 2012.
- EN 10002-1: 2001. *Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test at ambient temperature*. Belgium: European Committee for Standardization, 2001.
- EN 10002-5: 1991. *Metallic materials – Tensile testing – Part 5: Method of test at elevated temperature*. Belgium: European Committee for Standardization, 1991.
- EN 1991-1-2: 2002. *Actions on structures - Part 1-2: general actions - actions on structures exposed to fire*. Belgium: European Committee for Standardization, 2002.
- EN 1993-1-2: 2005. *Design of Steel Structures. Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*. Belgium: European Committee for Standardization, 2005.
- EN 1994-1-1: 2004. *Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings*. Belgium: European Committee for Standardization, 2004.
- EN 1994-1-2: 2005. *Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: general rules - structural fire design*. Belgium: European Committee for Standardization, 2005.
- ESPINOS, A.; ROMERO, M. L.; HOSPITALER, A.; *Advanced model for predicting the fire response of concrete filled tubular columns*. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 66, p. 1030-1046, 2010.
- ESPINÓS, A.; ROMERO, M. L.; HOSPITALIER, A.; IBAÑEZ, C.; PASCUAL, A.; *An experimental study of fire behaviour of slender concrete filled circular hollow section columns*. In Tubular Structures XIV, Taylor & Francis Group, London, p.583-590, 2012.
- ESPINÓS, A. e ROMERO, M. L. *Finite element modeling of innovative concrete-filled tubular columns under room and elevated temperatures*. Editorial Universitat Politècnica de València, 2013. <http://hdl.handle.net/10251/33434>

- ESPINÓS, A. C.; *Numerical analysis of the fire resistance of circular and elliptical slender concrete filled tubular columns*. PhD. Thesis. Editorial Universitat Politècnica de València, 2013
- ESPINÓS, A.; ROMERO, M. L.; HOSPITALER, A.; *Fire design method for bar-reinforced circular and elliptical concrete filled tubular columns*. *Engineering Structures*, 56, p. 384-395, 2013.
- FAKURY, R. H.; CALDAS, R. B.; BRANCO, A. C.; *Análise Em Situação De Incêndio Da Estrutura Mista De Aço e Concreto Projetada Para Transformação De Um Edifício Histórico Em Moderno Centro Cultural*. *Revista da Estrutura de Aço*, Vol 1, Numero 1, Abril 2012.
- FAN, J.S.; BAIG, M. N.; NIE, J. G.; *Test and analysis on double-skin concrete filled tubular columns*. *Tubular Structures XII*, Taylor & Francis Group, London, 2009.
- FRAMPTON, K. *Studies in Tectonic Culture: The Poetics of Construction in Nineteenth and Twentieth Century Architecture*. Massachusetts: The MIT Press Cambridge, 1995.
- GERKEN, André Luiz dos Reis; *Materiais de proteção térmica para sistemas construtivos de baixo custo estruturados em aço*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, 2007.
- HAN, L. H.; YANG, Y. F.; YANG, H.; HUO, J. S. *Residual strength of concrete-filled RHS columns after exposure to the ISO834 standard fire*. *Thin-Walled Structures*. Vol. 40, p. 991-1012, 2002.
- HAN, L. H. e HUO J. S. *Concrete-filled hollow structural steel columns after exposure to ISO-934 fire standard*. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 129, p. 68-78, 2003.
- HAN, L. H.; YANG, Y. F.; XU, L. *An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns*. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 59, p. 427-452, 2003.
- HAN, L. H.; LI, W.; BJORHOVDE, R. *Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members*. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 100, p. 211-228, 2014.
- HICKS, S.J.; NEWMAN, G.M. *Design guide for SHS concrete filled columns*. Corus Tubes. 2002.

- HONG, S.; VARMA, A. H. *Analytical modeling of standard fire behavior of loaded CFT columns*. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 65, p. 54-69, 2009.
- ISO 834-1. *Fire resistance tests-elements - elements of building constructions - Part 1 General requirements*. International Organization for Standardization, Switzerland, 1999.
- KODUR, V. K. R.; e FIKE, R. *Response of Concrete-Filled HSS Columns in Real Fires*. Engineering Journal. p. 243-256, 2009.
- KODUR, V. K. R. e LIE, T. T. *Fire resistance of circular steel columns filled with fiber-reinforced concrete*. Journal of Structural Engineering. Vol. 122, no 7, p. 776-782, 1996.
- KODUR, V. K. R. e MACKINNON, D. H. *Design of concrete-filled hollow structural steel columns for fire endurance*. Engineering Journal - AISC. Vol. 37, pp. 13-24, 2000.
- KODUR, V. K. R. *Performance of high strength concrete-filled steel columns exposed to fire*. Canadian Journal of Civil Engineering. Vol. 25, p. 975-981, 1998.
- KODUR, V. K. R. *Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns*. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 51. p. 975-981, 1999.
- KODUR, V. K. R. *Solutions for Enhancing the Fire Endurance of HSS Columns Filled with High-Strength Concrete*. Engineering Journal. Vol. 43, p. 1-7, 2006.
- KODUR, V. K. R. *Guidelines for Fire Resistant Design of Concrete-Filled Steel HSS Columns - State-of-the-art and Research Needs*. Steel Structures. Vol. 7, p. 173-182, 2007.
- LAWSON, R. M. *Fire engineering design of steel end composite buildings*. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 57, p. 1233-1247, 2001.
- LIE, T. T. *Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete*. Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No 5, p. 1489-1509, 1994.
- LI, Wei; REN, Q. X.; HAN, L. H.; ZHAO, X. L. *Behaviour of tapered concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) stub columns*. Thin-Walled Structures, Vol. 57, p. 37-48, 2012.
- Liew, J. T. R., Xiong, M.; *Design Guide for Concrete Filled Tubular Members with High Strength Materials to Eurocode 4*. Singapore: Research Publishing, 2015.
- LU, H.; HAN, Lin-Hai; ZHAO, Xiao-Ling. *Fire performance of self-consolidating concrete filled double skin steel tubular columns: Experiments*. Fire Safety Journal, V. 45, p. 106-115, 2010.

- LU, Hui; ZHAO, Xiao-Ling; HAN, Lin-Hai. *Testing of self-consolidating concrete-filled double skin tubular stub columns exposed to fire*. Journal of Constructional Steel Research, V. 66, p. 1069-1080, 2010.
- LU, Hui; ZHAO, Xiao-Ling; HAN, Lin-Hai. *FE modelling and fire resistance design of concrete filled double skin tubular columns*. Journal of Constructional Steel Research, V. 67, p. 1733-1748, 2011.
- PAGOULATOU, M.; SHEEHAN, T.; DAI X. H.; LAM, D. *Finite element analysis on the capacity of circular concrete-filled double-skin steel tubular (CFDST) stud columns*. Engineering Structures, V. 72, p. 102-112, 2014.
- PIRES, T. A. C.; RODRIGUES, J. P. C.; SILVA, J. J. R.; CORREIA, A. M. *Concrete Filled Steel Hollow Columns Subjected to Fire*. In: International Symposium Steel Structures: Culture & Sustainability. Istanbul, Turkey: Paper N° 71, pp. 21-23, 2010.
- PIRES, T. A. C.; RODRIGUES, J. P. C.; e SILVA, J. J. R. *Fire Resistance of Concrete Filled Steel Circular Hollow Columns With Restrained Thermal Elongation*. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 77, p. 82-94, 2012.
- PIRES, T. A. C.; RODRIGUES, J. P. C.; e SILVA, J. J. R. *Numerical Assessment of the Fire Resistance of Tubular Steel Columns Filled with Concrete*. In: Jármay K., Farkas J. (eds) Design, Fabrication and Economy of Metal Structures. Springer, Berlin, Heidelberg, 2013.
- PIRES, T. A. C. *Fire Resistance of Concrete Filled Steel Circular Hollow Columns With Restrained Thermal Elongation*. PhD thesis, Dept. of Civil Engineering, Faculty of Sciences and Technology of the University of Coimbra, 207 p., 2013.
- QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; e MARTINS, A. G. *Estruturas Mistas*, Vol. 1. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010.
- REBELLO, Yopanan C. *A concepção estrutural e a arquitetura*. São Paulo, Editora Ziguarte, 2000.
- RIBEIRO, J. C., *Desenvolvimento e aplicação de um sistema computacional para simulação via método dos elementos finitos do comportamento de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio*. Tese de Doutorado, PROPEEs-UFMG, Belo Horizonte, 2009.
- RILEM TECHNICAL COMMITTEE. *Recommendations of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures—modelling and applications, Part 1: Introduction — General presentation*. Materials and Structures, vol. 40, pp 841-853, 2007.

- RILEM TECHNICAL COMMITTEE. *Recommendations of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures—modelling and applications, Part 2: Stress–strain relation*. Materials and Structures, vol. 40, pp 855-864, 2007.
- RODRIGUES, J. P. C.; NEVES, I. C.; e VALENTE, J. C. *Experimental research on the critical temperature of compressed steel elements with restrained thermal elongation*. Fire Safety Journal. Vol. 35, p. 77-98, 2000.
- ROMERO, M. L.; MOLINER, V.; IBAÑEZ, C.; ESPINÓS, A.; HOSPITALIER, A.; e PASCUAL, A. P. *Test of fire resistance of slender CFT columns*. In: EUROSTEEL 2011. Budapest, Hungary, p. 1557-1562, 2011.
- ROMERO, M. L.; ESPINÓS, A.; PORTOLÉS, J. M.; HOSPITALER, A. e IBAÑEZ, C. *Concrete Filled Circular Double-Tube Steel Columns Subjected to Fire*. In: 8th International Conference on Structures in Fire. Shanghai, China, p. 769-776, 2014.
- ROMERO, M. L.; ESPINÓS, A.; PORTOLÉS, J. M.; HOSPITALER, A. e IBAÑEZ, C. *Slender double-tube ultra-high strength concrete-filled tubular columns under ambient temperature and fire*. Engineering Structures. Vol. 99, p. 536-545, 2015.
- ROMERO, M. L.; IBAÑEZ, C.; ESPINÓS, A.; PORTOLÉS, J.M.; HOSPITALER, A.; *Influence of Ultra-high Strength Concrete on Circular Concrete-filled Dual Steel Columns*. Structures, V. 9 , p. 13–20, 2017.
- SEITO, A. I.; GILL, A. A.; PANNONI, F. D.; ONO, R.; SILVA, S. B.; CARLO, U. D.; SILVA, V. P. *A Segurança Contra Incêndio no Brasil*. São Paulo: Projeto Editora, p. 496, 2008.
- SEKLER, E. F. *Structure, Constructio, Tectonics*. In: Kepes, Gyorgy. The Structure of Art and Science. New York: George Braziller, 1965.
- SIMULIA, D. S. *ABAQUS 6.13 User's manual*. Dassault Systems, Providence, RI, 2013.
- TWILT, L.; HASS, R.; KLINGSCH, W.; EDWARDS, M; DUTTA, D.; *Design guide for structural hollow section columns exposed to fire*. Cologne, Germany: Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT). 1996.
- WANG, Y. C. *Some considerations in the design of unprotected concrete-filled steel tubular columns under fire conditions*. Journal of Construction Steel Research. Vol. 44, No 3, p. 203-223, 1997.

- WANG, Y. C. *The effects of structural continuity on the fire resistance of concrete filled columns in non-sway frames*. Journal of Construction Steel Research. Vol. 50, p. 177-197, 1999.
- WAN, Cheng-Yong; ZHAO, Xiao-Xiong; DASSEKPOET, Jean-Baptiste M. *Analysis of axially loaded concrete filled circular hollow double steel tubular columns exposed to fire*. Fire Safety Journal, V. 88, p. 1-12, 2017.
- VALLENILLA, Cesar R. & BJORHOVDE, Reidar. *Behavior of Composite Frames during Construction*. Journal of Construction Steel Research, V. 15, p. 3-21, 1990.
- VARGAS, M. R.; e SILVA. V. P., *Resistência ao fogo das estruturas de aço*. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil / CBCA, 2003.
- VASCONCELLOS, Juliano Caldas de. *Bases e construção do sistema Dom-ino*. In: Vasconcellos, Juliano Caldas de; Pellegrini, Ana Carolina Santos. (Org.). Bloco (1): penso, logo registro. Novo Hamburgo: Editora Feevale, 2005, v. 1, p. 241-277.
- ZHAO, X. L.; HAN, L. H.; LU, H. *Concrete-filled tubular members and connections*. Abingdon, Oxon: Spon Press. 2010.

WEBSITES LISTADOS PELA ORDEM EM QUE APARECEM NO TEXTO:

- <https://www.fec.unicamp.br/~estruturastubulares/vivencia04.htm> (acessado em 26/03/2019)
- <https://www.flickr.com/photos/paul-in-japan/4720993614/in/photostream> (acessado em 26/03/2019)
- <https://www.flickr.com/photos/portalealba/36167220894/in/album-72157661073076138> (acessado em 26/03/2019)
- <https://www.pinterest.com> (acessado em 26/03/2019)
- <https://www.shutterstock.com/pt/search/Grenfell+Tower%2C+Londres> (acessado em 26/03/2019)
- <https://www.geograph.org.uk/photo/2446009> (acessado em 12/4/2017)
- <http://bb-building.net/tatemono/osaka/054.html> (acessado em 26/03/2019)
- <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=8425423> (acessado em 26/03/2019)

<http://www.museumofflight.org> (acessado em 26/03/2019)

https://www.steelconstruction.info/Queensberry_House,_London (acessado em 26/03/2019)

https://www.steelconstruction.info/Fleet_Place_House,_London (acessado em 26/03/2019)

https://www.steelconstruction.info/Montevertto_Apartments,_London (acessado em 26/03/2019)

<https://www.cinetheatrobrasil.com.br> (acessado em 26/03/2019)

<https://steeltubeinstitute.org/hss/2016/02/17/hss-enews-october-2015-concrete-filled-double-skin-tubes> (acessado em 26/03/2019)

<http://www.comunidadeconstrucao.com.br/sistemas-construtivos/3/concretagem-praticas/execucao/60/concretagem-praticas.html> (acessado em 26/03/2019)

ANEXO A

PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os ensaios experimentais foram divididos em dois grupos: os ensaios dos pilares de duplo-tubo, em altas temperaturas, que foram apresentados no corpo da tese, e os ensaios das propriedades mecânicas do aço e do concreto, em altas temperaturas, aqui apresentados. Todos os ensaios foram realizados no LEME - Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas, da Universidade de Coimbra, Portugal.

