FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Resistência ao Fogo de Colunas Tubulares de Secção Circular e Elíptica com Restrição à Dilatação Térmica

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas

Autor

Mauro João Garcia Ramos

Orientador

João Paulo Correia Rodrigues (UC)
Hélder David da Silva Craveiro (UC)

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Fevereiro, 2016

AGRADECIMENTOS

Ao longo deste período, tive que enfrentar muitas adversidades, mas contei sempre com a ajuda de várias pessoas importantes, por isso, esta parte da minha dissertação dirige-se a elas.

Ao meu orientador João Paulo Rodrigues, por ter dado o seu contributo para a realização do meu sonho, sem a sua compreensão e apoio, isto não seria possível. Obrigado também pela sua ajuda, na orientação e conhecimentos transmitidos que me permitiram ultrapassar muitas das dificuldades que tive no desenvolvimento desta dissertação.

Ao Hélder Craveiro pela sabedoria aplicada nas correções feitas, durante este último período.

Ao Ângelo Branco, meu amigo de laboratório, que durante estes meses complicados e de grande trabalho, esteve sempre do meu lado, com uma palavra de esperança, amizade e compreensão.

Ao pessoal do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, ao Luís Laím, ao Ilídio Santos, ao Rafael Santos e ao Luís Gaspar, por estarem presentes e dispostos ajudar e a esclarecer as minhas dúvidas, quando necessitei.

Às pessoas que me apoiaram no Brasil, à Izabella Maia e ao meu grande e fiel amigo Felipe Costa, aos quais agradeço a amizade, amabilidade e a força que me deram, numa fase muito importante da minha vida.

Por fim e não menos importante, agradecer a todos os meus amigos, à minha família, aos meus pais, irmão e avôs por sempre estarem do meu lado e acreditarem em mim e na realização deste meu grande sonho.

Um sincero obrigado a todos!

RESUMO

Nos últimos anos, os elementos estruturais de aço e mistos, aço - betão, têm sido cada vez mais utilizados e com maior destaque no mercado mundial da construção. A preferência por estes elementos estruturais deve-se à sua graciosidade, elevada capacidade de carga e comportamento melhorado em termos sísmicos e de incêndio. Todavia, devido aos inúmeros casos de estruturas ameaçadas e destruídas por incêndios, os elementos estruturais quando expostos a elevadas temperaturas e a restrições axiais e rotacionais à dilatação térmica, apresentam comportamentos e aspetos que ainda se encontram por conhecer e que, por isso, devem ser objeto de estudo e investigação.

Nesta dissertação, o assunto tratado foi o estudo experimental de colunas tubulares em aço e mistas, de secções circulares e elípticas, uma vez que, ainda há poucas investigações sobre este tipo de colunas aplicadas a situações reais de incêndio, ou seja restringidas à dilatação térmica. Assim foram realizados uma série de ensaios experimentais, com restrição à dilatação axial e rotacional térmica, de colunas tubulares circulares e elípticas, em aço carbono, mistas de aço e betão armado, e em aço inoxidável austenítico com condições de apoio semi-rígidas e rotuladas. Nestes ensaios, variaram-se alguns parâmetros como a esbelteza e o nível de carregamento. Os perfis circulares apresentaram diâmetros de 193,7 mm e 273 mm e os perfis elípticos 320 mm x 160 mm, com uma espessura de parede de 8 mm e 10 mm para as secções circulares e 12,5 mm para as secções elípticas. Relativamente ao nível de carregamento, foram ensaiadas colunas com 30% e 50% do valor de cálculo da carga de encurvadura à temperatura ambiente.

Da pesquisa efetuada, concluiu-se que para os 3 elementos estudados, o aço inoxidável foi aquele que apresentou maiores forças de restrição devido à menor rigidez da coluna e os mistos de aço e betão armado foram os que tiverem maior resistência ao fogo, com a interação entre o aço e o betão, a condutibilidade dos materiais e a maior rigidez destas colunas a terem um papel importante neste desempenho. Comparando os ensaios realizados com a restrição à dilatação térmica e o obtido, por outros autores, sem restrição à dilatação térmica, verificou-se que para o caso em estudo os valores de deslocamento axial são menores. Os resultados obtidos poderão ser usados na calibração e validação de um modelo numérico com o objetivo de futuramente se estabelecerem novos métodos de cálculo simplificados.

Palavras-chave: incêndio, coluna, tubular, circular, elíptico, aço, betão, restrição térmica, análise experimental

ABSTRACT

In the last years, the structural elements of steel and composite (steel – concrete), have been increased and more used in the global construction market. The preference for these structural elements are due to their characteristics such as attractive appearance, high loading capacity and the improved behavior in terms of seismic and fire. However, with the numerous accidents by fire, these structural elements when exposed to high temperatures and with restrained thermal elongation, have limitations and different behaviors that are not known yet and for that reason should be studied.

Since there are few studies in real fire conditions, which means restrained to thermal elongation, during this thesis, an experimental study of tubular columns with circular sections and elliptical sections was made to understand their behavior when exposed to that situations. Therefore, various tests were done to see the fire resistance of each material. For the tests were used three different tubular elements, carbon steel, composite steel and reinforced concrete, and austenitic stainless steel, with circular and elliptical sections. All of these tubular elements with axial and rotational restraining to thermal elongation. The support conditions of these elements will be semi-rigid and pinned end. In these tests, the variations in some parameters such as the slenderness and the load level of the column were studied. The circular specimens have a diameter of 193.7 mm and 273 mm and the elliptical specimens 320 mm x 160 mm, with a wall thickness of 8 mm and 10 mm to the circular sections and 12.5 mm to the elliptical sections. With regard to the load level the columns will be tested with 30% and 50% of the design value of the buckling load at room temperature.

In this research, it was concluded for the 3 elements studied, the stainless steel had the greater value of relative restraint axial force because of his low stiffness and the best fire resistance was noticed in composite steel and reinforced concrete. For this performance the interaction between steel and concrete, the materials conductivity and the greater stiffness had an important role. Comparing this experimental study with obtained by other authors, the restraint to thermal elongation lead to a reduction in the axial displacement of the tested columns. The results of this research allows the development of a numerical model at a later stage to establish a new simple calculation model.

Keywords: fire, column, tubular, circular, elliptical, steel, concrete, thermal restraining, experimental analysis.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS i
RESUMO ii
ABSTRACT iii
ÍNDICE iv
ÍNDICE DE FIGURAS vi
ÍNDICE DE QUADROS ix
SIMBOLOGIA x
ABREVIATURAS xiii
1 INTRODUÇÃO 1
1.1 Enquadramento Geral 1
1.2 Motivações 3
1.3 Objetivos 3
1.4 Estrutura da Dissertação 5
2 ESTADO DA ARTE 6
2.1 Introdução 6
2.2 Comportamento de colunas tubulares de aço inoxidável em situação de incêndio 7
2.2.1 Estudos experimentais 9
2.3 Comportamento de colunas tubulares mistas em situação de incêndio 16
2.3.1 Estudos experimentais 18
2.3.1.1 Colunas de secção circular 18
2.3.1.2 Colunas de secção elíptica 26
2.4 Avaliação da resistência ao fogo segundo os Eurocódigos 34
2.4.1 Aço Inoxidável – EN 1993-1-1 (2010) / EN 1993-1-4 (2004) 34
2.4.2 Colunas Tubulares Mistas – EN 1994-1-2 e anexo H 37

2.4.2.1 Método geral para colunas mistas proposto na cláusula 4.3.5.1 da EN 1994-1-2 37
2.4.2.2 Método simplificado proposto no Anexo H da EN 1994-1-2 (2011) 38
2.5 Considerações Finais 39
3 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE COLUNAS TUBULARES DE SECÇÃO CIRCULAR E ELÍPTICA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO 41
3.1 Introdução 41
3.2 Sistema experimental 42
3.3 Descrição dos modelos experimentais e caracterização dos materiais. 47
3.4 Instrumentação 50
3.4.1 Temperatura 50
3.4.2 Deslocamentos 53
3.5 Programa experimental 55
3.6 Procedimento de ensaio 56
4 ANÁLISE DE RESULTADOS 59
4.1 Evolução de Temperaturas 60
4.2 Forças de Restrição 66
4.3 Deslocamentos, deflexões e rotações 70
4.4 Resistência ao fogo, tempos e temperaturas críticas. 74
4.5 Modos de instabilidade 75
4.6 Outras observações importantes nos ensaios 77
4.7 Considerações finais 78
5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 79
5.1 Conclusões 79
5.2 Recomendações para estudos futuros 83
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGÁFICAS 84

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – *The Gateway Arch* em *St Louis, Missouri*.....7
Figura 2.2 – *The progreso pier in Mexico.* 8
Figura 2.3 – *The millennium bridge (York, UK).* 8
Figura 2.4 – *The celtic gateway*.....8
Figura 2.5 – *The Tsing Ma Bridge* em Hong Kong. 9
Figura 2.6 – Curvas de tensão-deformação para o aço inoxidável e aço carbono (obtida por Gardner et al, 2009). 11
Figura 2.7 – Representação da deformação final das colunas ensaiadas por Gardner et al (2009). 12
Figura 2.8 – Curvas obtidas por Gardner et al (2009): a) Curva de encurvadura das colunas ensaiadas e comparação com o Eurocódigo 3; b) Curva de carga aplicada e encurtamento final das colunas ensaiadas. 12
Figura 2.9 – Relação tensão-deformação do aço inoxidável a altas temperaturas (Shenggang Fan et al, 2015). 13
Figura 2.10 – Modos de instabilidade dos provetes: (a) Z1, (b) Z2, (c) Z3, (d) Z4, (e) Z5, (f) Z6, (g) Z7, (h) Z8 (Shenggang Fan et al, 2015). 15
Figura 2.11 – Curvas de deslocamento axial - tempo dos provetes, obtidas por Shenggang Fan et al. (2015).....15
Figura 2.12 – Aplicações de elementos tubulares a estruturas: a) arco circular de CFST, Zhijing River Bridge (Hubai, China); Colunas tubulares de aço secção elitica: b) Coluna em dupla secção elíptica e pormenor da ligação de base, Aeroporto de Barajas, Madrid; c) Aeroporto de Dublin, Irlanda (foto retirada de Corus Tubes, U.K.). 17
Figura 2.13 – Curva de deslocamentos axiais em função do tempo para colunas de CFST (Kodur, 1999). 20
Figura 2.14 – Modos típicos de instabilidade de colunas CFST preenchidas com PC (Han et al., 2003b).....21
Figura 2.15 – Curva de deslocamento axial em função do tempo para colunas CCHS obtida por Espinos et al. (2010).....22
Figura 2.16 – Exemplo de um ensaio realizado por estes autores sobre uma coluna quadrada em ensaio ao fogo: a) Preparação da coluna para ensaio; b) Coluna depois do ensaio; c) Vista esquemática do apoio rotulado; d) Detalhe da excentricidade da base da coluna (Espinos et al., 2015).....23