A.1 - ENSAIOS DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

Em um projeto estrutural em situação de incêndio é importante saber como evoluem as propriedades mecânicas, nomeadamente a resistência e o módulo de elasticidade, com a elevação das temperaturas. Pois, com a elevação da temperatura ocorre uma degradação das propriedades mecânicas dos materiais, e conseqüentemente a perda da sua capacidade resistente.

Um conjunto de ensaios foi realizado para determinação das propriedades mecânicas, em altas temperaturas, do aço usado na fabricação dos pilares mistos de duplo-tubo estudados nessa tese. Os ensaios foram feitos com o aço do tubo externo, que tem nominalmente a mesma resistência do aço do tubo interno.

Os ensaios no aço em altas temperaturas foram realizados observando as diretrizes da EN 10002-5:1991. Foram realizados ensaios de tração em temperatura ambiente e temperaturas elevadas para se determinar as propriedades mecânicas do aço S355, ou seja, a determinação das curvas tensão-deformação do material, a resistência ao escoamento, a resistência à ruptura e o módulo de elasticidade em função da temperatura. Foram ensaiados no mínimo três corpos de prova para diferentes patamares de temperatura, 20°C, 300°C, 500°C, 700°C e 900°C.

Além dos ensaios estacionários, que consistem num conjunto de ensaios de tração em corpos de prova previamente aquecidos, tal qual o estabelecido pela norma, também foram realizados ensaios em regime transiente de temperatura, uma vez que estes representam melhor as condições impostas ao aço em caso de incêndio. Esses ensaios consistem em submeter os corpos de prova a um determinado nível de carregamento, que é mantido enquanto a temperatura é gradativamente elevada até que ocorra a sua ruptura.

A.1.1 - Sistema experimental

O sistema experimental é formado por três subsistemas, um para a aplicação da carga, um para o aquecimento do corpo de prova e um para medir as deformações (extensões) durante os ensaios. O carregamento foi aplicado por meio de uma prensa hidráulica Servosis ME402/20, com capacidade de 200 kN (Fig. A.1-1). Um forno tubular elétrico (Fig. A.1-2) assistido por um Controlador Eurotherm (Fig. A.1-3) foi responsável pela a ação térmica imposta. O forno tem dimensão aproximada de 0,31 m de diâmetro e 0,50 m de altura e a programação da potência é feita por dois monitores, um para as resistências superiores e outro para as resistências inferiores no interior do forno, que permitem o controle da temperatura durante todo o ensaio.

Nos ensaios em temperatura ambiente, para medir as extensões, utilizou-se os extensômetros elétricos modelo FLA-6-11 da Tokyo Sokki Kenkyujo e um extensômetro do tipo clipe-gauge Epsilon Modelo 3542. Em altas temperaturas, para medir as extensões dos corpos de prova, usou-se o extensômetro Epsilon modelo HI3548 (Fig. A.1-4), com comprimento padrão de 50,8 mm (distancia entre as hastes) e com leituras máximas de 25,4 mm sob tensão. Para os ensaios em temperatura elevada foram utilizadas hastes de cerâmica (alumina) de ponta cônica no extensômetro, pois são as indicadas para amostras planas. Durante os ensaios, o extensômetro de alta temperatura era resfriado por um sistema de refrigeração Caron 2050 (Fig. A.1-5), que através da circulação de água possibilita ensaios com temperatura no forno de até 1200°C.

O sistema de aquisição de dados TML modelo TDS530 (Fig. A.1-6) monitorou as temperaturas do forno e do corpo de prova, assim como a carga aplicada e as deformações sofridas durante os ensaios.



Figura A.1 - Sistema de ensaio de tração a altas temperaturas em corpos de prova de aço e extensômetro refrigerado

A.1.2 - Corpos de Prova

Cada corpo de prova foi cortado na direção longitudinal do perfil tubular de acordo com as dimensões previstas no EN 10002-1: 2001 (Fig. A.2). Dois furos de 14 mm foram feitos em cada extremidade para se fixarem nas garras de aço refratário, especialmente projetadas para esse tipo de ensaio (Fig. A.3), ficando assim o corpo de prova completamente dentro do forno e, portanto, não sofrendo diferenciais de temperatura. Os furos eram duplos para se evitar o esmagamento localizado. Os corpos de prova foram fixos nas garras por quatro parafusos, dois em cada extremidade, de aço inox do tipo M12-70-A2, os parafusos precisavam resistir ao cisalhamento provocado pela tração no corpo de prova, inclusive em temperaturas elevadas.

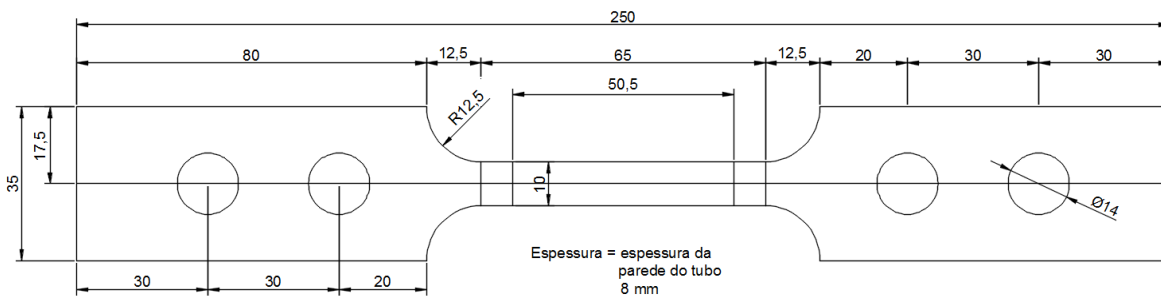


Figura A.2 – Dimensões dos corpos de prova



Figura A.3 – Garras para a amarração dos corpos de prova á prensa hidráulica.

Após o corte e torneamento, as medidas dos corpos de prova foram aferidas usando um micrômetro (Fig. A.4). Verificou-se que devido ao corte e a usinagem os corpos de prova apresentavam uma deformação (encurvadura), que como observado na figura A.5, fazia com que as garras e os parafusos não se encaixassem completamente, essas deformações iniciais também foram medidas.



Figura A.4 – Aferição das medidas dos corpos de prova

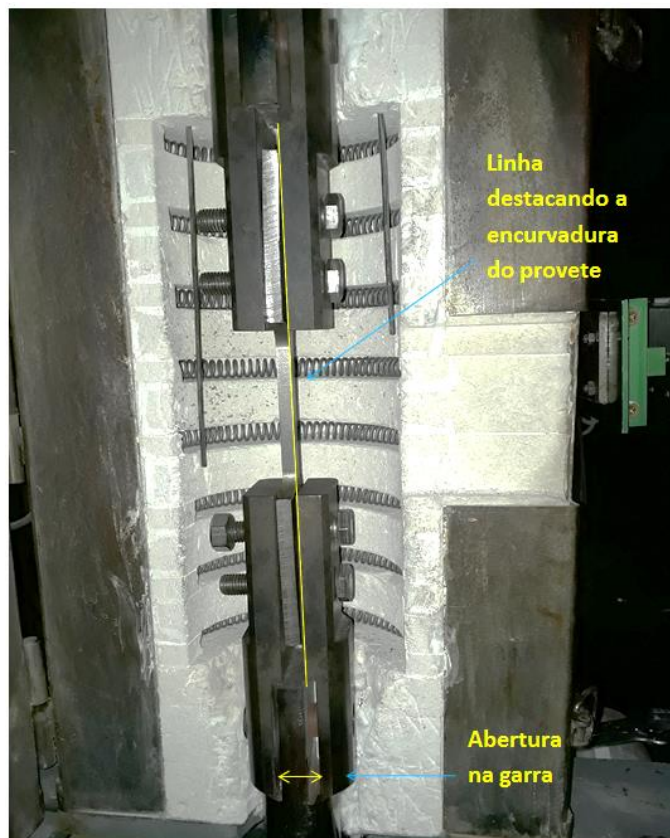


Figura A.5 – Deformação inicial dos corpos de prova

A.1.3 - Metodologia de ensaio

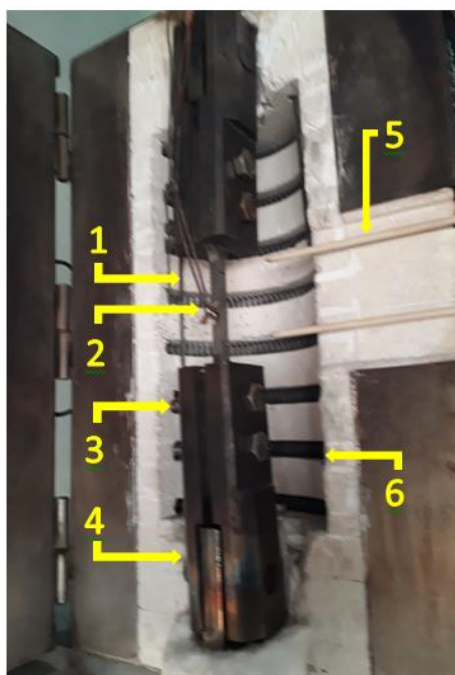
Para os ensaios em temperatura ambiente, a EN 10002-1:2001 determina que os corpos de prova sejam suportados por meios adequados (cunhas, parafusos, etc.) e que a montagem possa garantir que o corpo de prova fosse submetido a tensões axiais apenas. A norma ainda permite que para se garantir o alinhamento possa ser aplicada uma força preliminar, desde que a mesma não exceda a 5% da resistência ao escoamento esperada.

Nos ensaios realizados em temperatura ambiente, assim como nos ensaios em temperaturas elevadas, os corpos de prova foram presos por meio de parafusos às garras adaptadas á prensa. Foi aplicada uma carga inicial de 1kN e o ensaio foi realizado com controle de deslocamentos, com uma taxa de 0,001mm/s. Essa taxa foi a mesma aplicada nos ensaios em temperaturas elevadas. As deformações (extensões) foram medidas tanto por meio de extensômetros elétricos quanto por extensômetro do tipo clipe-gauge (Fig. A. 6)



Figura A.6 – À esquerda e no centro, o corpo de prova pronto para ensaio em temperatura ambiente, à direita, o corpo de prova durante o ensaio, com a formação da zona de estricção.

Os ensaios em temperaturas elevadas foram realizados usando dois métodos distintos, o estacionário e o transiente. No método estacionário, uma carga inicial de 1kN (essa carga diminuiu para 0,5 kN nos ensaios a 900°C) era aplicada para garantir a verticalidade do corpo de prova e para minimizar as deformações iniciais observadas devido ao processo de corte dos mesmos. O forno era ligado e iniciava-se a etapa de aquecimento, a uma taxa de 5°C/min. O aquecimento era monitorado tanto pelo sistema do forno, quanto por um termopar de vareta dentro do forno e um termopar tipo K fixado ao corpo de prova (Fig. A.7). Os corpos de prova foram aquecidos até o patamar de temperatura desejado e mantidos assim por no mínimo 10 minutos, até que sua expansão atingisse estabilidade, verificando sempre para que as temperaturas não excedessem à temperatura de ensaio, somente então era aplicada uma força de tração crescente exercida pela prensa hidráulica, em regime de controle de deslocamentos, com velocidade de 0,001 mm/s, até a ruptura dos corpos de prova. Os ensaios em altas temperaturas foram feitos em patamares de 300, 500, 700 e 900 °C.



- 1 – Termopar do forno
- 2 – Termopar do corpo de prova
- 3 – Parafusos de aço inox
- 4 – Garra de aço refratário
- 5 – Haste cerâmica do extensômetro
- 6 – Forno tubular

Figura A.7 – O corpo de prova pronto para ensaio em temperatura elevada

A.1.4 - Propriedades Mecânicas do Aço

Devido à dificuldade em achar o limite de proporcionalidade das curvas tensão-deformação para o cálculo da tensão escoamento do aço, foi construída uma linha reta paralela à porção elástica, que passa pela deformação de 0,2% da extensão total (Figura A.8). O declive da porção elástica foi obtido considerando a Lei de Hooke, $\sigma = \epsilon E$, a mesma considerada pelo EN 1993-1-2: 2005 para extensões inferiores à extensão de proporcionalidade. A constante de proporcionalidade entre estas duas grandezas é o módulo de elasticidade ou módulo de Young. A tabela A.1 apresenta os resultados para a tensão nos patamares de deformação de 0,2%; 0,5%; 1,5% e 2,0%, para cada um dos corpos de prova.