Figura 2.17 – Comparação entre o ensaio de colunas circulares e colunas quadradas (Espinos et al. 2015). 24
Figura 2.18 – Resultados dos ensaios ao fogo para colunas: a) CHS 193,7 x 8 mm; b) SHS 150 x 8 mm ; c) CHS 273 x 10 mm; d) SHS 220 x 10 mm (Espinos et al, 2015). 25
Figura 2.19 – Comparação entre a carga de encurvadura calculada e a carga de ensaio: a) secções circulares; b) secções quadradas (Espinos et al, 2015). 26
Figura 2.20 – Curvas de incêndio e temperaturas médias do forno obtidas pelos ensaios de Tom Scullion et al (2011). 28
Figura 2.21 – O efeito do nível de carregamento para a instabilidade de colunas EHS segundo: a) A temperatura crítica; b) O deslocamento axial máximo; c) O tempo crítico (Tom Scullion et al, 2011). 30
Figura 2.22 – Provetes no fim do ensaio: a) EHS-A1-R; b) EHS-A2-R; c) EHS-A3-R; d) EHS-B1-R; e) EHS-B2-R; f) EHS-B3-R (Tom Scullion et al, 2011). 31
Figura 2.23 – Deformada final da coluna tubular mista de secção elíptica ensaiada por Espinos et al. (2014). 32
Figura 2.24 – Efeito do carregamento excêntrico nos ensaios ao fogo: a) Colunas sem betão reforçado b) Colunas com betão reforçado (Espinos et al., 2014). 33
Figura 3.1 – Representação geral e esquemática do sistema de ensaio (adaptado de Pires et al.,2012). 42
Figura 3.2 – Elementos auxiliares ao sistema de ensaio. 44
Figura 3.3 – Esquema do dispositivo de medição de esforços axiais. 44
Figura 3.4 – Condição de apoio: a) Semi-rígida; b) Rotulada. 45
Figura 3.5 – Representação, da chapa de ligação do sistema de restrição ao pilar (a), da chapa fixa ao pilar (b), e dos apoios rotulados “rótulas” (c) (dimensões em mm). 46
Figura 3.6 – Soldagem no pilar eliptico das chapas de ligação ao sistema de restrição (a) e furação do pilar circular de aço inoxidável (b). 48
Figura 3.7 – Representação da armadura dos pilares e da ligação do provete à chapa de topo: a) Pilar circular; b) Pilar elítico. 49
Figura 3.8 – Vista geral das armaduras dos pilares circulares (a) e pilares elípticos (b) e provetes depois da betonagem e colocação de tubos de aço (c). 49
Figura 3.9 – Soldadora de termopares por indução (a) e pormenor dos termopares soldados (b). 50
Figura 3.10 – Posição dos termopares nas colunas por altura e secção transversal. 51
Figura 3.11 – Localização e representação dos termopares mistos nas secções transversais. . 52
Figura 3.12 – Provetes e respetiva colocação de termopares: a) CHS-SS-SR; b) EHS2-SR; c) CEHS-PP. 52
Figura 3.13 – a) Transdutores de fio do tipo DP-1000D; b) Transdutor de varetas SDP 200 D; c) Transdutor de varetas CDP 100. 53
Figura 3.14 – LVDT’s e estrutura de suporte. 54

Figura 3.15 – Sistema de medição de deslocamentos para os pilares rotulados em ambas as extremidades. 54
Figura 3.16 – Representação do procedimento adotado durante o ensaio: a) Acção mecânica; b) Acção térmica (fase de ligação do forno e programação da curva de aquecimento); c) Acção térmica (aquecimento do forno e do pilar em análise); d) Monitorização das grandezas. 58
Figura 4.1 – Provetes prontos a ensaiar: a) CHS-SS-SR; b) EHS1-SR; c) EHS2-SR; d) CCHS273-PP; e) CCHS194-PP; f) CEHS-PP. 59
Figura 4.2 – Comparação entre as temperaturas do forno para elementos de aço inoxidável (CHS-SS-SR), aço carbono (EHS1-SR) e mistos (CCHS194-PP) e a curva ISO834 (1975). . 61
Figura 4.3 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para CHS-SS-SR. 61
Figura 4.4 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para CCHS273-PP. 62
Figura 4.5 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para CCHS194-PP. 62
Figura 4.6 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para EHS1-SR. 63
Figura 4.7 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para EHS2-SR. 63
Figura 4.8 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para CEHS-PP. 63
Figura 4.9 – Distribuição de temperaturas longitudinalmente para as colunas EHS2-SR e CEHS-PP em vários instantes: a) Instante de carga máxima aplicada nas colunas (18,13 min e 29 min, respetivamente); b) Instante em que ocorre a instabilidade (21,48 min e 33,37 min, respetivamente). 65
Figura 4.10 – Curva de forças de restrição relativas para as colunas CHS-SS-SR, EHS1-SR e EHS2-SR ensaiadas. 66
Figura 4.11 – Curvas de forças de restrição relativas para níveis de carregamento diferentes (EHS1 – 30% e EHS2 – 50%) e secções transversais diferentes (CCHS 273 e CCHS 194). . . 67
Figura 4.12 – Forças de restrição para todos os provetes ensaiados. 68
Figura 4.13 – Forças de restrição relativas para colunas CCHS273, CCHS194 e CEHS com ambas as extremidades SR ou PP, em função do: a) Tempo; b) Temperatura média (S3). 69
Figura 4.14 – Deslocamentos axiais obtidos para as colunas de secção circular. 70
Figura 4.15 – Deslocamentos axiais obtidos para as colunas de secção elíptica. 70
Figura 4.16 – Deslocamentos laterais das colunas em altura depois da instabilização: a) CCHS293-PP; b) CCHS194-PP. 72
Figura 4.17 – Deslocamentos laterais das colunas em altura depois da instabilização: a) CEHS-PP (elíptico - rotulado); b) CEHS-SR (elíptico - semi rígido). 73
Figura 4.18 – Rotações para o topo e base dos pilares: a) CEHS-PP direção x; b) CEHS-SR direção x; c) CEHS-PP direção y; d) CEHS-SR direção y. 74
Figura 4.19 – Deformadas máximas após ensaio para as colunas: a) CHS-SS-SR; b) EHS1-SR; c) EHS2-SR encurvadura maior eixo; d) EHS2-SR encurvadura menor eixo; e) CCHS194-PP (esquerda) e CCHS273-PP (direita); f) CCHS194-PP; g) CEHS-PP. 76
Figura 4.20 – Pormenorização da encurvadura local obtida para EHS2-SR. 77
Figura 4.21 – Perda das qualidades resistentes de oxidação do aço inoxidável. 77

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Estudos desenvolvidos para o aço inoxidável em situação de incêndio (Shenggang Fan X. D., 2016). 9
Quadro 2.2 – Comprimentos e parâmetros de cada provete ensaiados por Shenggang Fan et al. (2015). 14
Quadro 2.3 – Estudos desenvolvidos sobre colunas tubulares de secção circular em situação de incêndio. 18
Quadro 2.4 – Características e propriedades mecânicas de colunas de CFST ensaiadas por Han et al (2003a e 2003b). 20
Quadro 2.5 – Resistência ao fogo e temperatura crítica do aço de colunas de CFST com PC ensaiadas por Han et al (2003a e 2003b). 21
Quadro 2.6 – Colunas circulares, resultados e propriedades dos ensaios (Espinos et al. 2015). 23
Quadro 2.7 – Colunas quadradas, resultados e propriedades dos ensaios (Espinos et al. 2015). 23
Quadro 2.8 – Estudos desenvolvidos sobre colunas tubulares de secção elíptica. 27
Quadro 2.9 – Dimensões e propriedades dos provetes ensaiados por Tom Scullion et al (2011). 29
Quadro 2.10 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (secções tubulares), adaptado de EN 1993-1-4 (2004). 34
Quadro 2.11 – Valores de α e $\lambda 0$, adaptados da EN 1993-1-4 (2004). 36
Quadro 3.1 – Programa experimental. 56
Quadro 4.1 – Resumo dos principais resultados obtidos durante o ensaio. 60
Quadro 4.2 – Resumo dos principais resultados medidos após o ensaio. 60

SIMBOLOGIA

Maiúsculas latinas

$A_{a,\theta}$, $A_{cs,\theta}$ – Área da secção transversal do perfil de aço a uma temperatura θ
$A_{c,\theta}$ – Área da secção transversal do preenchimento de betão a uma temperatura θ
A_{eff} – Área efetiva da secção transversal
A_m – Área da superfície exposta de um elemento por unidade de comprimento
A_m/V – Fator de massividade para os elementos estruturais
$A_{s,\theta}$ – Área da secção transversal das armaduras
B – Menor dimensão exterior da secção transversal da coluna
B.C – Condições de apoio
D/t – Esbelteza da secção transversal
D – Diâmetro da secção transversal da coluna
D_{OHS} – Diâmetro da secção transversal de uma coluna oval
$E_{a,\theta}$ – Módulo de elasticidade do aço à temperatura θ
$E_{a,\theta,\sigma}$ – Módulo tangente do aço estrutural à temperatura θ
E_c – Módulo de elasticidade do betão à temperatura θ
$E_{c,\theta,\sigma}$ – Módulo tangente do betão à temperatura θ
$E_{s,\theta,\sigma}$ – Módulo tangente do aço das armaduras à temperatura θ
$\bar{E}_{c,sec,\theta}$ – Valor característico para o módulo secante do betão à temperatura θ
$EI_{fi,eff}$ – Rigidez à flexão efetiva em situação de incêndio
H – Maior dimensão exterior da secção transversal da coluna
$I_{a,\theta}$ – Momento de inércia do perfil tubular de aço à temperatura θ
$I_{c,\theta}$ – Momento de inércia do preenchimento de betão à temperatura θ
$I_{s,\theta}$ – Momento de inércia das armaduras de reforço à temperatura θ
I_y – Momento de inércia em relação ao maior eixo de inércia
I_z – Momento de inércia em relação ao menor eixo de inércia
L, L_0 – Comprimento da coluna
L_e – Comprimento efetivo da coluna
L_{final} – Comprimento da coluna após ensaio de resistência ao fogo
$N_{b,Rd}$, $N_{fi,Rd}$ – Valor de cálculo da carga de encurvadura em situação de incêndio
$N_{c,Rd}$ – Esforço normal resistente à compressão uniforme

N_{Ed} – Valor de cálculo de compressão atuante ou de serviço
$N_{fi,cr}$ – Carga crítica de EULER em situação de incêndio
$N_{fi,pl,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial em situação de incêndio
N_{Rd} – Valor de cálculo da carga de encurvadura à temperatura ambiente
P_0, N_{Sd} – Valor da carga aplicada ao pilar no início do ensaio de resistência ao fogo
P_{max} – Força máxima exercida pelas colunas durante o ensaio de resistência ao fogo
PP – Condições de apoio birotuladas
$P_{restmax}$ – Força máxima de restrição à dilatação térmica da coluna durante o ensaio de resistência ao fogo
SR – Condições de apoio Semi-rígidas

Minúsculas latinas

a – Dimensão do maior eixo
b – Dimensão do menor eixo
d – Diâmetro da secção transversal da coluna
e – Excentricidade da carga aplicada
e/H – Rácio da excentricidade da carga sobre o menor eixo da secção transversal
e/B – Rácio da excentricidade da carga sobre o maior eixo da secção transversal
e/D – Rácio da excentricidade da carga sobre o diâmetro da secção transversal
f_c – Tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_y – Tensão de cedência do aço estrutural ou tensão limite de proporcionalidade (aço inoxidável)
f_u – Tensão última
f_s – Tensão de cedência do aço das armaduras de reforço
l_θ – Comprimento de encurvadura da coluna em situação de incêndio
n – Nível de carregamento axial
k_c – Rigidez da coluna
k_{RA} – Rigidez axial do pórtico estrutural
k_{RR} – Rigidez rotacional do pórtico estrutural
k_θ – Fator de redução de uma propriedade de resistência ou de deformação à temperatura θ
t – Espessura do perfil tubular metálico

Minúsculas gregas

α_k – Nível de restrição axial

γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe

$\gamma_{M,fi,a}$ – Coeficiente parcial de segurança do perfil tubular de aço em situação de incêndio

$\gamma_{M,fi,c}$ – Coeficiente parcial de segurança do betão em situação de incêndio

ε – Extensão

λ – Rácio da esbelteza do elemento

λ_y – Esbelteza do elemento sobre o maior eixo de inércia

λ_z – Esbelteza do elemento sobre o menor eixo de inércia

$\bar{\lambda}$ – Esbeltez relativa de uma coluna à temperatura ambiente

$\bar{\lambda}_\theta$ – Esbeltez relativa de uma coluna à temperatura θ

σ – Tensão

$\sigma_{a,\theta}$ – Tensão do aço do perfil à temperatura θ

$\sigma_{c,\theta}$ – Tensão do betão à temperatura θ

$\sigma_{s,\theta}$ – Tensão do aço dos elementos de reforço à temperatura θ

ρ – Percentagem de armadura

$\varphi_{i,\theta}$ – Fator de redução da rigidez à flexão para ter em conta o efeito das tensões geradas por ações térmicas

χ – Coeficiente de redução correspondente ao modo de encurvadura mais relevante, obtido pela EN 1993-1-1 (2010)

ABREVIATURAS

CEN – Comité Européen de Normalisation
CCHS – Composite Circular Hollow Section
CEHS – Composite Elliptical Hollow Section
CFST – Concrete Filled Steel Tube
CHS – Circular Hollow Section
DEC – Departamento de Engenharia Civil
EHS – Elliptical Hollow Section
EN 1991-1-2 – Eurocódigo 1 - Parte 1-2
EN 1992-1-2 – Eurocódigo 2 - Parte 1-2
EN 1993-1-1 – Eurocódigo 3 - Parte 1-1
EN 1993-1-2 – Eurocódigo 3 - Parte 1-2
EN 1994-1-1 – Eurocódigo 4 - Parte 1-1
EN 1994-1-2 – Eurocódigo 4 - Parte 1-2
FCTUC – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
FE – Elementos finitos
FRISCC – Fire Resistance of Innovative and Slender Concrete Filled Tubular Composite Columns
FRC – Betão reforçado com fibra de aço
ICITECH – Instituto de Ciencia y Tecnologia del Hormigon
ISO – International Organiztion for Standardization
LVDT – Linear Variable Differential Transformers
OHS – Oval Hollow Section
PTFE – Politetrafluoretileno
PC – Betão simples
RC – Betão armado
SHS – Square Hollow Section

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento Geral

As primeiras grandes estruturas constituídas por perfis tubulares metálicos surgiram na segunda metade do seculo XIX. A primeira grande obra realizada, foi a ponte *Britannia Railway Bridge* (1846 - 1850), feita com secções retangulares ocas. Na ponte *Saltash Railway Brigde* (1853 - 1859), foi usada a primeira secção tubular elíptica de aço e posteriormente, na ponte *Fith of Forth Railway Bridge* (1882 - 1890), foram utilizadas as secções tubulares circulares ocas.

Atualmente os perfis tubulares de secções elípticas e circulares têm vindo a ser muito utilizados, como forma de responder às exigências arquitetónicas e devido às inúmeras vantagens que oferecem. Assim, desenvolveram-se cada vez mais os perfis EHS (*Elliptical Hollow Section*) e os perfis CHS (*Circular Hollow Section*). Estes elementos apresentam grandes vantagens económicas e estruturais, devido à elevada relação resistência/peso. Como exemplo da utilização destes perfis, temos o edifício *Legends Centre* em Oshawa, Ontario e do Aeroporto de Barajas, em Madrid, Espanha.

Por sua vez, os elementos tubulares preenchidos com betão, só se tornaram uma verdadeira realidade na engenharia civil, em meados do século XX e foram especialmente estudados pela China e Japão (Capilla, 2012), sendo utilizados frequentemente na construção de arranha-céus e edifícios industriais, como uma boa solução em situações de incêndio.

Os estudos sobre estes elementos tiveram início com Sewel em 1902, e a partir de aí, foram realizadas várias publicações e investigações de diversos autores sobre este tema, por exemplo: Wang, (1997), Sakino et al (2004), Ellobody et al (2006), Gardner e Chan (2007, 2008, 2009), Silvestre (2008), Dai e Lam (2010), Know et al (2010), Silvestre e Gardner (2010, 2011) e Espinos et al., (2010 e 2012).

O maior estudo e uso de colunas tubulares mistas deveu-se às garantias que a utilização conjunta dos materiais constituintes do elemento (aço e betão) apresentam. O betão no interior do perfil metálico restringe a encurvadura local do tubo de aço, aumentando a sua resistência. Por outro lado, se o elemento tubular for sujeito à flexão por ação de forças horizontais (sismos, vento, etc.) o aço, material mais resistente, está localizado longe da linha neutra de flexão, o que gera maior estabilidade. Pode ainda referir-se que, o perfil exterior (aço) restringe a expansão lateral

do betão sobre compressão, levando a um efeito de confinamento que permite aumentar a sua resistência.

Já o aço inoxidável em elementos estruturais teve o seu aparecimento em 1920, em fachadas e coberturas. Sendo mais recentemente, nos anos 90, utilizado em colunas tubulares. Este aço apresenta a particularidade de ter melhores propriedades mecânicas e ser mais resistente à corrosão do que aço normal (carbono) (Baddoo, 2008). No entanto devido ao seu recente aparecimento, carece de investigações quanto ao seu comportamento em situações de incêndio. Como exemplo, de autores que levaram a cabo estudos sobre este elemento, temos: Baddoo (2008), Nuno Lopes (2012), Lin-Hai Han (2013) e Shenggang Fan L. Z. (2016).

Por fim, as colunas tubulares, independentemente do tipo de aço utilizado, servem de cofragem do betão no seu interior, podendo o mesmo ter reforço ou não. Estas colunas tubulares, devido à presença de betão no seu interior e por serem secções fechadas, restringindo a expansão lateral do betão por compressão, comparativamente com os perfis tradicionais I ou H, perfis metálicos de secção aberta, assumem uma resistência superior à compressão e à torção. (Santos.R.A., 2013 e Dias.V.S., 2014).

As características enumeradas para estes perfis tubulares, permitem a utilização de secções menores do que as geralmente são adotadas, trazendo benefícios a nível arquitetural (menores áreas ocupadas) e económico.

Desta forma, pode ver-se a grande importância da utilização destes perfis a nível estrutural e dai os inúmeros estudos desenvolvidos sobre eles.

Porém, uma das grandes preocupações com os elementos tubulares estudados é o seu comportamento perante altas temperaturas. Quando estes elementos se encontram inseridos numa estrutura, para uma situação de incêndio, onde as temperaturas atingem valores muito elevados, estes elementos podem levar ao colapso de toda a estrutura e causar grande impacto na nossa sociedade. Como exemplo de situações que podem ocorrer e das suas consequências, temos o acidente no World Trade Center, Manhattan, Nova Iorque.

Assim, alguns estudos experimentais e numéricos foram realizados e levaram à criação de documentos e normas importantes para a verificação de segurança de estruturas, em situação de incêndio. De maior importância, temos a Norma Europeia para a segurança ao incêndio das estruturas de aço e mistas de aço e betão, onde se pode enumerar os seguintes documentos:

- EN 1991-1-2, 2010 – *Eurocode 1 - Actions on structures. Parte 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*.

- EN 1992-1-2, 2010 – *Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design.*
- EN 1993-1-1, 2010 – *Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for building.*
- EN 1993-1-2 , 2010 – *Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-2: General rules - Strutural fire design.*
- EN 1993-1-4 , 2004 – *Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-2: General rules – Supplementary rules for stainless steels.*
- EN 1994-1-1, 2011 – *Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.*
- EN 1994-1-2, 2011 – *Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design.*

Ultimamente, tem sido evidenciada as limitações existentes nestas Normas Europeias, como é o caso da recomendação do uso do coeficiente de redução da rigidez por flexão, igual à unidade, para a situação de incêndio.

1.2 Motivações

Esta dissertação de mestrado surge, da crescente evidência das limitações da Norma Europeia no cálculo estrutural em situação de incêndio, do reduzido número de investigações sobre o comportamento de colunas tubulares em situação de incêndio com restrição à dilatação térmica, e das novas exigências arquitetónicas.

Portanto, apresentam-se os resultados de uma serie de ensaios de resistência ao fogo de colunas tubulares de secção circular e elíptica. Todos os ensaios foram realizados com restrição axial e rotacional à dilatação térmica, permitindo representar melhor a realidade destas colunas quando partes integrantes de um edifico. Ao longo deste trabalho experimental estudou-se também a variação de alguns parâmetros como a esbelteza, o nível de carregamento, e as condições de apoio usadas, mais concretamente extremidades semi-rígidas e rotuladas para as colunas testadas.

1.3 Objetivos

Nesta dissertação, o estudo experimental proposto, permitiu agregar conhecimento sobre o desempenho de colunas tubulares de aço e mistas (aço e betão armado), em situação de incêndio e levar a cabo uma investigação experimental sobre colunas CHS (*Circular Hollow Section*),

EHS (*Elliptical Hollow Section*), CCHS (*Composite Circular Hollow Section*) e CEHS (*Composite Elliptical Hollow Section*), com restrição à dilatação térmica em situação de incêndio. Foram estudados elementos estruturais de aço carbono, aço inoxidável e mistos de aço e betão armado. Este conjunto de ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais da Universidade de Coimbra. De referir que, este plano de ensaios foi inserido num projeto europeu denominado FRISCC – *Fire Resistance as Innovative and Slender Concrete Filled Tubular Composite columns* (EU RFSR-CT-2012-00025).

Neste projeto, apoiado por várias instituições europeias, pretendeu-se alargar os métodos de cálculos existentes e desenvolver métodos para o dimensionamento ao fogo de colunas tubulares preenchidas com betão e de elevada esbelteza, e alargar os métodos de cálculo existentes para colunas tubulares em aço preenchidas com betão de secção retangular e elítica.

O grande objetivo desta dissertação passou pelo desenvolvimento de um estudo experimental, sobre o comportamento estrutural de colunas tubulares de secção circular e elíptica, em situação de incêndio, com particular atenção para a influência que a restrição à dilatação térmica e a variação das condições de apoio têm no comportamento destes elementos estruturais. Esta campanha experimental permitiu alargar o conhecimento sobre esta matéria e permitirá, posteriormente, o desenvolvimento de um modelo numérico, de forma a se poder realizar uma parametrização do estudo.

O trabalho laboratorial incluiu a realização de 6 ensaios experimentais em situação de incêndio. Através dessa análise experimental, foi possível compreender qual o efeito e influência que os parâmetros, esbelteza do elemento, dimensão da secção transversal e o tipo de material, tiveram no comportamento destas colunas.

Assim, a presente dissertação permitiu:

- Retirar conclusões acerca das vantagens, que se poderão ter, na utilização dos elementos tubulares estudados com secções transversais circulares e elípticas de aço inoxidável, aço carbono e mistos de aço e betão armado, em situações de incêndio.

- Verificar nos elementos tubulares estudados o que apresentou melhor comportamento em situação de incêndio.

- Utilizar estes resultados experimentais para suporte e desenvolvimento de futuros estudos e simulações numéricas.

- Comparar os resultados obtidos com os já encontrados na comunidade científica.

1.4 Estrutura da Dissertação

Neste ponto, apresenta-se um resumo daquilo que será tratado em cada um dos capítulos que constituem este trabalho.

No capítulo 1, é feito um enquadramento do tema abordado, justificando-se a necessidade de estudar o comportamento de colunas tubulares em situação real de incêndio e as motivações para o estudo realizado, dando-se ainda a conhecer os objetivos do trabalho e a estrutura da dissertação.

No capítulo 2, apresenta-se o suporte comparativo de todo o desenvolvimento da tese. Inicia-se com uma breve revisão sobre o comportamento de colunas tubulares de aço inoxidável e mistas de aço e betão em situação de incêndio, sendo feito posteriormente e com detalhe, um estudo sobre as consequências de submeter estes elementos estruturais a elevadas temperaturas. Expõem-se trabalhos experimentais realizados por diversas entidades internacionais sobre o assunto a ser tratado. Faz-se também referência aos parâmetros importantes e necessários para a compreensão da dissertação apresentada. Finaliza-se, este capítulo, com uma exposição dos regulamentos e normas existentes, nomeadamente os Eurocódigos para situações de incêndio.

No capítulo 3, é apresentado o trabalho experimental realizado, sobre colunas tubulares de secção circular e elíptica em situação de incêndio. Procura-se aqui, falar de todos os aspetos necessários à realização do mesmo, nomeadamente a preparação dos provetes, o sistema de ensaio e o procedimento adotado.