Tabela A.1 – Resultado dos ensaios

Temp. (°C)		E_{θ}	E_{θ}	$f_{y,0,2\%}$	$f_{y,0,5\%}$	$f_{y,1,5\%}$	$f_{y,2\%}$				
		(GPa)	Média (GPa)	(MPa) R_p	Média (MPa)	Média (MPa)	Média (MPa)	Média (MPa)	Média (MPa)	Média	
20	P1-T20	171,76		417,4		374,48		429,02		431,89	
	P2-T20	218,82	187,74	384,46	394,99	374,02	365,02	399,21	417,80	403,06	420,91
	P3-T20	172,63		383,1		346,57		425,18		427,79	
300	P1-T300	203,68		405,7		423,06		440,9		444,3	
	P2-T300	169,11	180,78	354,06	381,37	403,82	411,95	432,27	436,93	436,21	440,87
	P3-T300	169,56		384,34		408,98		437,62		442,11	
500	P1-T500	117,16		240,88		243,96		248,55		247,74	
	P2-T500	108,62	115,27	219,44	240,61	242,13	247,87	255,32	253,87	254,4	252,95
	P3-T500	120,03		261,51		257,52		257,75		256,7	
700	P1-T700	73,95		67,95		67,71		63,34		61,76	
	P2-T700	83,78	76,81	67,26	68,23	66,55	67,87	61,55	63,96	59,76	62,76
	P3-T700	72,70		69,48		69,36		66,98		66,75	
900	P1-T900	24,47		25,43		26,46		27,73		27,96	
	P2-T900	24,80	24,64	25,3	24,85	26,32	25,80	27,57	27,06	27,79	27,33
	P3-T900	24,66		23,82		24,62		25,89		26,23	

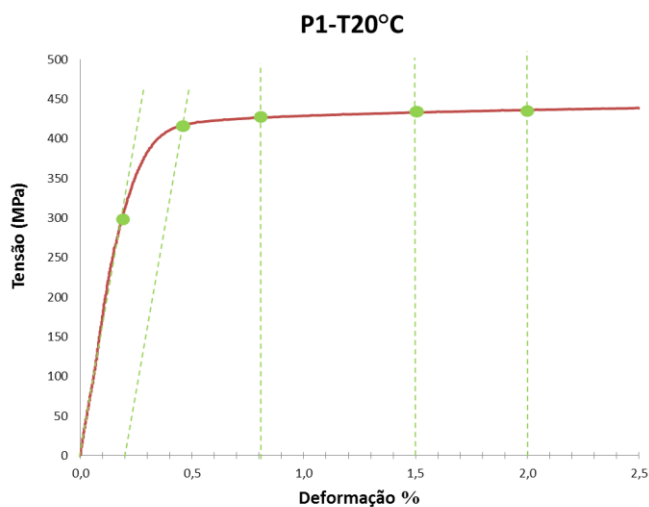


Figura A.8 – Diagrama tensão-deformação do corpo de prova P1-T20 (temperatura ambiente)

Curvas tensão-Deformação

Os ensaios foram realizados até a ruptura dos corpos de prova, e assim, obtidas as curvas de tensão-deformação para cada patamar de temperatura. Na Figura A.9 estão representadas as curvas tensão-deformação para os diferentes níveis de temperatura. Em seguida são apresentadas as curvas para cada nível e os corpos de prova após os ensaios (Figuras A.10 a A.12).

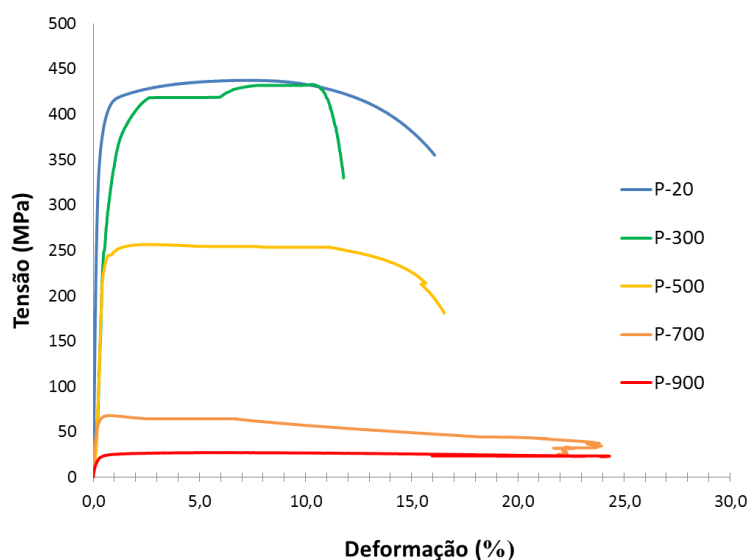


Figura A.9 – Diagrama tensão-deformação

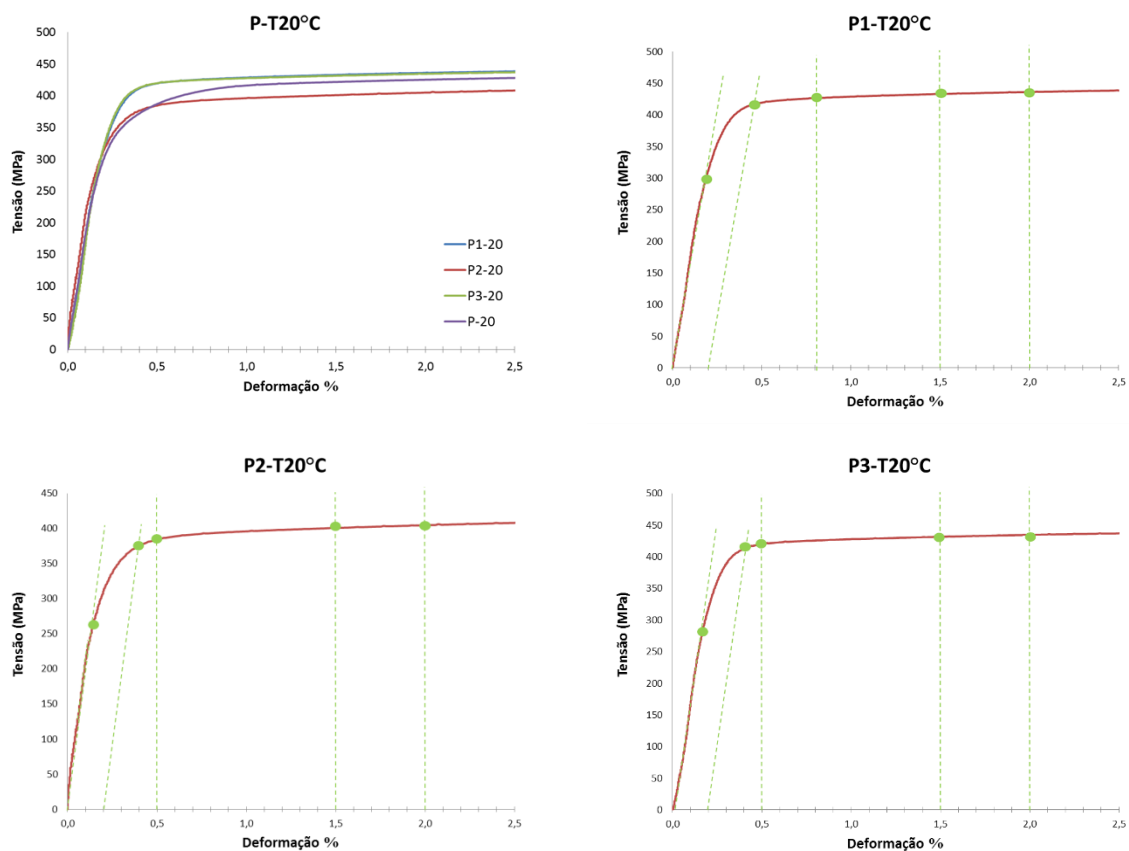


Figura A.10 – Diagrama tensão-deformação em temperatura ambiente

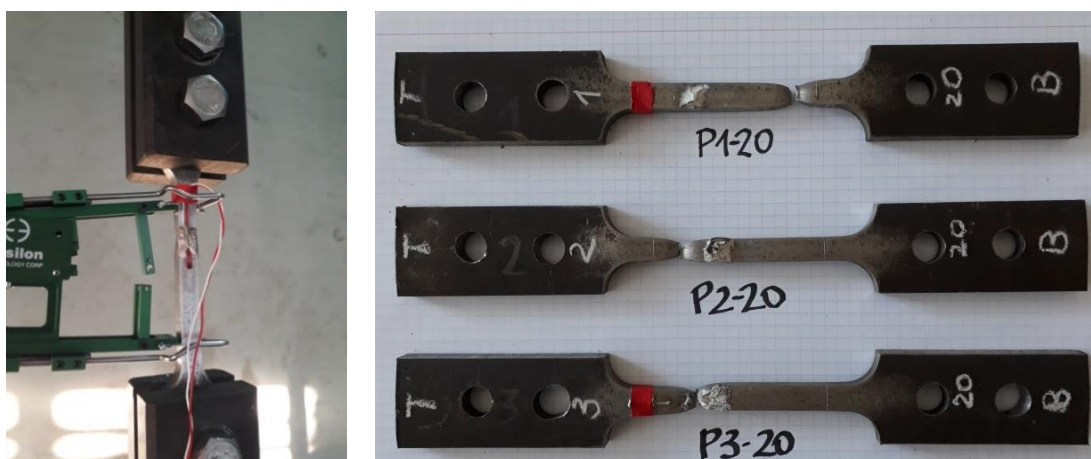


Figura A.11 – Corpos de prova durante e após os ensaios em temperatura ambiente

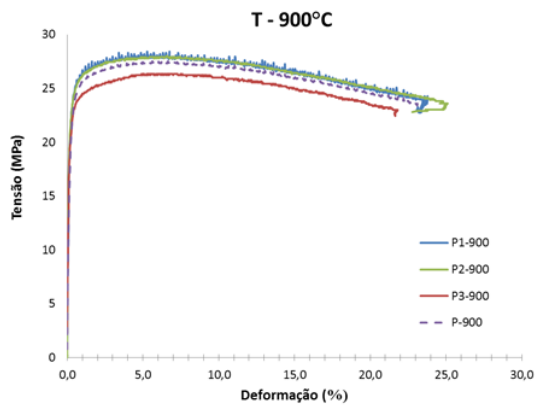
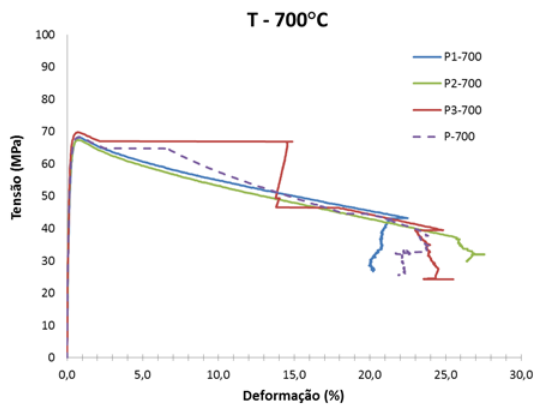
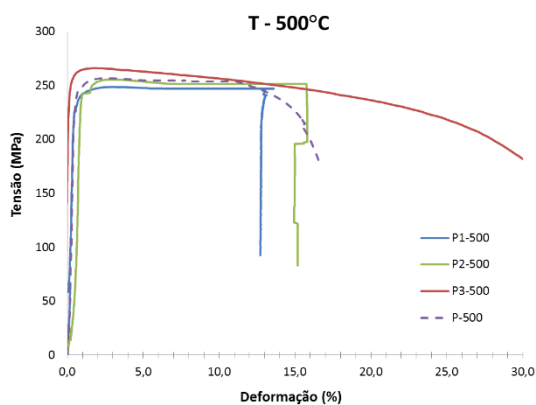
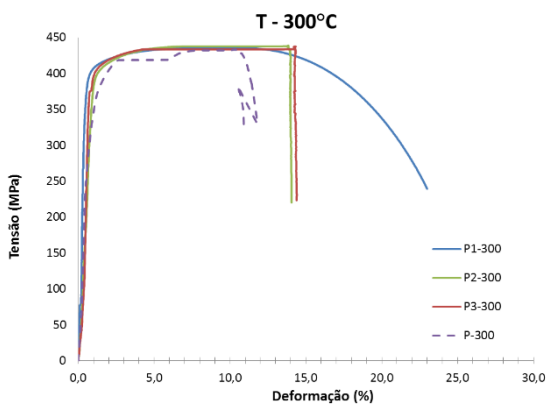
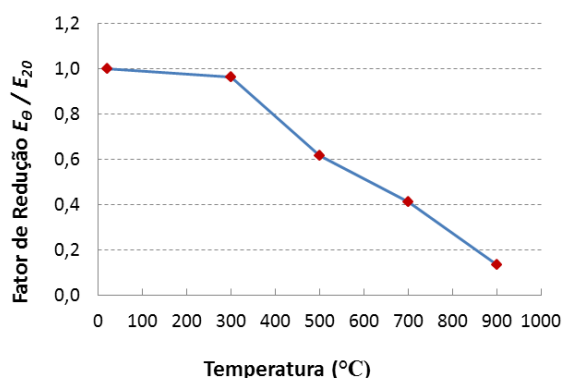


Figura A.12 – Diagrama tensão-deformação para os níveis de temperatura 300, 500, 700 e 900°C

Fatores de Redução do Módulo de Elasticidade (k_E)

Os fatores de redução do módulo de elasticidade foram obtidos pela relação entre o módulo de elasticidade obtido a diferentes patamares de temperatura, E_θ , e o módulo de elasticidade obtido à temperatura ambiente, E_{20} . Os valores obtidos estão representados na Figura A.13.



θ (°C)	E_θ/E_{20}
20	1,00000
300	0,96296
500	0,61400
700	0,40914
900	0,13127

Figura A.13 – Fator de redução do módulo de Elasticidade

Fatores de Redução da Resistência ao Escoamento (f_y)

Os fatores de redução da resistência ao escoamento em temperaturas elevadas, $k_{y,\theta}$, foram calculados através da relação entre a resistência ao escoamento em elevadas temperaturas, $f_{y,\theta}$, e a resistência ao escoamento em temperatura ambiente, $f_{y,20}$. A A tabela A.2 e Figura A.14 mostram os valores dos fatores de redução obtidos em relação aos valores de extensão.