No capítulo 4, expõem-se os resultados experimentais obtidos e faz-se a respetiva análise. Podem ser verificados os resultados das temperaturas, as forças de restrição, o deslocamento axial, os tempos críticos e os modos de instabilidade. Apontam-se ainda as principais conclusões retiradas deste trabalho experimental.

No último capítulo, capítulo 5, são apresentadas as conclusões referentes ao desenvolvimento desta dissertação, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 Introdução

As colunas tubulares em situação de incêndio exibem um comportamento bem diferente do apresentado à temperatura ambiente. Estes elementos estruturais para altas temperaturas, começam a perder as propriedades mecânicas dos seus materiais e consequentemente a sua resistência.

Quando as colunas tubulares estão presentes na estrutura de um edifício, são induzidas a diferentes formas de interação, entre a coluna aquecida e a estrutura fria adjacente. A coluna que devido ao incêndio aquece, tende a dilatar e a estrutura em que esta está inserida, mais fria, tende a restringir esta dilatação, gerando-se forças de restrição à dilatação térmica da coluna.

As forças de restrição podem variar com a rigidez da coluna ou com a rigidez da estrutura envolvente. Se a rigidez da estrutura envolvente for mantida constante e colunas com diferente rigidez forem avaliadas, as forças de restrição aumentam para as colunas com menor rigidez. Por outro lado, se a rigidez da coluna for mantida e a rigidez da estrutura envolvente variar, por um aumento na rigidez da estrutura envolvente à coluna sujeita ao incêndio, aumentam não só as restrições axiais mas também as rotacionais. Enquanto o primeiro (restrições axiais), reduz o tempo crítico e a temperatura crítica de resistência ao fogo das colunas, o segundo (restrição rotacional), leva ao aumento destes parâmetros. (Ali et al., 1998; Valente e Neves, 1999; Rodrigues et al., 2000 e Neves et al., 2002).

Atualmente, os estudos experimentais de colunas tubulares com consideração de restrição à dilatação térmica são escassos, assim como o existente para colunas tubulares de aço inoxidável, devido ao seu recente aparecimento. Porém, pode encontrar-se um vasto conjunto de estudos e investigações sobre o comportamento de colunas tubulares de aço carbono e mistas (aço carbono e betão) em situação de incêndio. Estes estudos incidem maioritariamente em secções transversais circulares e quadradas. A partir destes estudos, pode perceber-se que a utilização de colunas tubulares ocas de aço carbono, material com elevada condutibilidade, aliadas às altas temperaturas e a uma rápida degradação das suas propriedades mecânicas, fazem deste um material com baixa resistência ao incêndio. Por outro lado, as colunas mistas, devido à interação do aço e betão, com o aço confinante do betão e sendo o betão um material com baixa condutibilidade térmica e mais resistente, apresentam uma maior resistência ao fogo.

Neste capítulo, é apresentado o estado da arte para a compreensão do comportamento das colunas tubulares em situação real de incêndio. Serão apresentados os estudos experimentais mais relevantes e realizados sobre colunas tubulares mistas, de aço carbono ocas e apenas de aço inoxidável, dando-se maior ênfase ao comportamento destas em situação de incêndio, assim como às principais normas existentes em caso de incêndio para o seu dimensionamento.

Em primeiro, serão apresentados neste capítulo, os estudos já realizados acerca de colunas tubulares de aço inoxidável em situação de incêndio. Numa segunda fase, serão apresentados os estudos sobre colunas tubulares mistas (aço e betão) e apenas de aço carbono, também para as mesmas condições.

Por último, apresentam-se os métodos de cálculo existentes na Norma Europeia EN1993-1-4 (2004), EN 1993-1-2 (2010) e EN 1994-1-2 (2011) para o dimensionamento de colunas tubulares em situação de incêndio, fazendo-se ainda as respetivas considerações finais sobre este capítulo.

2.2 Comportamento de colunas tubulares de aço inoxidável em situação de incêndio

O aço inoxidável foi descoberto em 1912 por Harry Brearley, em Sheffild (Inglaterra), que dada a necessidade, começou a investigar uma liga metálica que apresentasse uma maior resistência ao desgaste ocorrido no interior dos canos das armas de fogo, resultante do calor libertado pelos gases da explosão da pólvora. Desde então, o aço inoxidável tem sido tradicionalmente usado para fachadas e coberturas. A nível estrutural temos o exemplo de uma corrente de reforço que foi instalada para estabilizar a cúpula da Catedral de St Paul (1925), em Londres. A partir dai, e com a construção do *The Gateway Arch* em St Louis (Missouri), um grande volume de investigações sobre o desempenho estrutural do aço inoxidável foram desenvolvidas nos Estados Unidos da América no início dos anos 60. (Baddoo, 2008).

Figura 2.1 – *The Gateway Arch* em *St Louis, Missouri*.

Ao longo dos anos, podemos encontrar grandes obras a nível mundial de aço inoxidável, como exemplo:

-*The Progreso Pier* no Mexico, construído em 1940 e onde foram usadas 200 toneladas de armadura em aço inoxidável. Estrutura que ficou durante muitos anos sem evidenciar sinais de deterioração.

Figura 2.2 – *The progreso pier in Mexico.*

Nota: Varões de Aço inoxidável aumentam a vida útil do betão em estruturas de ambientes corrosivos e diminuem a requisição de inspeção e manutenção.

-*The Millennium Bridge (*York*, UK)*, ponte pedonal em que foi usado aço inoxidável de classe 1.4462.

Figura 2.3 – *The millennium bridge (York, UK)*.

-*The Celtic Gateway*, ponte pedonal em aço inoxidável, classe 1.4362.

Figura 2.4 – *The celtic gateway*.

E como último exemplo, apresenta-se o revestimento usado nas arestas exteriores da plataforma da *The Tsing Ma Bridge* em Hong Kong, para controlar o fluxo de ar, ao longo das plataformas.

Figura 2.5 – *The Tsing Ma Bridge* em Hong Kong.

O aço inoxidável tem sido cada vez mais utilizado nas construções, devido às grandes vantagens que este apresenta aquando da sua utilização. Podem encontrar-se vários benefícios da utilização do aço inoxidável sobre o aço convencional (aço carbono). Um desses benefícios ou vantagens é que o aço inoxidável tem uma aparência favorável, ou seja é mais atrativo do que o aço carbono, e o aço inoxidável tem melhor ductilidade e maior tensão limite de proporcionalidade. O aço inoxidável apresenta ainda melhores características perante temperaturas elevadas que o aço carbono (Gardner L., 2006). A vantagem mais importante de todas é que o aço inoxidável tem uma boa resistência à corrosão, o que pode levar a um bom tempo de vida comparativamente com o aço carbono, especialmente para estruturas *offshore* (Gardner L., 2005).

O aço inoxidável apesar de todas as características e vantagens acima apresentadas é mais caro do que o aço carbono. Mas avaliando todas as características e cuidados adicionais, que se devem ter em conta, aquando da utilização de aço carbono, a opção por aço inoxidável, com o tempo pode revelar-se muito vantajosa.

2.2.1 Estudos experimentais

Ao longo dos anos, diversos foram os autores que fizeram investigações sobre o aço inoxidável. Enumeram-se, no quadro 2.1, alguns destes estudos, por sua ordem cronológica, bem como uma síntese desses resultados.

Quadro 2.1 – Estudos desenvolvidos para o aço inoxidável em situação de incêndio (Shenggang Fan X. D., 2016).

Autores	Estudo	Ano	Resultados
Ala-Outinen T	Propriedades dos materiais em situação de incêndio para elementos enformados a frio de aço inoxidável EN 1,4301 e EN 1,4571.	1996	Módulo de elasticidade, tensão limite de proporcionalidade e tensão última do aço inoxidável a altas temperaturas.

Chen e Young	Ensaios nas propriedades dos materiais de aço inoxidável EN 1,4301 e 1,4462 a elevadas temperaturas.	2006	Fórmulas relativas aos parâmetros das propriedades dos materiais foram realizadas e o modelo de tensão-deformação para o aço inoxidável foi estabelecido.
Montanari e Zilli	Realizaram ensaios de tensão transversal e longitudinal no aço inoxidável EN 1,4541 para situação de incêndio.	2007	Conclui-se que o aço inoxidável tem um anisotropismo a elevadas temperaturas.
Chen J, Jin WL, Young B.	Analisaram as propriedades dos materiais de aço inoxidável a altas temperaturas.	2008	A relação constitutiva completa do aço inoxidável foi estabelecida.
Garner L, Insausti A, Ng KT, Ashraf M.	Resumiram as propriedades do material para o aço inoxidável.	2006	Modelo de tensão-deformação para elevadas temperaturas.
Zhao e Blanguemon	Realizaram ensaios em vigas e colunas de aço inoxidável sobre incêndio.	2004	Propuseram metodologias de dimensionamento para a resistência ao fogo de colunas e vigas de aço inoxidável.
Gardner e Baddoo	Realizaram ensaios sobre colunas de aço inoxidável comprimidas axialmente, e ensaios em vigas com uma placa de betão.	2006	Foram propostos métodos de dimensionamento.
Uppfeldt B., Ala Outinen T, Vljkovic M.	Realizaram uma simulação numérica por elementos finitos para colunas de aço inoxidável de secção quadrada.	2006	Um novo método de dimensionamento para colunas curtas foi proposto e obtido.
Gardner e Ng	Investigaram a influência de parâmetros como o nível de carregamento e a esbelteza para colunas de aço inoxidável.	2006 e 2007	Os resultados demonstraram que estes são fatores críticos para colunas de aço inoxidável em situação de incêndio.
To e Young	Avaliaram a resistência de colunas de aço inoxidável com as duas extremidades fixas rigidamente.	2008	Dois métodos de resistência ao fogo foram propostos. Os métodos simplificados para a resistência ao fogo de colunas de aço inoxidável foram propostos nos Eurocódigos (EN1993-1-2/EN 1993-1-4).

Ding	Realizou ensaios de colunas tubulares quadradas de aço inoxidável sem restrições axiais.	2013	Métodos de dimensionamento para estes casos foram obtidos.
Xia	Realizou ensaios em vigas tubulares retangulares de aço inoxidável.	2014	Desenvolveu a fórmula para capacidade e temperatura crítica de colunas de aço inoxidável em situação de incêndio.

Como conclusão de alguns desses estudos realizados sobre colunas tubulares de aço inoxidável e sobre o seu comportamento em situação de incêndio apresentam-se, de seguida e com detalhe, os estudos considerados mais relevantes.

O primeiro por M.Theofanous, T.M.Chan, L.Gardner em julho de 2009, onde estudaram o comportamento à compressão de colunas tubulares de aço inoxidável de secção oval, e apresentaram recomendações para normas de projeto para este tipo de elementos. Estas secções tubulares apresentaram comportamentos, à compressão e modos de instabilidade, similares às secções circulares e elípticas de estudo nesta investigação. Neste estudo, pode ver-se a diferença entre as curvas de tensão-deformação para o aço inoxidável e o aço carbono.

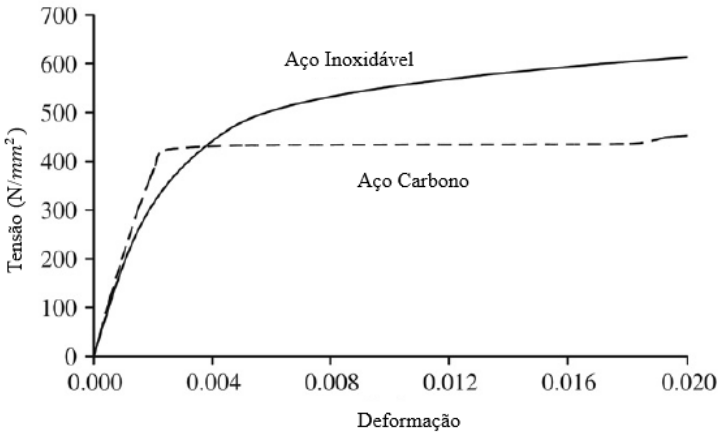


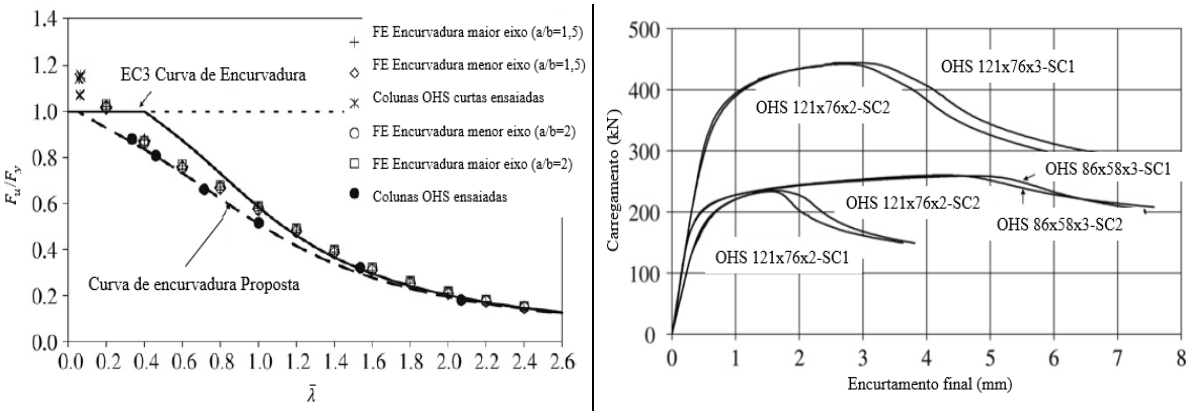
Figura 2.6 – Curvas de tensão-deformação para o aço inoxidável e aço carbono (obtida por Gardner et al, 2009).

O programa de ensaio consistiu em realizar, 6 ensaios em colunas curtas de aço inoxidável, com quatro colunas ensaiadas à compressão e duas à flexão. As secções transversais estudadas foram as secções ovais (OHS – *Oval Hollow Section*), de dimensões 121 x 76 x 2 mm, 121 x 76 x 3 mm e 86 x 58 x 3 mm, e os módulos de elasticidade para estas colunas variaram entre 176650 e 189000 N/mm^2. Todos os materiais ensaiados eram de aço inoxidável austenitíco, classe 1,4401, com aproximadamente 18% de crômio e 10% de níquel. As colunas apresentaram uma

relação D_{OHS}/t = 1,5 e classe 3, em que a letra "*D*" é o diâmetro equivalente, definido pelo autor, como duas vezes o máximo raio de curvatura para secções elípticas e a letra "*t*" é igual à espessura. O nível de carregamento aplicado foi de 10% da carga de encurvadura à temperatura ambiente. Como resultado final, pode dizer-se que o modo de instabilidade presente nas colunas foi a encurvadura local das seções transversais. Todas as colunas curtas exibiram modos similares de instabilidade, em que as regiões de máximo raio de curvatura encurvaram localmente, com o deslocamento lateral máximo obtido para estas colunas a ocorrer a meia altura.

Figura 2.7 – Representação da deformação final das colunas ensaiadas por Gardner et al (2009).

Concluiu-se ainda, que colunas tubulares em aço de secção oval (OHS) com maior rácio de D_{OHS}/t, mostram capacidades de carga maior do que colunas com menor rácio, este desempenho aprimorado pode ser atribuído, em consequência das regiões dos raios com menor curvatura, serem mais rígidas o que compensam/restringem as partes planas, com maior raio de curvatura. Para a capacidade de carga, verificou-se que esta diminuiu com o aumento da esbelteza para ambos os ensaios de colunas tubulares em aço de secção circular (CHS - *Circular Hollow Sections*) e de secção oval (OHS).



a) b)

Figura 2.8 – Curvas obtidas por Gardner et al (2009): a) Curva de encurvadura das colunas ensaiadas e comparação com o Eurocódigo 3; b) Curva de carga aplicada e encurtamento final das colunas ensaiadas.

Estes autores realizaram ainda uma comparação com a EN 1993-1-1 (2005) e a EN 1993-1-4 (2006), e concluíram que o limite de esbelteza de 90 para a classe 3 aplicado no Eurocódigo 3 para colunas CHS de aço-carbono e de aço inoxidável em compressão axial, pode ser usado com segurança para colunas OHS de aço inoxidável. E que a curva de encurvadura usada para perfis ocos de aço inoxidável é inadequada (insegura) tanto para colunas OHS como para colunas CHS, sendo proposta uma nova curva de encurvadura, de acordo com os resultados experimentais e numéricos obtidos para colunas OHS e colunas CHS de aço inoxidável, com um valor de esbelteza limite (λ_0) de 0,05 e um fator de imperfeição de 0,49.

Relativamente ao comportamento de colunas tubulares de secção circular e elíptica de aço inoxidável em situação de incêndio, encontram-se poucos estudos experimentais e por isso como suporte bibliográfico e para comparações, apresenta-se um estudo realizado recentemente, em fevereiro 2015, por Shenggang Fan, Xiaofeng Ding, Wenjun Sun, Liyuan Zhang, Meijing Liu, para a resistência ao fogo de colunas tubulares de secção quadrada em aço inoxidável. A partir deste estudo foi possível verificar que o módulo de elasticidade inicial e a tensão limite de proporcionalidade do aço inoxidável diminuem com o aumento da temperatura, e estas curvas podem visualizar-se na figura 2.9.

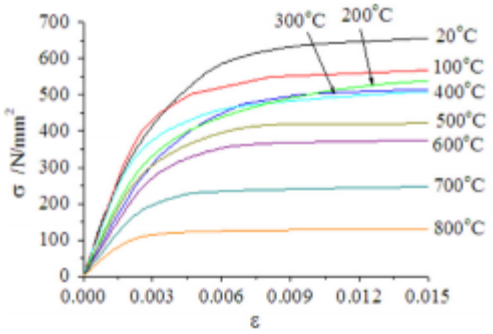


Figura 2.9 – Relação tensão-deformação do aço inoxidável a altas temperaturas (Shenggang Fan et al, 2015).

A experiência foi realizada com as 4 faces das colunas em contacto com o fogo e 6 colunas foram submetidas a compressão axial e 2 a compressão excêntrica, ambas sem restrições axiais. O tipo de aço inoxidável usado foi o S30408 e as colunas apresentaram 3300 mm de comprimento, com secções quadradas (SHS – *Square Holow Section*) de dimensões 100 x 4 mm e 120 x 4 mm. O Sistema de apoio utilizado foi o rotulado em ambas as extremidades, lateralmente restringido no apoio do topo e solto no apoio da base. As chapas usadas para soldar os pilares tinham dimensões de 200 mm por 200 mm e foram usados parafusos M12 para ligar as chapas do pilar aos apoios. A curva padrão de incêndio aplicada foi a ISO 834 (1975). O fim dos ensaios deu-se de acordo com o *Fire Resistance Test Methods of the Building Components*

(GB/T9978.1-2008) que considera, que para colunas tubulares de aço inoxidável em situação de incêndio, o ensaio deve acabar quando a deformação exceder 0,01L mm ou quando o rácio de deformação à compressão axial por minuto exceder 0,003L mm/min (L é o comprimento inicial dos provetes).

Quadro 2.2 – Comprimentos e parâmetros de cada provete ensaiados por Shenggang Fan et al. (2015).

Estado de tensão	Designação do provete	Dimensões da secção b x t (mm x mm)	Comprimento (mm)	Nível de carregamento n	Excentricidade e (mm)	N_{Rd} [kN]	N_{Sd} [kN]
Compressão axial	Z1	SHS 100x4	3300	0.25	0	340	85
	Z2	SHS 100x4	3300	0.35	0	340	120
	Z3	SHS 100x4	3300	0.45	0	340	152
	Z4	SHS120x4	3300	0.25	0	526	132
	Z5	SHS120x4	3300	0.35	0	526	184
	Z6	SHS120x4	3300	0.45	0	526	236
Compressão excêntrica	Z7	SHS120x4	3300	0.35	13.2	458	160
	Z8	SHS120x4	3300	0.35	23.8	400	140

Neste estudo, concluiu-se, que o nível e a excentricidade de carregamento de um provete foram os principais fatores que influenciam a temperatura crítica e desempenho de resistência ao fogo de uma coluna de aço inoxidável, e que o efeito das dimensões da secção transversal sobre a temperatura crítica das colunas de aço inoxidável não foi conclusivo, sendo por isso necessário realizar mais estudos experimentais.

Para as amostras com dimensões de secção transversal idênticas (como Z1-Z3 e Z4-Z6), constatou-se que quanto maior a relação do nível de carregamento, mais baixa será a temperatura crítica da amostra. Para amostras com níveis de carregamento idênticos (tais como Z5, Z7 e Z8), quanto maior a excentricidade, menor a temperatura crítica.

A posição de encurvadura dos provetes Z2 a Z4 ocorreu a meia altura de cada coluna. E a posição de encurvadura do provete Z5 e Z6 foi a uma distância de 1980 mm e 1800 mm da extremidade mais baixa do pilar. Relativamente aos modos de instabilidade dos provetes, para Z2 e Z3 ocorreu principalmente, a encurvadura global e para os provetes Z4-Z8 foi a instabilidade por interação de encurvadura global com encurvadura local, figura 2.10.

As curvas de deslocamento axial por expansão térmica obtidas por estes autores, para os ensaios de colunas de aço inoxidável, sem restrições axiais, podem ver-se na figura 2.11.

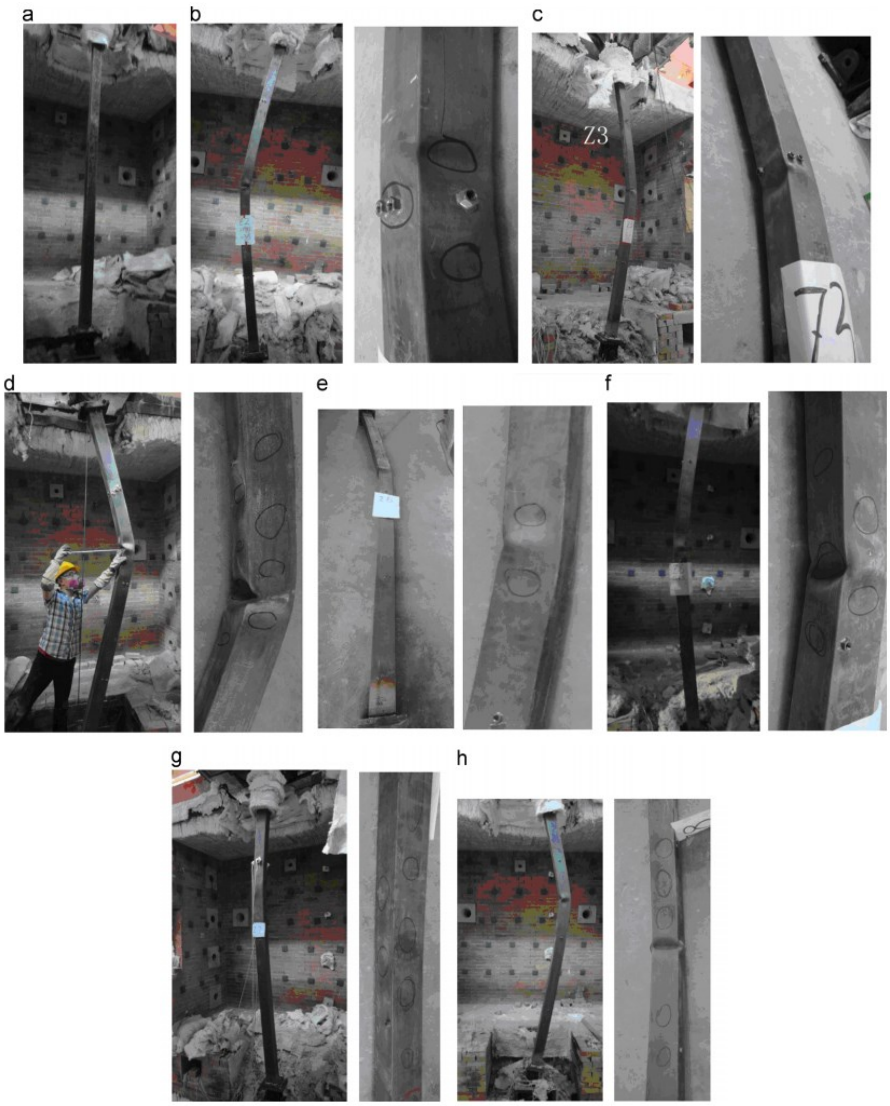


Figura 2.10 – Modos de instabilidade dos provetes: (a) Z1, (b) Z2, (c) Z3, (d) Z4, (e) Z5, (f) Z6, (g) Z7, (h) Z8 (Shenggang Fan et al, 2015).