Tabela A.2 – Fatores de Redução $k_{y,\theta}$
Fatores de Redução da Resistência ao Escoamento

θ (°C)	$k_{y,\theta}$			
	0,20%	0,50%	1,50%	2,00%
	$f_{y,\theta}/f_{y20}$	$f_{y,\theta}/f_{y20}$	$f_{y,\theta}/f_{y20}$	$f_{y,\theta}/f_{y20}$
20	1,00000	1,00000	1,00000	1,00000
300	0,96552	1,12857	1,04578	1,04742
500	0,60916	0,67905	0,60764	0,60095
700	0,17274	0,18594	0,15308	0,14910
900	0,06291	0,07068	0,06478	0,06492

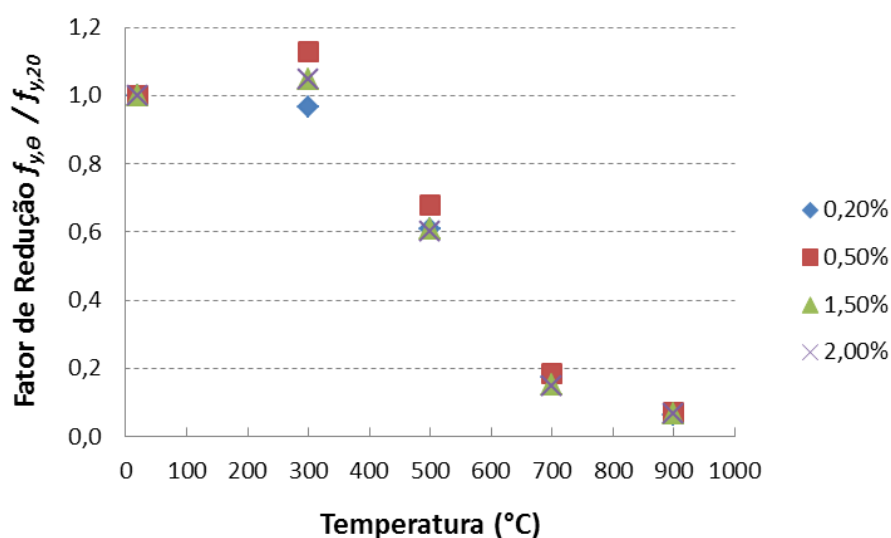


Figura A.14 – Fatores de redução da resistência ao escoamento do aço

Ensaio em regime transiente

Foram realizados ensaios com 30, 50 e 70% da resistência nominal do aço em temperatura ambiente. Como se pode observar na Tabela A.3 e na Figura A.15, para os três patamares de carregamento as deformações eram mínimas por um bom tempo, e depois, rapidamente o aço dos corpos de prova escoava e ocorria a ruptura.

Tabela A.3 – Resultado dos ensaios em regime transiente

	Escoamento			Ruptura		
	Tempo (min)	Temperatura no provete (°C)	Deformação %	Tempo (min)	Temperatura no provete (°C)	Deformação %
30%	138	693	2,50	142	712	35,12
50%	118	586	1,33	125	630	30,29
70%	107	556	1,20	112	551	20,53

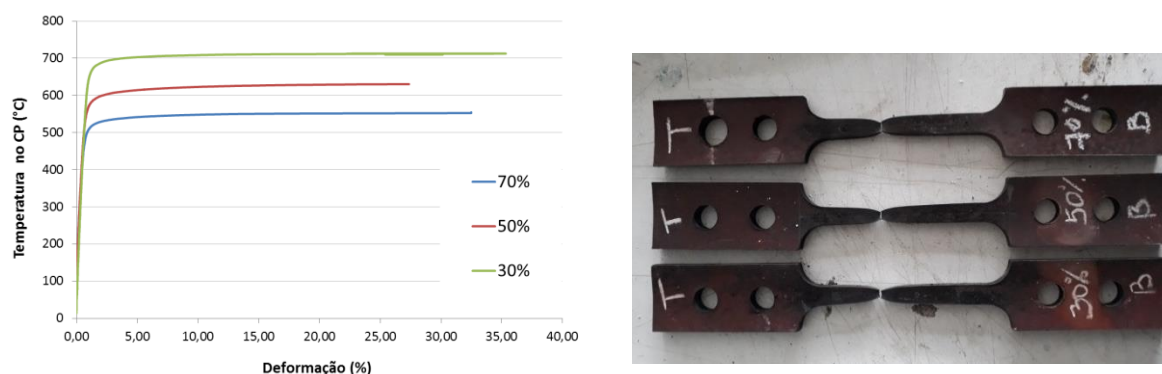


Figura A.15 – Diagrama temperatura-deformação e os corpos de prova após o ensaio

A.2 - ENSAIOS DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

No preenchimento dos pilares mistos de duplo-tubo ensaiados foram utilizados três tipos diferentes de concreto, já especificados no item 3.2 da tese. Sendo eles, o concreto normal (PC- *Plain concrete*), o concreto de alta resistência (HSC- *High strength concrete*) e o concreto com agregado de argila expandida (LWC – *Light weight concrete*). As propriedades e composições dos concretos utilizados podem ser verificadas nas Tabelas 3.1, 3.2 e 3.3. Para todos os concretos utilizados, foram retirados doze corpos de prova cúbicos, que foram ensaiados à compressão com 7 dias, 28 dias e ao final dos ensaios (100 dias após a concretagem), verificando em cada etapa a sua resistência, peso e densidade. Como os ensaios dos pilares começaram logo após os 28 dias de cura, não foram necessários testes para o período de início dos ensaios dos pilares. A tabela A.4 apresenta os resultados das resistências à compressão dos concretos em temperatura ambiente.

Tabela A.4 – Resistência à compressão do concreto em temperatura ambiente

Dias		PC		LWC		HSC	
		f_{cubo} (MPa)	Peso especifico (Kg/m ³)	f_{cubo} (MPa)	Peso especifico (Kg/m ³)	f_{cubo} (MPa)	Peso especifico (Kg/m ³)
7	P1	14,17	2340,7	41,16	1985	68,85	2488,9
	P2	13,81	2281,5	38,15	2014	63,31	2488,9
	P3	13,92	2251,9	40,68	2000	67,5	2429,6
28	P4	26,38	2251,8	45,32	2020	79,0	2459,2
	P5	30,05	2266,7	44,63	2012	62,83	2518,5
	P6	29,00	2281,5	45,64	1980	75,79	2488,8
100	P7	27,6	2260,0	54,7	1850	85,6	2480,0
	P8	29,0	2270,0	61,8	1890	94,9	2490,0
	P9	-	-	57,8	1960	91,3	2450,0
$f_{cm,28}$		28,5	2267	45,2	1950	72,5	2470

A.2.1 - Ensaio à compressão do concreto em altas temperaturas

O procedimento adotado para a realização dos ensaios experimentais, seguiu, com as devidas adaptações, as recomendações do RILEM (RILEM TC 200-HTC, 2007). Nos ensaios de compressão, o corpo de prova primeiro é carregado para um nível de carregamento que corresponde a uma percentagem do valor de cálculo da resistência à compressão do concreto à temperatura ambiente, tentando assim simular o estado do concreto quando no pilar. No presente caso, foi aplicado um carregamento inicial equivalente a 30% da capacidade resistente esperada do concreto, que é o nível de carregamento aplicado na maioria dos ensaios realizados com os pilares mistos de duplo-tubo apresentados. O corpo de prova é depois aquecido dentro de um forno tubular elétrico, sempre sob carregamento, até a um determinado nível de temperatura (300,500 e 700 °C) para o qual se pretende determinar a resistência à compressão. A taxa de aquecimento usada nos ensaios foi de 2 °C/min, que está abaixo da taxa máxima prevista no RILEM para o diâmetro do corpo de prova utilizado. Depois que o patamar de temperatura era atingido, a temperatura era mantida até a sua uniformização, os corpos de prova eram mantidos por no mínimo uma hora no patamar de temperatura (60 ± 5 min) e somente então o carregamento era aumentado gradualmente, até a ruptura.

O sistema de ensaios utilizado é praticamente o mesmo que o utilizado para os ensaios à tração no aço, porém as garras de fixação dos corpos de prova são substituídas por bases para o apoio e compressão dos corpos de prova de concreto (Figura A.16-1 e 2). Os corpos de prova eram em formato cilíndrico, com 73 mm de diâmetro e 219 mm de altura, e foram caroteados de lajetas fabricadas no laboratório, seguindo o mesmo traço dos concretos utilizados nos pilares e sob as mesmas condições de cura (Figura A.16-3). Para a medição das temperaturas foram seguidas as recomendações do RILEM, com três termopares do tipo k, localizados na superfície do corpo de prova, um no centro e os outros dois a 45 mm das extremidades, respeitando os limites dos comprimentos máximos permitidos.



1 - Sistema de ensaio de compressão a altas temperaturas



2 – Corpo de prova posicionado e pronto para o ensaio



3 – Caroteamento da laje para fabricação dos corpos de prova

Figura A.16 – Preparação para os ensaios à compressão a altas temperaturas em corpos de prova de concreto

A tabela A.5 traz os resultados dos valores da resistência à compressão média para os diferentes tipos de concreto, nas temperaturas 20, 300, 500 e 700°C. Em seguida a a tabela A.6 e figura A.17 traz a relação dos fatores de redução da resistência à compressão em temperaturas elevadas, que foram calculados através da relação entre a resistência à compressão em elevadas

temperaturas, $f_{cm,\theta}$, e a resistência à compressão em temperatura ambiente, f_{cm} . As figuras A.18 e A.19 apresentam alguns os corpos de prova após os ensaios.

Tabela A.5 – Resistência média à compressão do concreto em temperaturas elevadas

Concreto	$f_{cm,20}$ (MPa)	$f_{cm,300}$ (MPa)	$f_{cm,500}$ (MPa)	$f_{cm,700}$ (MPa)
PC	20,26	19,85	13,10	7,09
HSC	51,54	51,02	28,86	12,37
LWC	32,13	30,15	25,52	20,92

Tabela A.6 – Fatores de redução da resistência à compressão do concreto

TEMPERATURA	Fatores de Redução			EN1992-1.2:2004 $f_{c,\theta} / f_{ck}$
	PC $f_{cm,\theta} / f_{cm,20}$	HSC $f_{cm,\theta} / f_{cm,20}$	LWC $f_{cm,\theta} / f_{cm,20}$	
20	1,00	1,00	1,00	1,00
300	0,98	0,99	0,94	0,91
500	0,65	0,56	0,85	0,74
700	0,35	0,24	0,65	0,43

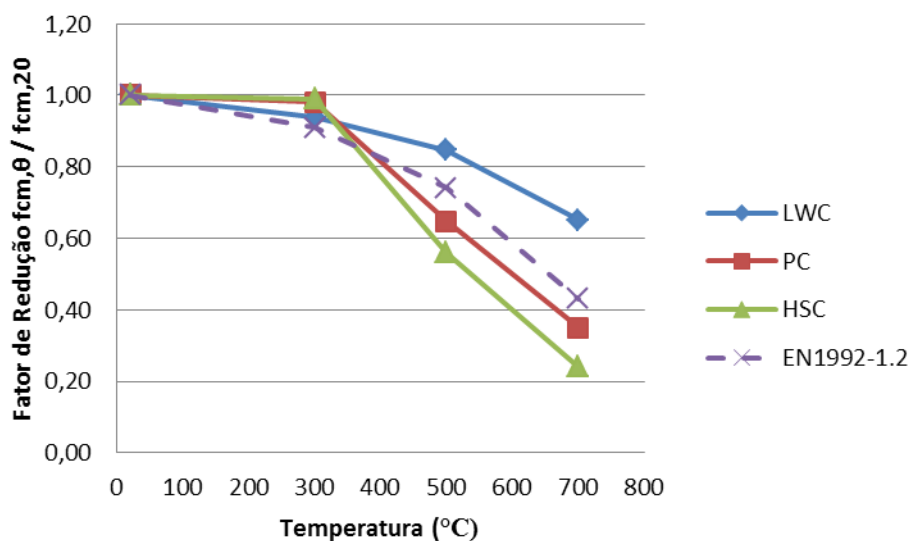


Figura A.17 – Fator de redução resistência à compressão do concreto m temperaturas elevadas



Corpos de prova em LWC fissurado após ensaios em temperatura ambiente

Corpos de prova com argila expandida após os ensaios em temperatura ambiente

Figura A.18 – Corpos de prova após os ensaios em temperatura ambiente



Corpo de prova preparado para o ensaios, com os termopares posicionados

Corpo de prova após ensaio em temperatura elevada

Corpo de prova em concreto com argila expandida após ensaio em temperatura elevada

Figura A.19 – Corpos de prova após os ensaios em temperaturas elevadas

ANEXO B

TEMPERATURAS

Temperaturas nas seções dos pilares

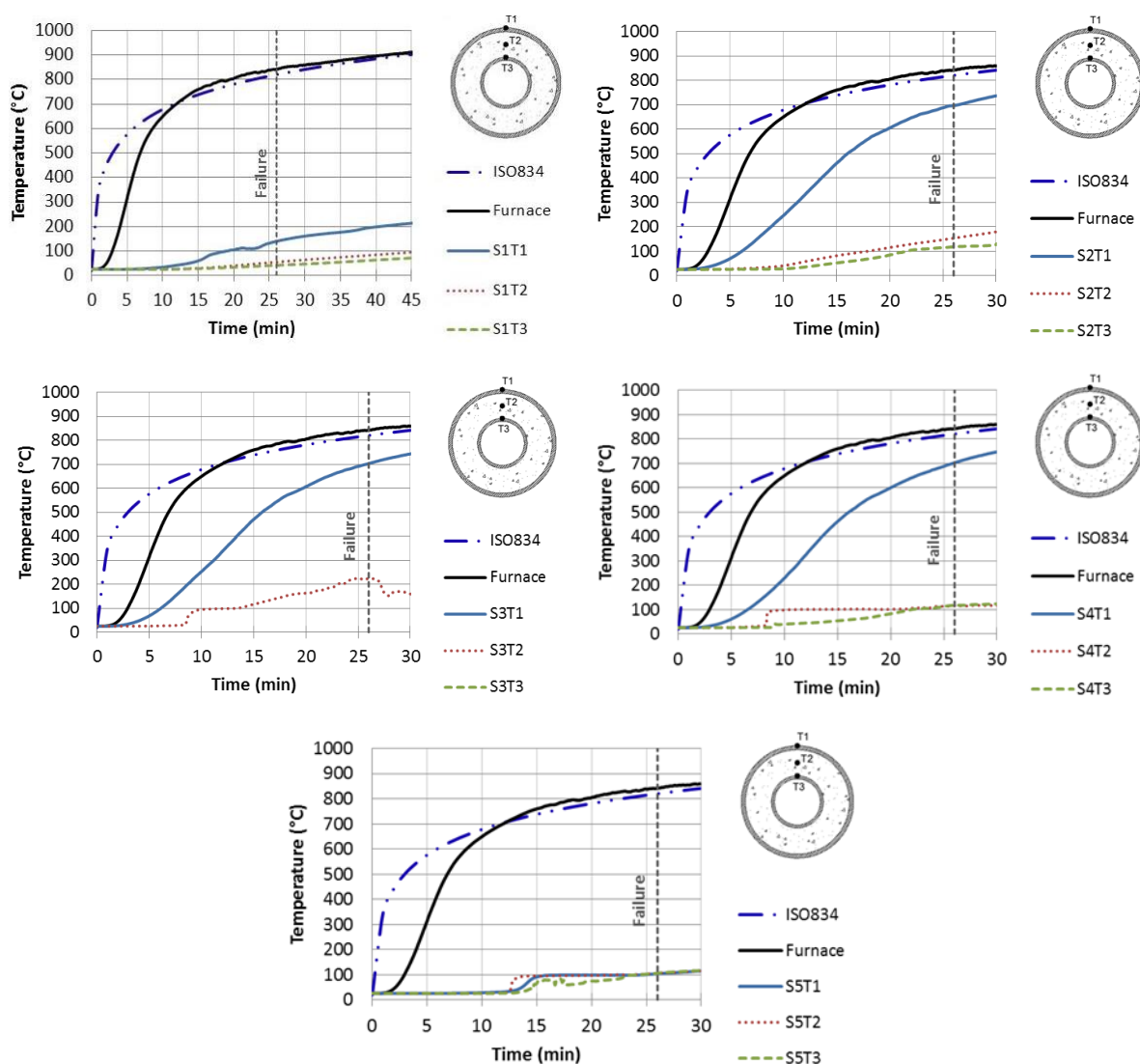


Figura B.1 – Temperaturas nas seções do pilar T1-DS-PC-K1-30

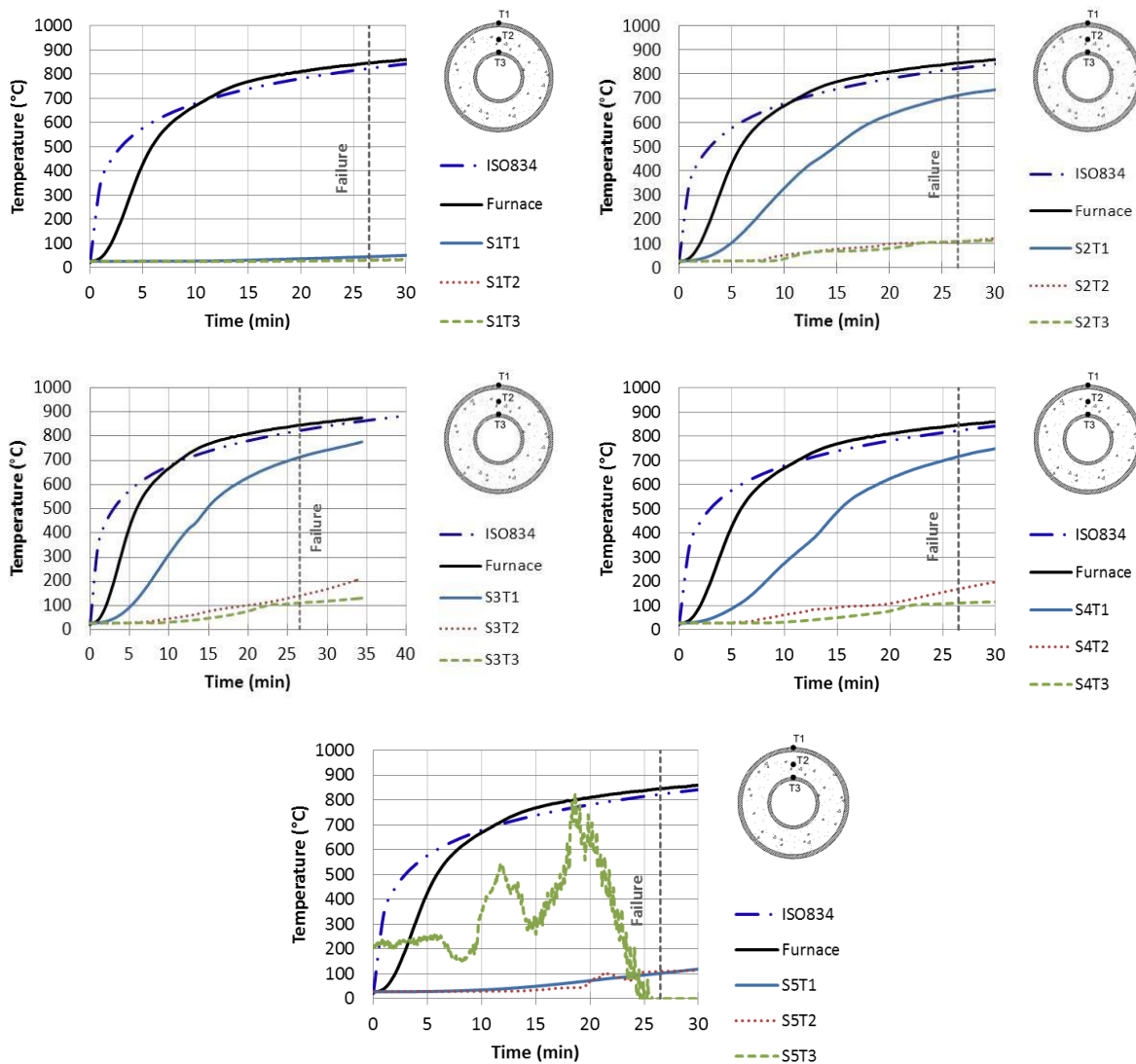


Figura B.2 – Temperaturas nas seções do pilar T2-DS-PC-K2-30

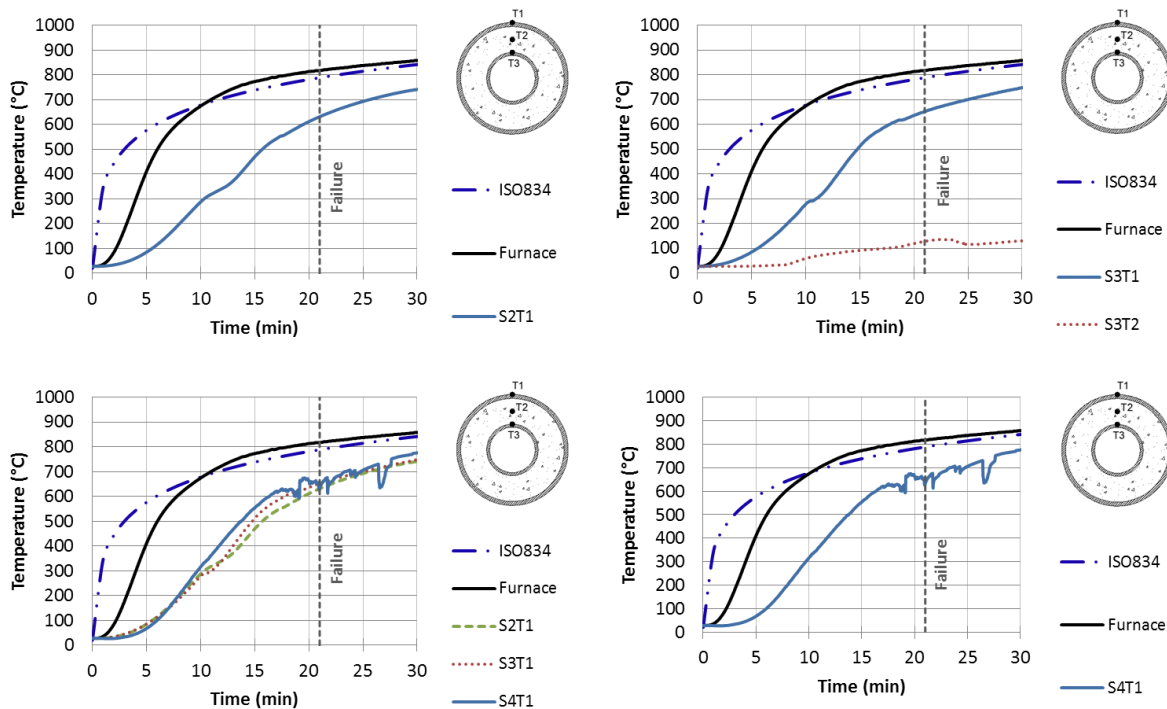


Figura B.3 – Temperaturas nas seções do pilar T3-DS-PC-K1-50

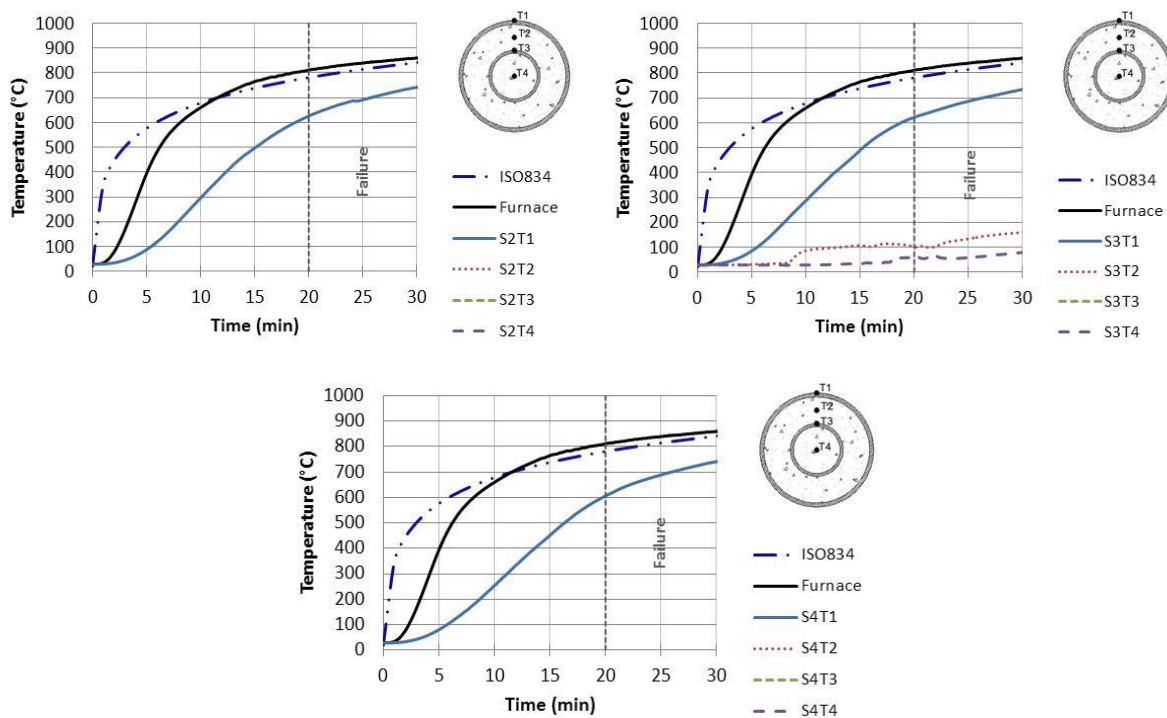


Figura B.4 – Temperaturas nas seções do pilar T6-DT-PC-K1-50

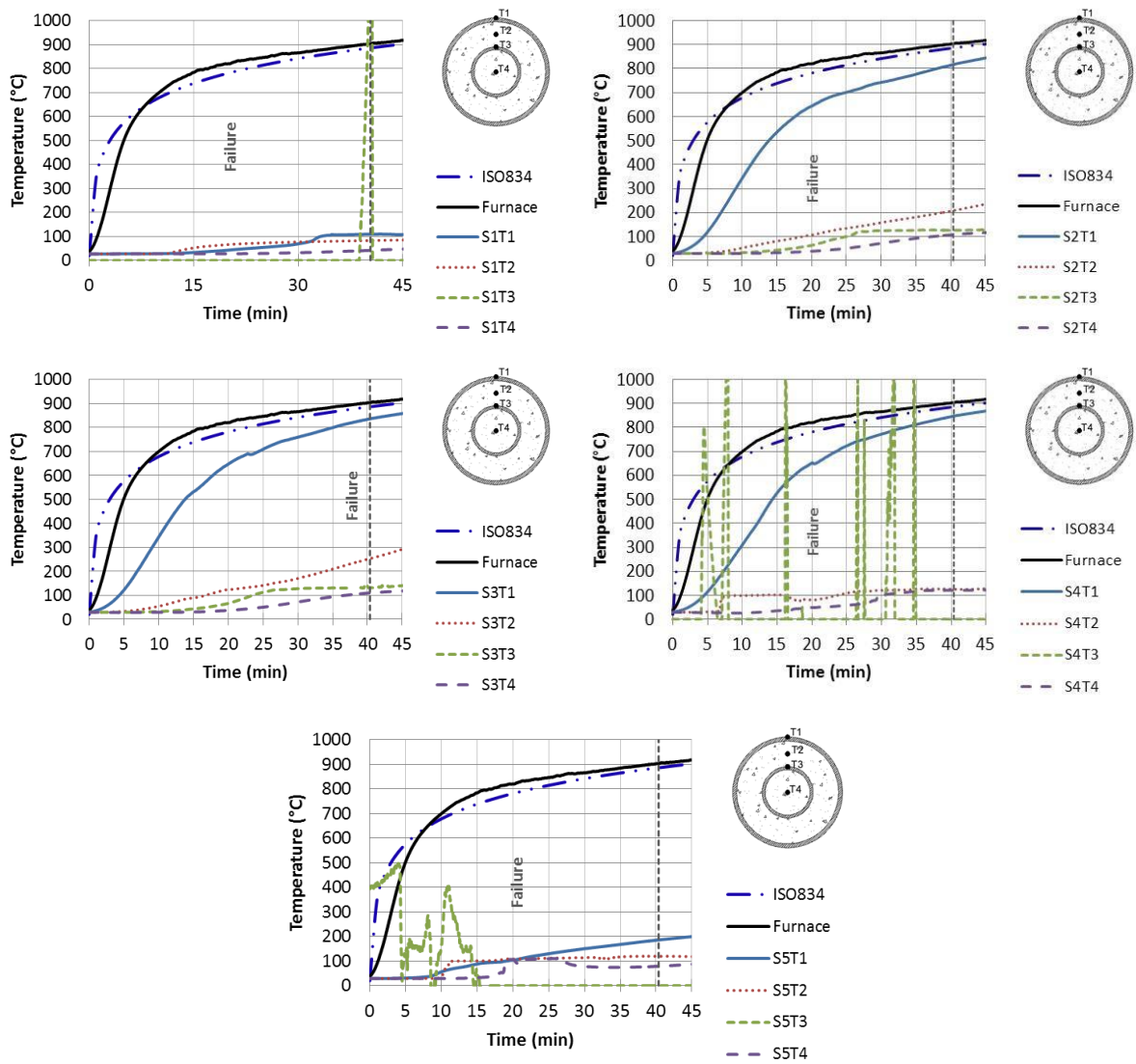


Figura B.5 – Temperaturas nas seções do pilar T4-DT-PC-K1-30

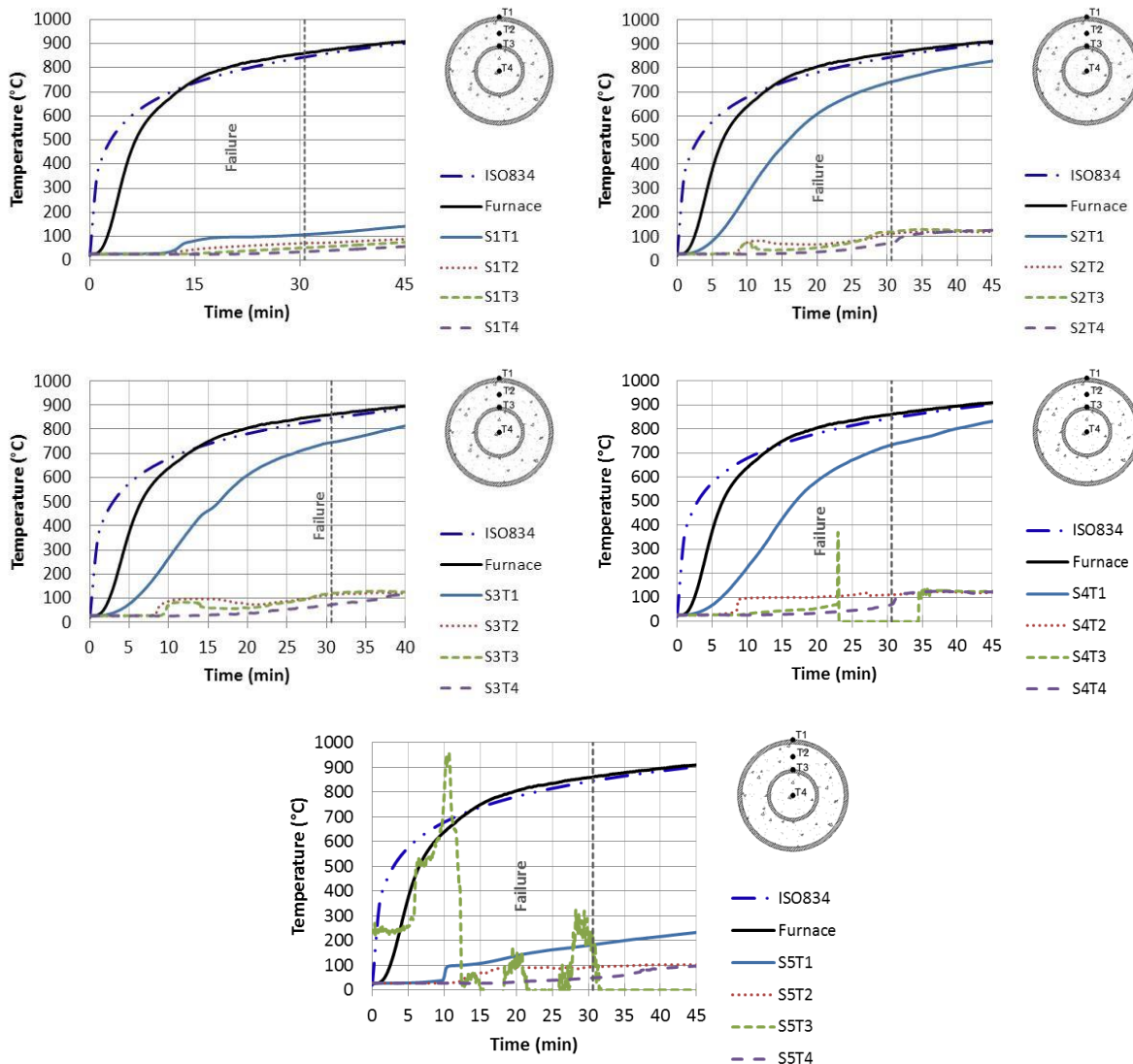


Figura B.6 – Temperaturas nas seções do pilar T5-DT-PC-K2-30

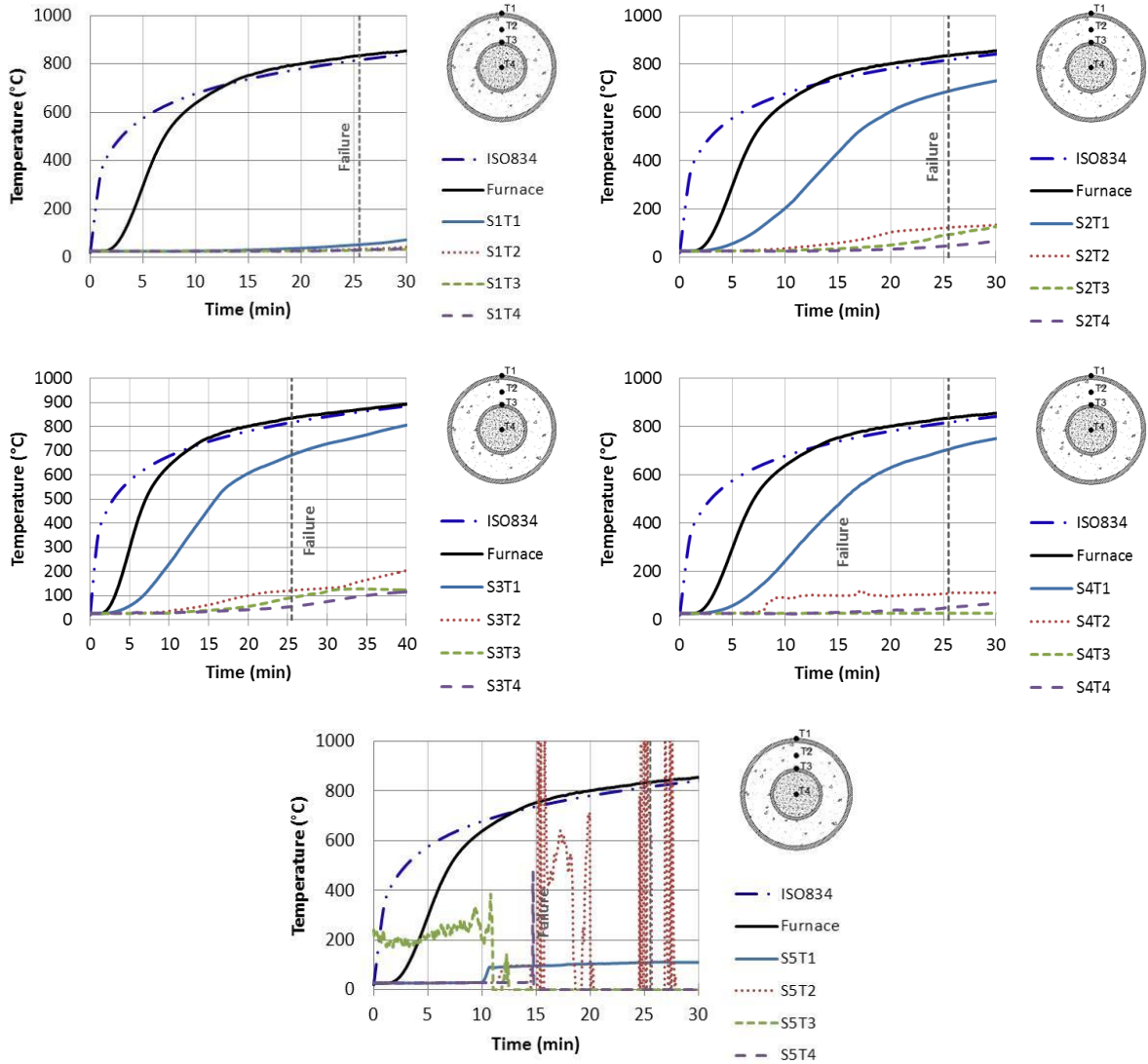


Figura B.7 – Temperaturas nas seções do pilar T7-DT-HSC-K1-30