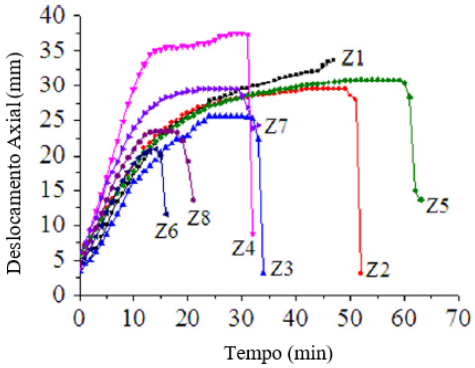


Figura 2.11 – Curvas de deslocamento axial - tempo dos provetes, obtidas por Shenggang Fan et al. (2015).

Por fim, segundo estes autores, pode dizer-se que, para o aço inoxidável a altas temperaturas e mais precisamente para este tipo de material (S30408):

- Os fatores de redução das propriedades mecânicas do aço inoxidável obtidos pelos métodos de ensaio foram relativamente iguais aos fatores de redução fornecidos pela EN 1993-1-2 (2010).

- Para colunas de aço inoxidável com secção quadrada e as quatro faces expostas uniformemente ao fogo, as temperaturas para a mesma secção transversal da amostra foram idênticas, podendo verificar-se um gradiente de temperatura ao longo das colunas entre a extremidade superior e inferior.

- O nível e a excentricidade de carregamento influenciaram a temperatura crítica e a resistência ao fogo de colunas de aço inoxidável em situação de incêndio. Quanto maior o nível e a excentricidade de carregamento aplicado no pilar, menor será a temperatura crítica da coluna. Por outro lado, as dimensões da secção transversal já não tiveram um efeito tao acentuado na temperatura crítica das colunas de aço inoxidável.

- Para as colunas de aço inoxidável de secção oca quadrada, sem restrições axiais ao fogo, existem dois modos de instabilidade: instabilidade por encurvadura global e a interação de encurvadura global e encurvadura local.

- Os valores de deslocamento axial por expansão térmica foram maiores para a coluna de aço inoxidável sem restrição axial, em situação de incêndio.

Em suma, os resultados desta investigação demonstraram que, o nível de carregamento e a excentricidade são fatores chave para a temperatura crítica e para o comportamento resistente ao incêndio de colunas de aço inoxidável, sem restrições axiais à dilatação térmica. Sendo necessário realizar mais estudos para outros tipos de secções e para a influência aquando da aplicação de restrições axiais, situações que até hoje ainda se encontram por definir.

2.3 Comportamento de colunas tubulares mistas em situação de incêndio

As colunas de aço preenchidas com betão (CFST – *Concrete Filled Steel Tube*) foram originalmente utilizadas em pontes no Reino Unido nos anos 1800's (N.E. Shanmugam, 2001). As primeiras investigações e interesse pelo comportamento estrutural destas colunas deu-se em 1902 com Sewel (Kuranovas.A e Kvedaras.A.K, 2006).

Nos últimos anos, após um vasto conjunto de estudos experimentais e numéricos sobre o comportamento estrutural de colunas CFST, maior atenção foi prestada para colunas tubulares de secção transversal circular (CCHS – *Composite Circular Hollow section*) e elíptica (EHS –

Elliptical Hollow Section e CEHS – *Composite Elliptical Hollow Section*), devido às suas propriedades estéticas e propriedades mecânicas melhoradas, nomeadamente maior rigidez à encurvadura. Depois de um elevado número de pontes construídas pela China (desde 1990), é possível, hoje em dia, apresentar vários exemplos de estruturas com a presença de elementos tubulares mistos (aço e betão) de secção circular e elementos tubulares elípticos, apenas de aço carbono. Como exemplo, podemos referir a ponte Zhijing River Bridge (Hubai, China), umas das pontes com maior comprimento em arcos circulares de CFST (Gardner, 2012), e em relação às colunas eliticas, apenas de aço carbono, temos as colunas tubulares de suporte da cobertura do aeroporto de Madrid (Espanha) e do aeroporto de Dublin (Irlanda), entre outros.

a)

b)

c)

Figura 2.12 – Aplicações de elementos tubulares a estruturas: a) arco circular de CFST, Zhijing River Bridge (Hubai, China); Colunas tubulares de aço secção elitica: b) Coluna em dupla secção elíptica e pormenor da ligação de base, Aeroporto de Barajas, Madrid; c) Aeroporto de Dublin, Irlanda (foto retirada de Corus Tubes, U.K.).

As colunas tubulares mistas de aço e betão, passaram a ter um aumento significativo de utilização e de popularidade, devido ao número de benefícios que ofereciam quando comparadas com colunas ocas e de secção aberta. Como vantagens, estas colunas tubulares mistas apresentam um aumento da resistência da secção transversal para as mesmas dimensões (quando comparadas com colunas ocas), grande estabilidade das secções esbeltas, aprimorada resistência ao fogo, não necessitam de cofragem e têm melhor resistência para cargas sísmicas (R.Bergmann, C.Matsui, C.Meinsma, D.Dutta, 1995) e (A.Espinos, L.Gardner, M.Romero, A.Hospitaler, 2011). Além disto, as colunas CFST usam a combinação de ações do aço e do betão, mostrando-nos um desempenho ideal para estruturas. Enquanto o aço confina o betão

aumentando a sua resistência à compressão, o betão previne o tubo de aço de sofrer encurvadura global.

Contudo, notou-se que apesar de apresentarem vantagens relativamente às colunas tubulares de aço ocas, a informação existente sobre este tipo de colunas e secções (circulares e elípticas) ainda era bastante reduzida ou praticamente nenhuma, quando se falava do comportamento destas, em situações mais adversas, em situação de incêndio e com restrição à dilatação térmica.

Assim, depois de uma vasta revisão dos resultados de estudos anteriores existentes, das limitações que apresentavam e de modo a se perceber melhor o comportamento das colunas tubulares mistas, foi executado um extenso projeto europeu denominado FRISCC (*Fire Resistance as Innovative and Slender Concrete Filled Tubular Composite columns,* EU RFSR-CT-2012-00025). Um dos objetivos deste projeto, além dos enumerados no primeiro capítulo, foi o de facilitar e executar um grande estudo experimental com foco no comportamento em situação de incêndio de colunas de CFST, uma base necessária para o desenvolvimento de modelos numéricos e métodos de cálculo simplificado. Este projeto foi apontado para diferentes secções, nomeadamente, circulares, elípticas, quadradas e retangulares. De momento para colunas de CFST com restrição à dilatação térmica, apenas os resultados de colunas circulares e quadradas estão disponíveis.

Relativamente às normas existentes para o dimensionamento de elementos estruturais mistos de aço e betão em situação de incêndio, apresenta-se a Norma Europeia, nomeadamente a EN 1994-1-2 (2011), onde se encontram dois modelos de cálculo simplificados, o método geral para colunas mistas com compressão axial, cláusula 4.3.5.1. E o método de cálculo para colunas CFST com as 4 faces expostas ao fogo, anexo H.

2.3.1 Estudos experimentais

2.3.1.1 Colunas de secção circular

Diversos estudos de colunas tubulares de secção circular em situação de incêndio têm sido desenvolvidos ao longo dos tempos por vários autores. Neste capítulo apresenta-se uma tabela da evolução dos mesmos e a descrição dos principais estudos relevantes para esta dissertação.

Quadro 2.3 – Estudos desenvolvidos sobre colunas tubulares de secção circular em situação de incêndio.

Autor	Estudo	Ano
Lie e Chabot	Estudo experimental sobre colunas de aço preenchidas com betão em situação de incêndio.	1992

Chabot e Lie	Estudo experimental de colunas de aço preenchidas com betão reforçado.	1992
Sakumoto et al, Sakumoto Y, Okada T, Yoshida M, Tasaka S.	Resistência ao fogo de colunas tubulares preenchidas com betão.	1994
Kodur e Lie	Estudo experimental de colunas tubulares de secção circular com fibras de aço como reforço de betão.	1995 e 1996
Han LH, Zhao XL, Yang YF, Feng JB	Estudo experimental e cálculo da resistência ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão.	2003
Han LH, Yang YF, Xu L	Estudo experimental e cálculo da resistência ao fogo de colunas tubulares de secção quadrada e retangular em situação de incêndio.	2003
Kim et al, Kim DK, Choi SM, Kim JH, Chung KS, Park SH	Estudo experimental de colunas de aço preenchidas com betão, sobre carregamentos axiais constantes.	2005
Han LH, Wang WH, Yu HX	Comportamento experimental de betão reforçado preenchendo vigas e colunas tubulares de aço. Aplicação da curva padrão de incêndio ISO 834 (1975).	2010
Lu et al. Lu H, Zhao XL, Han LH	Comportamento ao fogo de colunas tubulares curtas reforçadas com betão de alta resistência.	1995 a 2010
Han LH, Wang WH, Yu HX	Comportamento analítico de vigas reforçadas e colunas preenchidas com betão sujeitas a incêndio.	2012
Yang et al. Yang H, Liu FQ, Zhang SM, Lv XT	Investigação experimental de colunas tubulares de secção quadrada sujeitas a exposição ao incêndio não uniforme.	2013

Kodur (1999) apresentou um resumo dos ensaios realizados pelo *National Research Council of Canada* (NRCC). Estes estudos inseriram-se num conjunto de 75 ensaios ao fogo de colunas circulares e quadradas ocas de aço, preenchidas com betão simples, em inglês *plain concrete* "PC", betão armado, r*einforced concrete* "RC" e betão reforçado com fibras de aço, *fibre reinforced concrete* "FRC".

As colunas tubulares apresentaram secções transversais circulares e quadradas de diâmetros que variaram entre 141 a 406 mm e 152 a 305 mm, respetivamente. Com uma espessura de

parede de 4,8 mm a 12,7 mm e um comprimento de coluna 3810 mm. Os níveis de carregamento aplicados variaram entre 10% e 45 % da carga de encurvadura à temperatura ambiente.

Como resultados destes ensaios, obteve-se que a resistência ao fogo das colunas CHS e SHS com PC varia entre 1 hora a 2 horas, e as colunas com RC e FRC, atingem cerca de 3h. Em contrapartida, colunas ocas de aço, atingem um máximo de resistência ao fogo para cerca de 15 minutos. Verificou-se também que os modos de instabilidade variaram desde instabilidade por compressão a instabilidade por encurvadura, dependendo das dimensões da secção transversal da coluna e do tipo de preenchimento, havendo maior probabilidade de ocorrer encurvadura para colunas com PC e com diâmetros menores que 203mm.

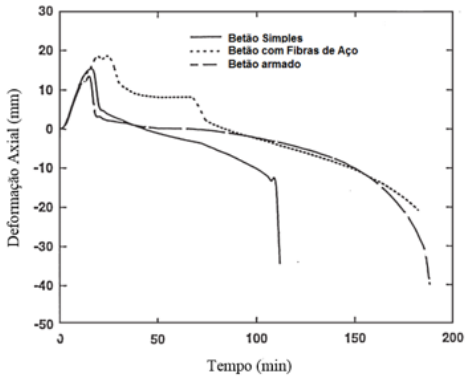


Figura 2.13 – Curva de deslocamentos axiais em função do tempo para colunas de CFST (Kodur, 1999).