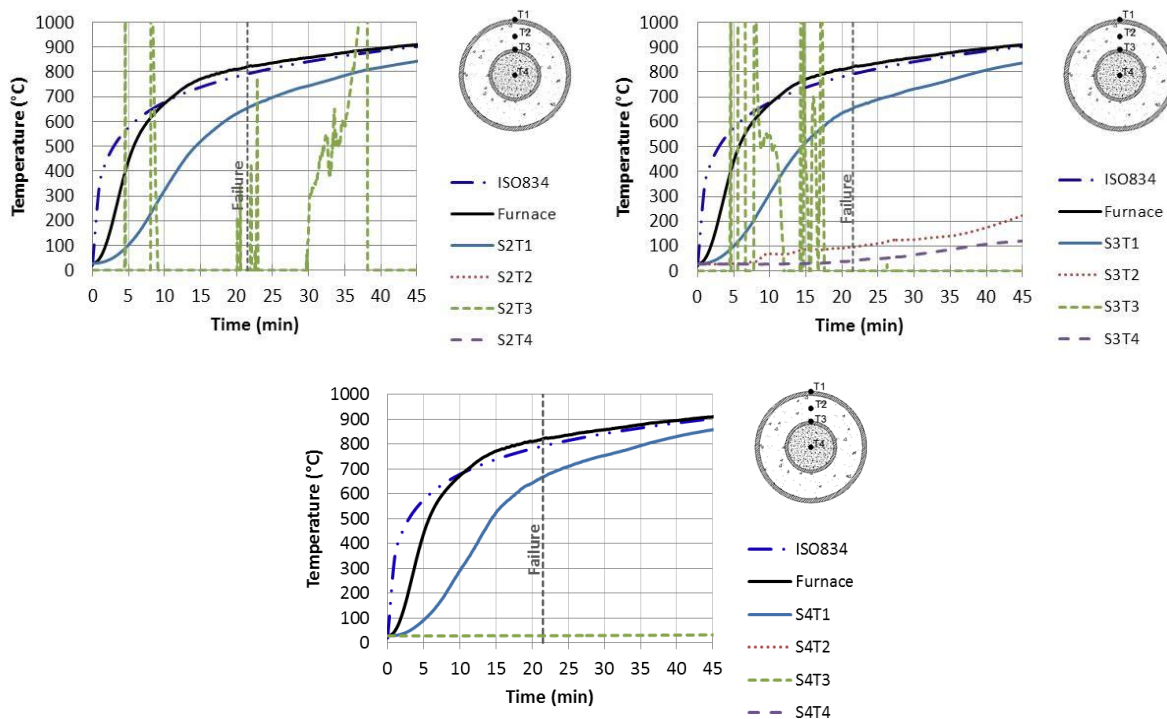


Figura B.8 – Temperaturas nas seções do pilar T8-DT-HSC-K2-30

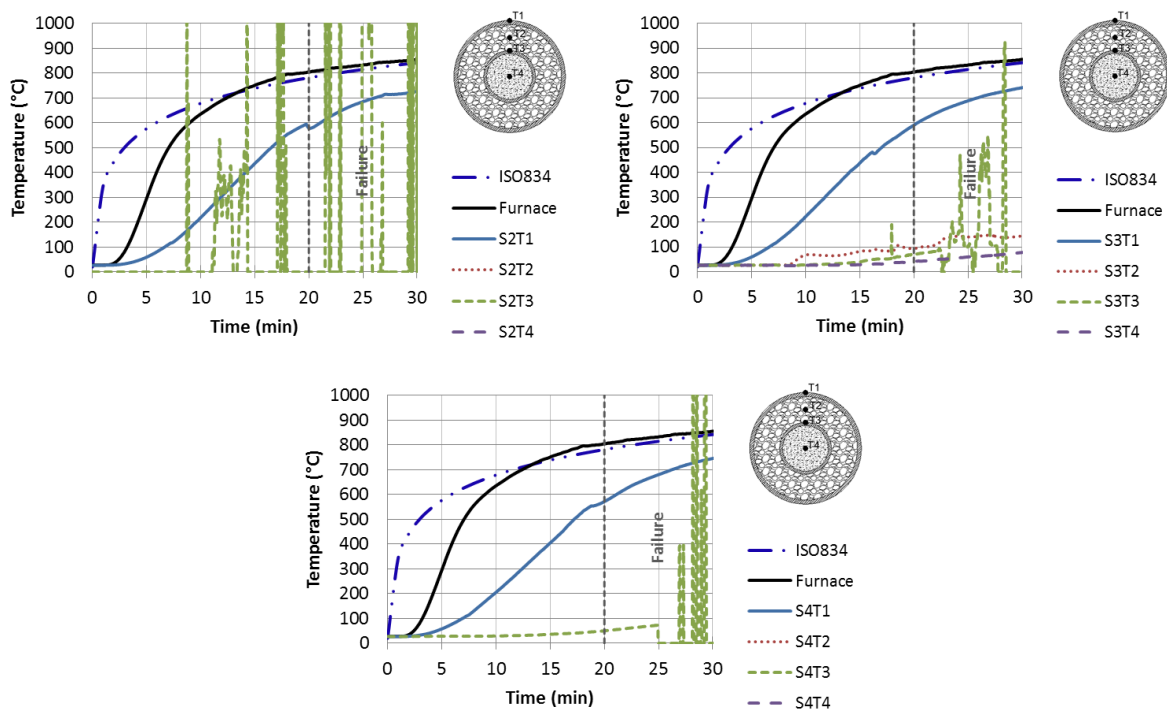


Figura B.9 – Temperaturas nas seções do pilar T10-DT-LWC-K2-30

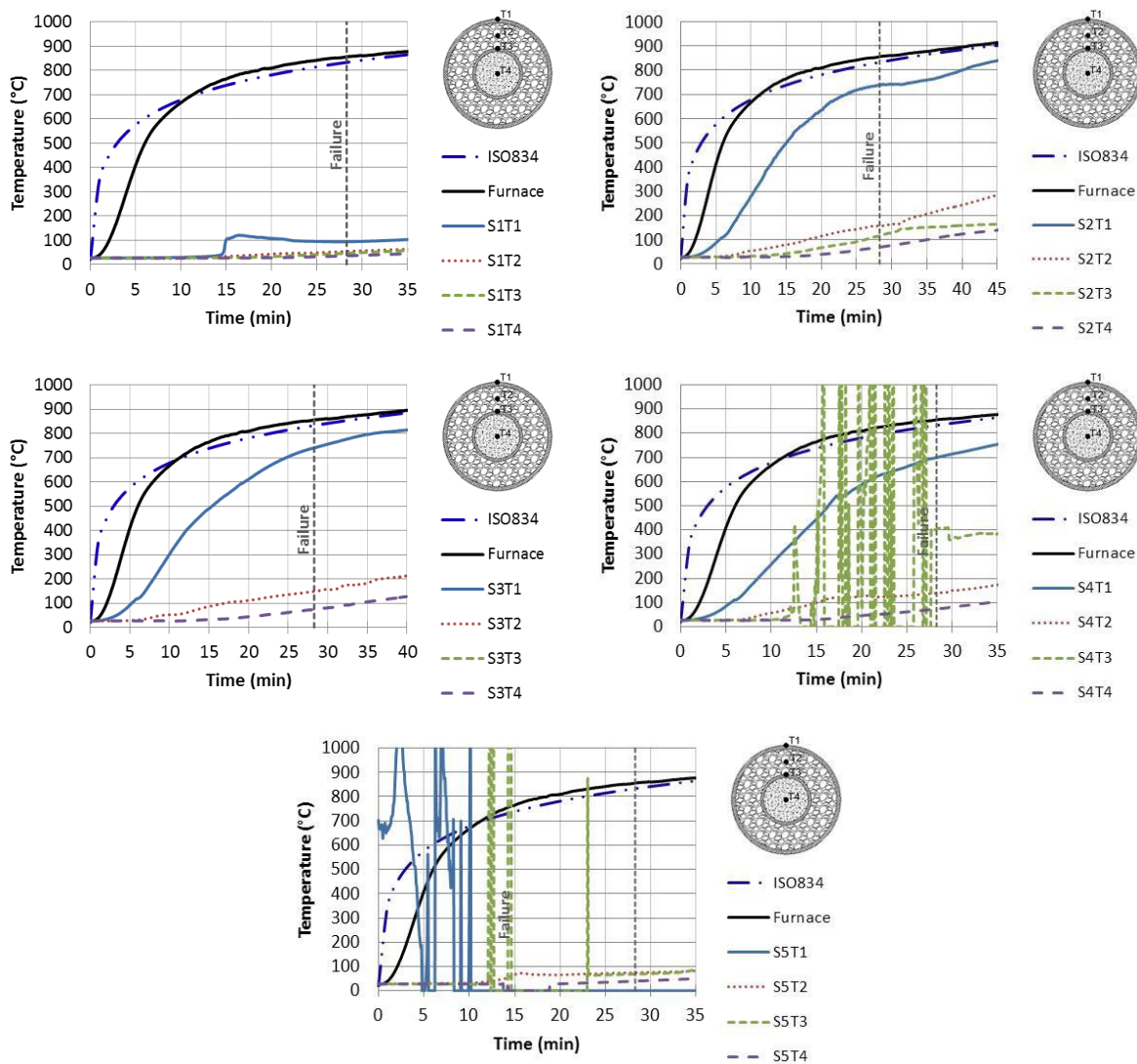


Figura B.10 – Temperaturas nas seções do pilar T9-DT-LWC-K1-30

ANEXO C

DESLOCAMENTOS

C.1 – DESLOCAMENTOS LATERAIS

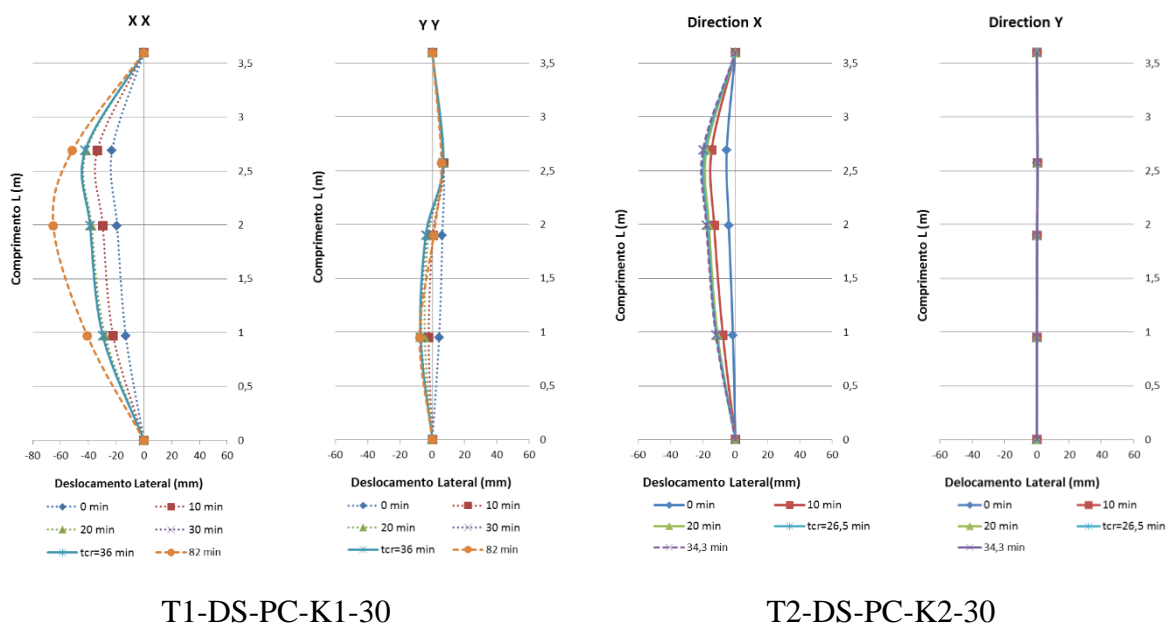
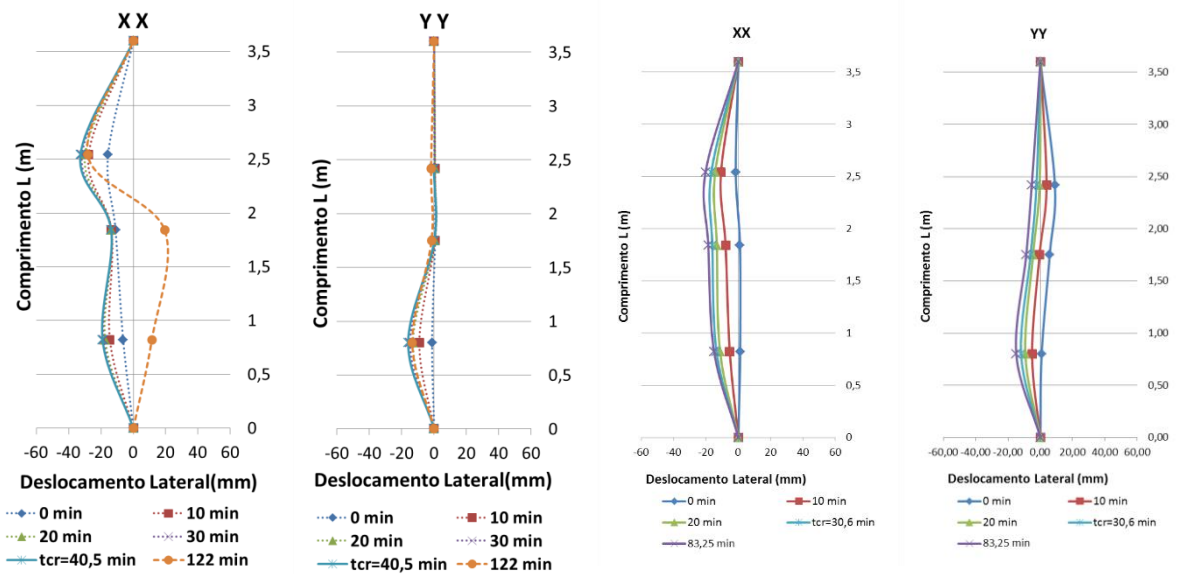


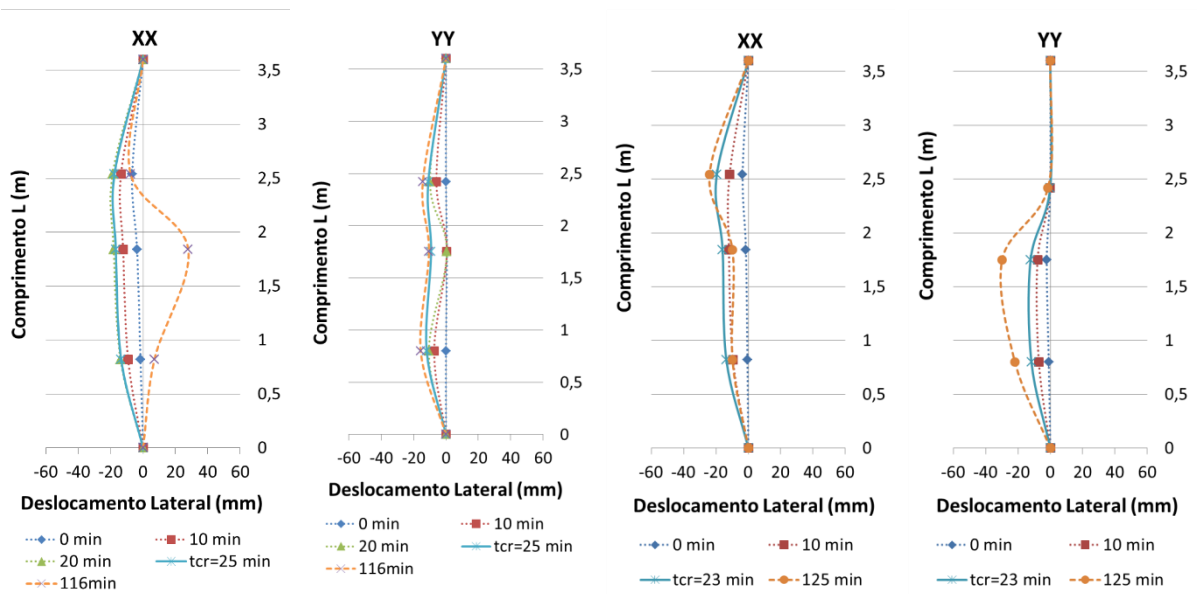
Figura C.1 – Deslocamentos laterais nos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial



T4-DT-PC-K1-30

T5-DT-PC-K2-30

Figura C.2 – Deslocamentos laterais nos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total



T7-DT-HSC-K1-30

T8-DT-HSC-K1-30

Figura C.3 – Deslocamentos laterais nos pilares mistos de duplo tubo com concreto de alta resistência

C.1 - ROTAÇÕES

Como apresentado no item 3.1, durante os ensaios foram usados transdutores de deslocamentos (LVDT) para medir os deslocamentos axiais e laterais dos pilares. Foram posicionados 4 transdutores de deslocamento (TD) no topo e mais 4 na base do pilar (Figs. 3.4). Com os transdutores de deslocamento da base e do topo foi possível calcular a rotação das chapas de base e topo dos pilares. A definição da posição do plano e o ângulo de rotação foram definidos geometricamente em cada um dos instantes analisados (pilar carregado, tempo crítico e fim do ensaio) como pode ser visto na figura C.4. Através dos valores dos deslocamentos nos pontos (1 a 4 para a base e 5 a 8 para o topo) em cada instante, um novo plano era traçado e a rotação relativa dos eixos definida.

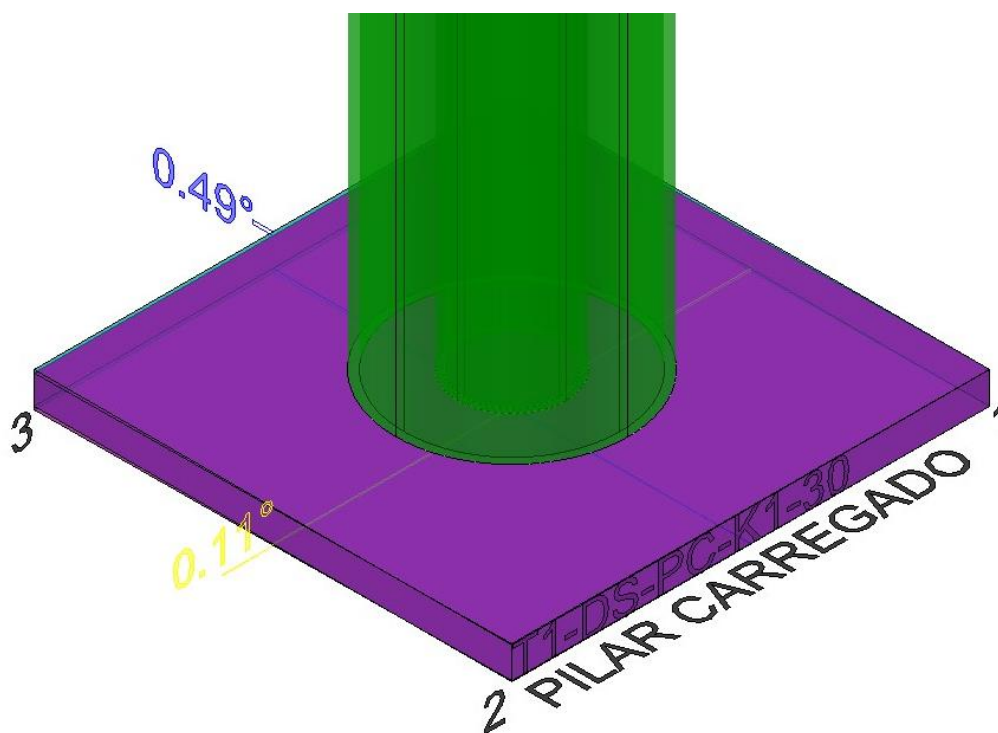


Figura C.4 – Cálculo das rotações

Tabela C.1 – Rotações nos apoios

	Condição	Tempo (min)	Rotação - X		Rotação - Y	
			Topo	Base	Topo	Base
T1-DS-PC-K1-30	Carregado	0	0,15	0,11	0,02	-0,49
	Tempo Crítico	36	0,51	0,15	0,00	-0,23
	Fim do teste	82	0,31	0,15	-0,34	-0,18
T2-DS-PC-K2-30	Carregado	0	0,03	0,02	-0,07	-0,14
	Tempo Crítico	26	0,18	0,02	-0,03	-0,14
	Fim do teste	34	0,19	0,04	-0,03	-0,14
T3-DS-PC-K1-50	Carregado	0	0,01	0,01	-0,13	-0,30
	Tempo Crítico	21	0,02	0,02	0,10	-0,29
	Fim do teste	48	0,22	0,03	0,09	-0,14
T4-DT-PC-K1-30	Carregado	0	-0,16	0,01	-0,31	-0,24
	Tempo Crítico	41	-0,02	0,01	-0,34	-0,23
	Fim do teste	120	-0,30	0,03	-0,19	-0,09
T5-DT-PC-K2-30	Carregado	0	-0,37	-0,04	-0,22	-0,14
	Tempo Crítico	31	-0,31	-0,05	-0,25	-0,13
	Fim do teste	83	-0,08	-0,03	-0,51	-0,15
T6-DT-PC-K1-50	Carregado	0	0,20	-0,04	0,09	-0,31
	Tempo Crítico	20	0,41	-0,05	0,18	-0,31
	Fim do teste	49	0,63	-0,02	0,46	-0,14
T7-DT-HSC-K1-30	Carregado	0	0,06	0,01	-0,37	-0,22
	Tempo Crítico	25	-0,03	0,01	-0,44	-0,23
	Fim do teste	117	-0,11	0,06	-0,62	-0,13
T8-DT-HSC-K2-30	Carregado	0	-0,10	-0,01	0,21	-0,14
	Tempo Crítico	23	-0,04	-0,01	0,17	-0,16
	Fim do teste	125	-0,24	0,00	0,19	-0,13
T9-DT-LWC-K1-30	Carregado	0	-0,27	0,04	-0,36	-0,21
	Tempo Crítico	28	-0,43	0,09	-0,36	-0,20
	Fim do teste	95	-0,85	0,09	-0,30	-0,17
T10-DT-LWC-K2-30	Carregado	0	-0,23	-0,03	-0,50	-0,11
	Tempo Crítico	26	-0,27	-0,03	-0,52	-0,11
	Fim do teste	112	-0,35	-0,02	-0,39	-0,07

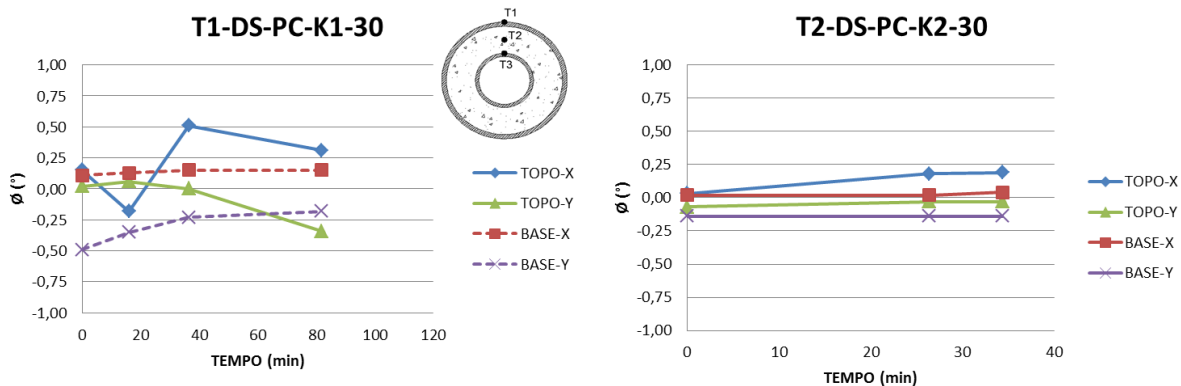


Figura C.5 – Rotações nos apoios dos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento parcial

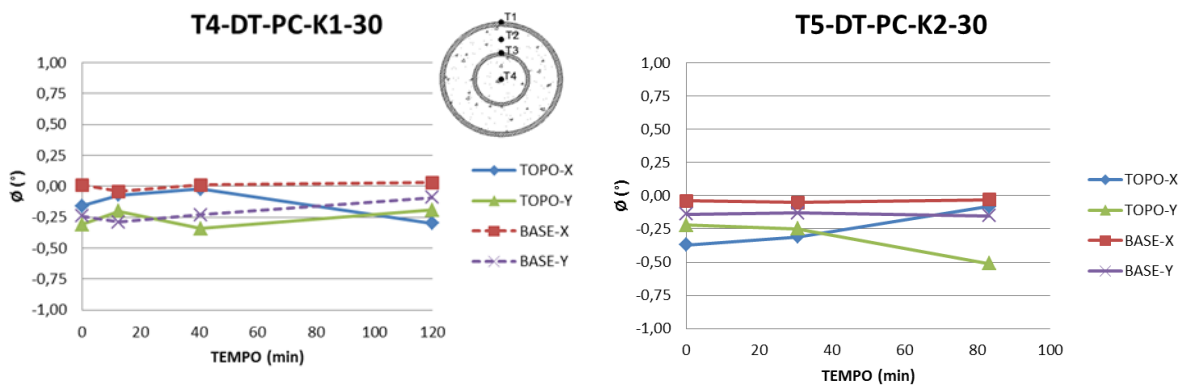


Figura C.6 – Rotações nos apoios dos pilares mistos de duplo-tubo com preenchimento total

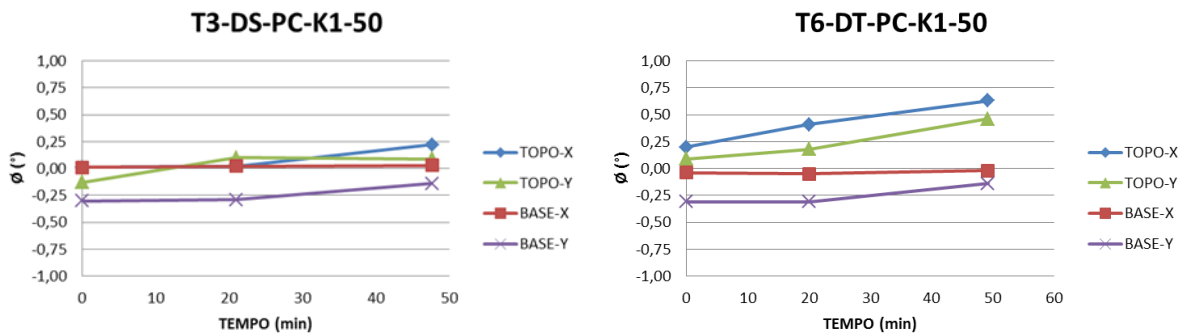


Figura C.7 – Rotação nos apoios dos pilares mistos de duplo-tubo com nível de carregamento de 50%

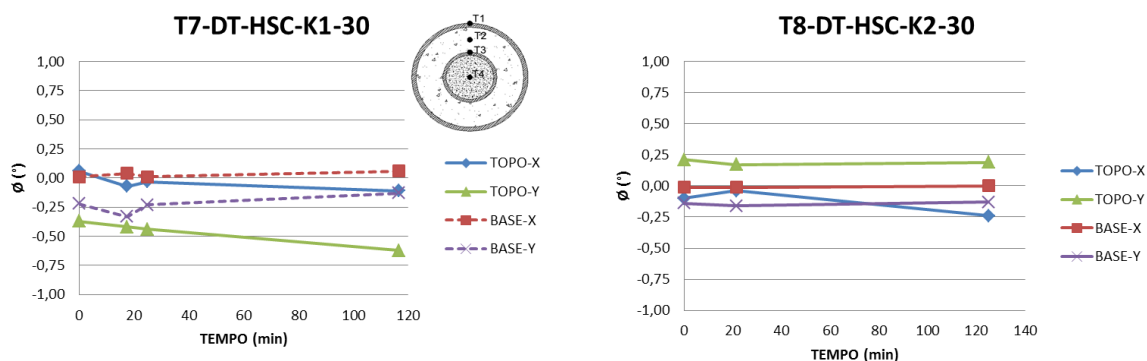


Figura C.8 – Rotação nos apoios dos pilares mistos de duplo-tubo com concreto de alta resistência

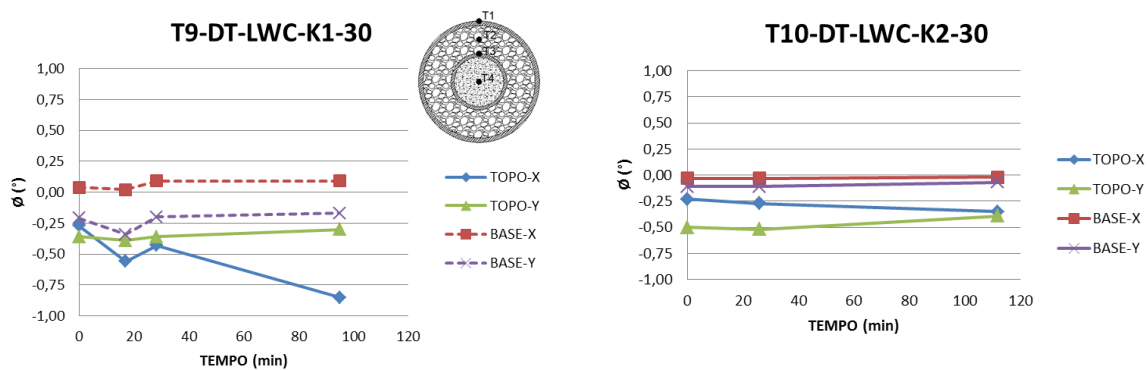


Figura C.9 – Rotação nos apoios dos pilares mistos de duplo-tubo com concreto com argila expandida