Para colunas tubulares preenchidas com PC, em situação de incêndio, foram estudadas as secções apresentadas no quadro 2.4 (Han et al. (2003a e 2003b)).

Quadro 2.4 – Características e propriedades mecânicas de colunas de CFST ensaiadas por Han et al (2003a e 2003b).

PROPRIEDADE/ CARACTERISTICA	SECÇÃO TRANSVERSAL RECTANGULAR	SECÇÃO TRANSVERSAL CIRCULAR	SECÇÃO TRANSVERSAL QUADRADA
Secção Transversal (mm)	300x200 e 300x150	150 - 478	219 e 350
e (mm)	7,96	4,6 - 8	5,3 e 7,7
L (mm)	3810	3180	3180
f_y (Mpa)	341	259, 293 e 381	246 e 284
E_a (Gpa)	187	168 e 201	200 e 183
$f_{c,28dias}$ (MPa)	47,3	39,6/68,8	17,8
$f_{c,dia\ de\ ensaio}$ (Mpa)	49	-	18,7
E_c (Gpa)	30,2	27,8/29,4	26,7
Composição Betão (kg/m^3)			
Cimento	425	713/542	318

Água	170	449/151	171
Areia	630	224/524	636
Agregados	1175	1014/1183	1275

Resultando que, para estes elementos mistos de secção circular, na fase inicial de aquecimento o tubo de aço expande, reduzindo a carga transmitida ao núcleo de betão. Depois, o tubo de aço sofre encurvadura local devido às altas temperaturas e a carga é transmitida de novo para o núcleo de betão. Por fim, o tubo de aço que já cedeu e o núcleo de betão, que atingiu a sua resistência máxima à compressão, entram em colapso. Os resultados obtidos por estes autores para a resistência ao fogo, temperatura crítica e modos de instabilidade podem ser vistos no quadro 2.5 e na figura 2.14, respetivamente.

Quadro 2.5 – Resistência ao fogo e temperatura crítica do aço de colunas de CFST com PC ensaiadas por Han et al (2003a e 2003b).

COLUNAS CFST	SECÇÃO TRANSVERSAL RECTANGULAR	SECÇÃO TRANSVERSAL CIRCULAR	SECÇÃO TRANSVERSAL QUADRADA
Sem proteção ao fogo:			
Resistência ao fogo (min)	16-24	7-32	-
Temperatura crítica do aço (°C)	636-786	434-564	-
Com proteção ao fogo:			
Resistência ao fogo (min)	78-146	120-196	109-169
Temperatura crítica do aço (°C)	500-530	533-829	504-668

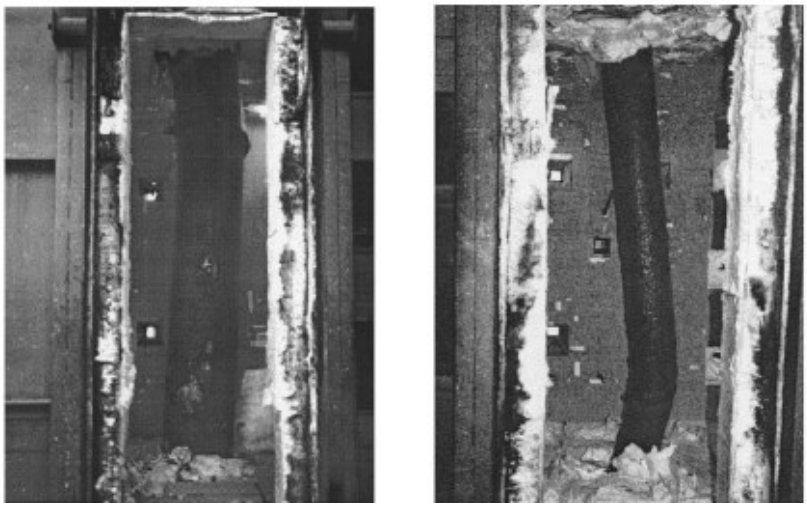


Figura 2.14 – Modos típicos de instabilidade de colunas CFST preenchidas com PC (Han et al., 2003b).

Em 2010, A.Espinos, M.L.Romero, A.Hospitaler, obtiveram as curvas de deslocamento axial em função do tempo para colunas CCHS (*Composite Circular Hollow Section*), figura 2.15.

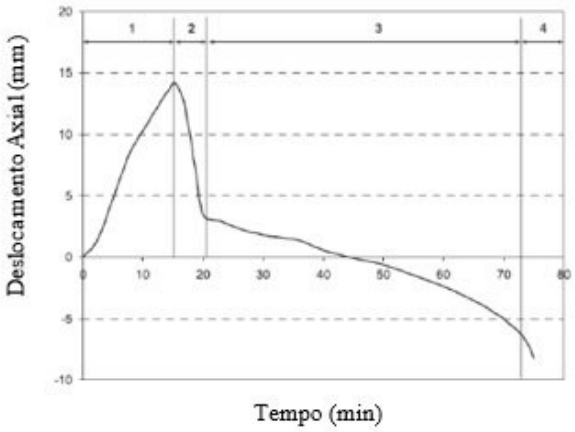


Figura 2.15 – Curva de deslocamento axial em função do tempo para colunas CCHS obtida por Espinos et al. (2010).

Mais recentemente, pelos mesmos autores e E. Serra (2015), foi estudado o comportamento de colunas tubulares esbeltas preenchidas com betão de secção circular e quadrada sobre grandes excentricidades e fogo. O estudo foi realizado no Instituto de Ciencia y Tecnologia del hormigon (ICITECH), Universidade Politécnica de Valencia, Valencia, Espanha.

Estes autores executaram um programa experimental que consistiu num total de 12 ensaios de colunas circulares e quadradas, concentrando-se maioritariamente no efeito que as grandes excentricidades de carregamento, combinadas com a alta esbelteza das colunas, podem ter no comportamento destas em situação de incêndio. Além disto, verificaram também a influência da secção transversal e a percentagem de reforço sobre a resposta destas colunas a altas temperaturas.

Relativamente às colunas ensaiadas, 6 apresentaram secção circular e 6 secção quadrada. Para cada coluna foram usadas duas secções transversais distintas e grandes excentricidades de carregamento aplicados, com rácios de excentricidade de carga *e/D*, *e/B* de 0,5 e 0,75, respetivamente. As colunas foram também submetidas a cargas concêntricas para comparação de resultados. Todas as colunas foram reforçadas, com percentagens de armadura entre 2,4% e 5,15%. A quantidade (área de aço) usada para as colunas quadradas e circulares foi aproximadamente a mesma para permitir parametrizações mais precisas. Como condições de apoio, os pilares exibiram ambas as extremidades rotuladas e comprimentos de 3180 mm. A tensão de cedência do aço usado foi de 355 MPa, enquanto o betão teve uma resistência à compressão de 30 MPa. O nível de carregamento aplicado foi 20% do valor de cálculo da carga de encurvadura à temperatura ambiente. No quadro 2.6 e 2.7, pode ver-se uma síntese das características dos provetes ensaiados.

Quadro 2.6 – Colunas circulares, resultados e propriedades dos ensaios (Espinos et al. 2015).

Nº	D (mm)	t (mm)	Armadura	ρ (%)	e/D	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_s (MPa)	$\bar{\lambda}$	N_{sd}	Tempo (min)
C1	193,7	8	6ϕ12	2,74	0,5	36,4	359,1	512,4	0,75	186,65	26
C2	273	10	6ϕ16	2,40	0,5	37,6	369,1	553,5	0,54	387,46	30
C3	193,7	8	6ϕ12	2,74	0	43,2	359,1	512,4	0,76	535,57	29
C4	273	10	6ϕ16	2,40	0	37,8	451,1	553,5	0,57	882,9	72
C5	193,7	8	6ϕ16	4,86	0,75	35,8	359,1	553,5	0,77	152,41	29
C6	273	10	8ϕ20	5,00	0,5	36,9	369,7	566,5	0,56	391,53	57

Quadro 2.7 – Colunas quadradas, resultados e propriedades dos ensaios (Espinos et al. 2015).

Nº	D (mm)	t (mm)	A_s	ρ (%)	e/B	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_s (MPa)	$\bar{\lambda}$	N_{sd}	Tempo (min)
S1	150	8	4ϕ12	2,52	0,5	45	452,7	548	0,91	161,13	26
S2	220	10	4ϕ16 + 4ϕ10	2,8	0,5	39,7	560,3	527(ϕ16) 575,25(ϕ10)	0,66	446,53	23
S3	150	8	4ϕ12	2,52	0	43,2	452,7	548	0,9	404,29	32
S4	220	10	4ϕ16 + 4ϕ10	2,8	0	42,4	560,3	527(ϕ16) 575,25(ϕ10)	0,66	882,9	54
S5	150	8	8ϕ12	5,04	0,75	48,7	452,7	548	0,94	133,18	29
S6	220	10	4ϕ20 + 4ϕ16	5,15	0,5	38,8	560,3	527(ϕ16) 575,25 (ϕ10)	0,67	452,63	29

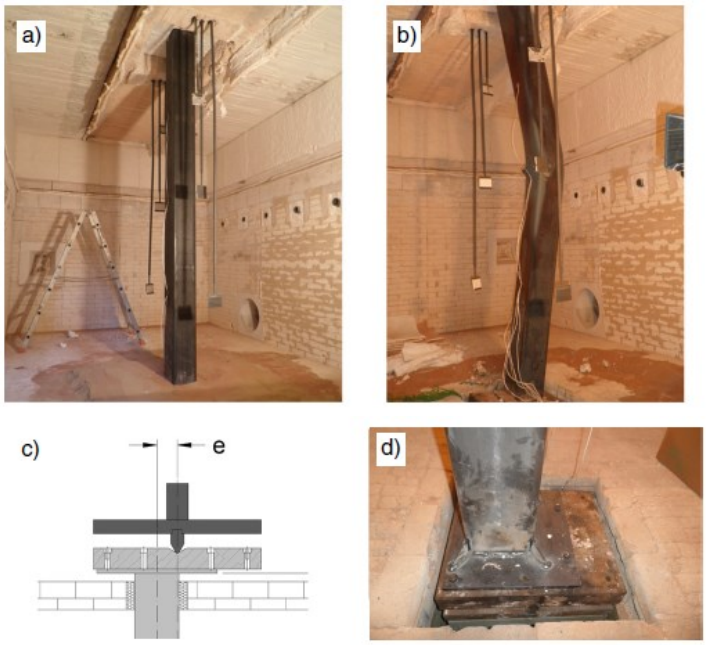


Figura 2.16 – Exemplo de um ensaio realizado por estes autores sobre uma coluna quadrada em ensaio ao fogo: a) Preparação da coluna para ensaio; b) Coluna depois do ensaio; c) Vista esquemática do apoio rotulado; d) Detalhe da excentricidade da base da coluna (Espinos et al., 2015).

A curva aplicada, foi a curva padrão de incêndio ISO 834 (1975) e o ensaio foi realizado sem restrição à dilatação térmica das colunas. Uma chapa de aço foi soldada nas extremidades com 300 x 300 x 15 mm (figura 2.16 – c e d), e o betão foi vibrado dentro das colunas para se

consolidar. Foram ainda feitos dois furos para libertação de pressões de ar e vapor de água produzidos dentro dos tubos.

Com este estudo concluiu-se, que o típico modo de instabilidade observado em todas as colunas foi a encurvadura global (figura 2.16 – b). Nos ensaios realizados sobre cargas concêntricas, a curva de deslocamento-tempo sobre fogo apresentou quatro fases, com a contribuição do núcleo de betão depois da cedência do tubo de aço. Todavia, para colunas sujeitas a carregamentos com excentricidade, apenas duas fases foram observadas, alongamento axial para a coluna e instabilidade repentina depois da cedência do tubo de aço ocorrer, devido a elevada esbelteza das colunas combinadas com as grandes excentricidades de carregamento (figura 2.18 e figura 2.19).

Comparando as colunas circulares com as colunas quadradas, a resposta das colunas circulares ao fogo foi mais eficiente do que as quadradas, uma vez que, para a mesma secção e níveis de carregamento iguais, as colunas apresentaram maior resistência ao incêndio, como pode ser visto na figura 2.17. Portanto, pode ser concluído que para o mesmo tipo de aço, as colunas circulares apresentaram melhor comportamento ao fogo do que as colunas quadradas.

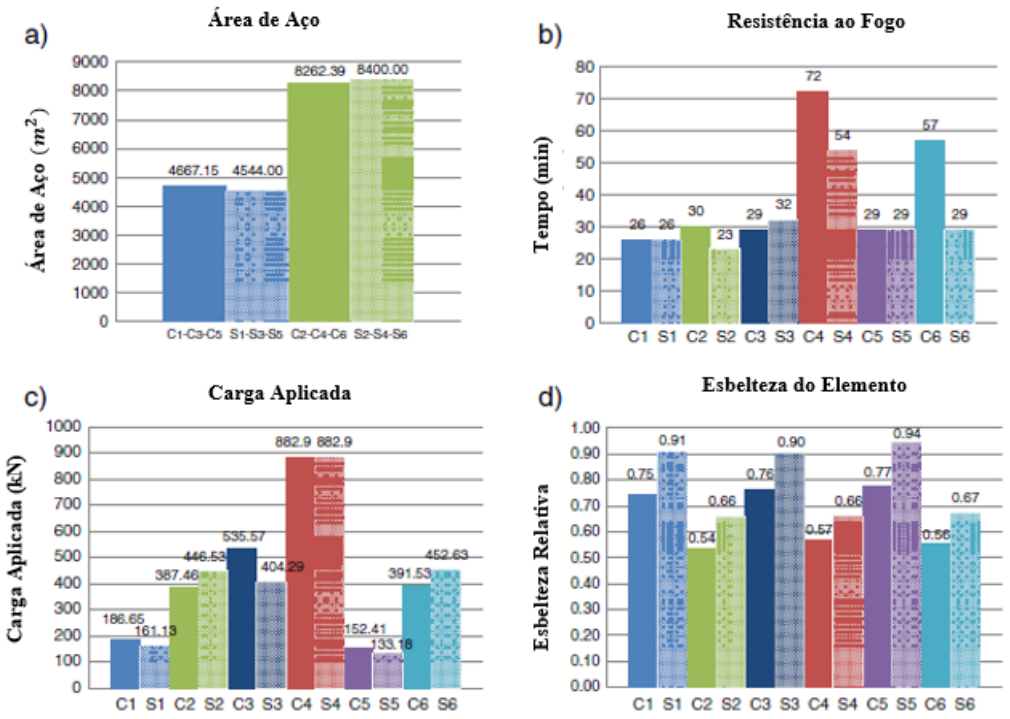


Figura 2.17 – Comparação entre o ensaio de colunas circulares e colunas quadradas (Espinos et al. 2015).

É importante notar que o fator de massividade (Am/V) das colunas circulares foi menor do que o apresentado para as colunas quadradas, o que levou a um melhor desempenho em situação de

incêndio, uma vez que as colunas circulares apresentaram menor superfície exposta ao fogo para o mesmo volume.

Se os casos S2 e S4 forem comparados, verifica-se que para as mesmas dimensões das colunas e percentagem de reforço, o tempo de resistência ao fogo (quadro 2.7), foi significativamente reduzido quando aplicada excentricidade de carregamento (23 min) em comparação com os ensaios de carregamento concêntrico (54 min), tendo o segundo caso (S4) duas vezes o carregamento aplicado para o primeiro caso (S2), figura 2.17 - c.

Quando a percentagem de reforço foi aumentada de 2,5% para 5% com a mesma excentricidade de carregamento aplicada, nos casos S6 e S2, o tempo de resistência ao fogo aumentou de 29 min para 23 min, apesar de o carregamento aplicado ter sido maior. Portanto, estes resultados confirmam que o reforço contribuiu ligeiramente para aumentar a resistência ao fogo destas colunas.

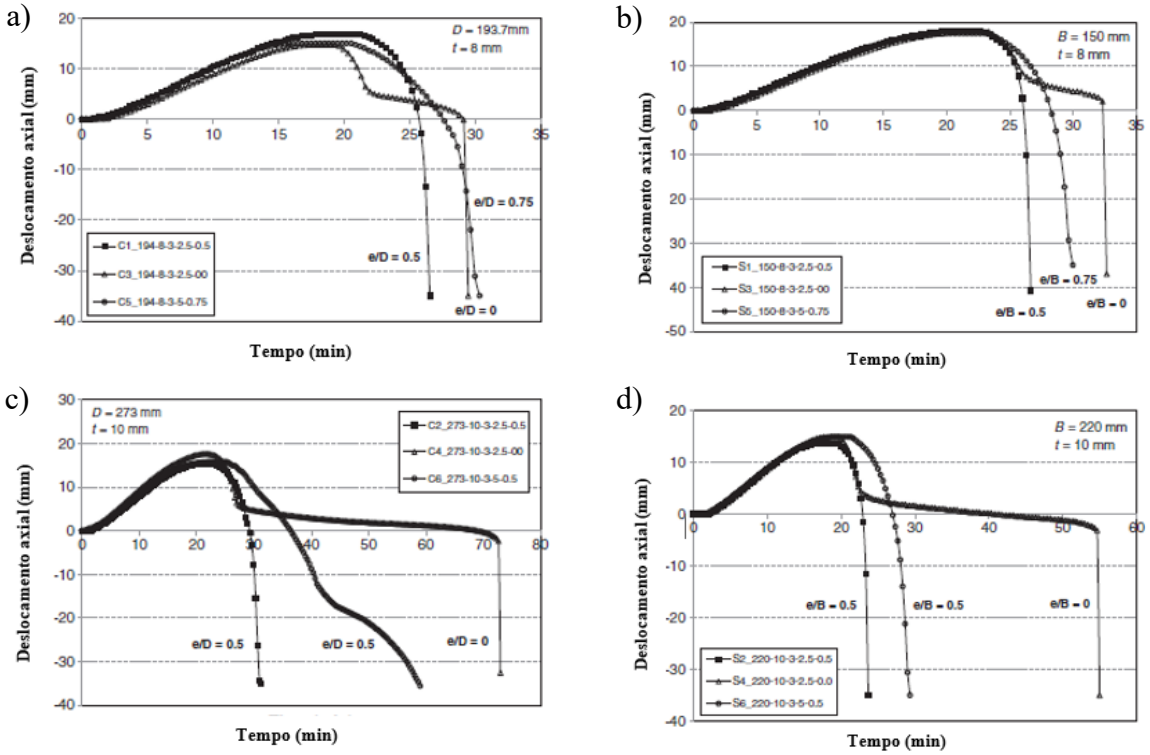
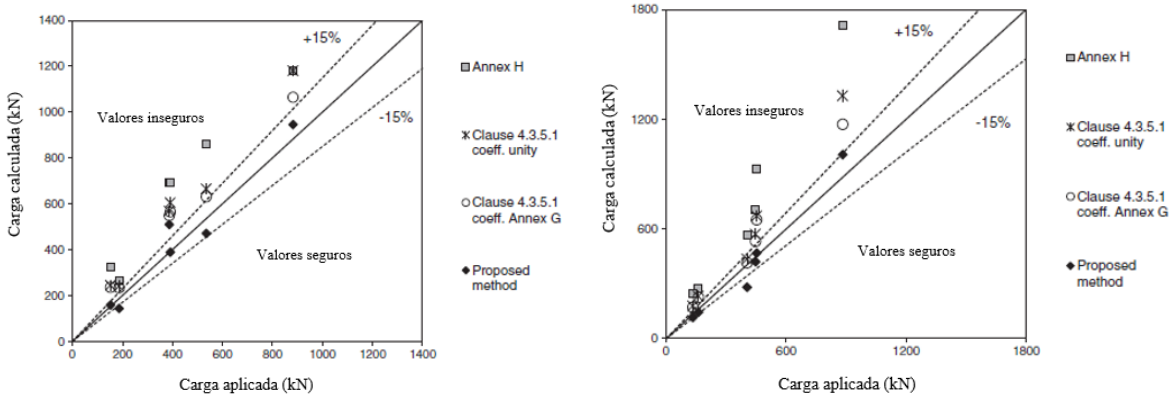


Figura 2.18 – Resultados dos ensaios ao fogo para colunas: a) CHS 193,7 x 8 mm; b) SHS 150 x 8 mm ; c) CHS 273 x 10 mm; d) SHS 220 x 10 mm (Espinos et al, 2015).

Por fim, foi feito por estes autores, uma comparação com o EN 1994-1-2 (2011), onde duas maneiras diferentes de cálculo são apresentadas: o modelo simples de cálculo para colunas mistas no ponto 4.3.5.1 e o método específico para o betão preenchendo colunas de aço ocas, no anexo H. Concluiu-se que o método apresentado no anexo H, não pode ser utilizado para

colunas de CFST, e como consequência, vários países incluíram nos anexos nacionais a proibição da utilização deste método, sendo aconselhado como alternativa o uso do método geral proposto na clausula 4.3.5.1.

Como parte deste método, foi calculada a rigidez de flexão efetiva das colunas em situação de incêndio ($(EI)_{fi}, ef$). A avaliação desta equação requereu uma definição de um conjunto de fatores de redução ($\varphi_{i,\theta}$) que têm em conta o efeito da tensão térmica. Todavia, os valores destes coeficientes não estão especificados nas normas para colunas mistas. Assim, diferentes valores foram assumidos, como iguais à unidade, ou usado o explícito no anexo G para secções de aço de revestimento (Espinos et al. (2015)). As cargas de encurvadura calculadas por estes autores foram comparadas, com as cargas de ensaio e podem ser vistas graficamente, na figura 2.19. Como conclusão, pode dizer-se que os métodos de cálculo para colunas carregadas excentricamente são inseguros, apenas se aproximam do obtido experimentalmente dependendo dos valores usados nos coeficientes de redução.



a) b)

Figura 2.19 – Comparação entre a carga de encurvadura calculada e a carga de ensaio: a) secções circulares; b) secções quadradas (Espinos et al, 2015).

De forma a melhorar os métodos propostos e a sua validade para colunas carregadas excentricamente, é necessário que se façam correções específicas nos coeficientes para ter em conta o efeito do carregamento e a percentagem de reforço, devendo ser realizados mais estudos paramétricos, como aquele que foi apresentado nesta dissertação.

2.3.1.2 Colunas de secção elíptica

No contexto de colunas tubulares de secção elíptica, o que se encontra na literatura é bastante limitado. Por isso, no quadro 2.8 mostra-se uma evolução destes estudos e tentou-se apresentar os que incidiram sobre o comportamento de colunas tubulares de secção elíptica em situação de incêndio, que como se viu foram poucos.

Quadro 2.8 – Estudos desenvolvidos sobre colunas tubulares de secção elíptica.

Autor	Estudo	Ano
Willibald S, Packer JA, Martinez-Sauced G	Comportamento de placas de reforço para ligações e membros estruturais de secção elíptica oca.	2006
Gardner L, Chan TM	Classificação da secção transversal de colunas tubulares ocas de secção elíptica.	2007
Yang H, Lam D, Gardner L	Investigação e análise de colunas tubulares de aço preenchidas com betão.	2008
Chan TM, Gardner L	Resistência à compressão de perfis de aço ocos de secção elíptica laminados a quente.	2008
Gardner L, Chan TM,Wadee MA	Resistência ao corte de secções ocas elípticas.	2008
Chan TM, Gardner L	Resistência à flexão de perfis elípticos ocos laminados a quente.	2008
Ruiz-Teran AM, Gardner L	Encurvadura elástica de tubos elípticos.	2008
Zhao XL, Packer JA	Investigação e projeto de colunas tubulares de pequena dimensão de secção elíptica.	2009
T.M. Chan, L. Gardner	Instabilidade lateral de colunas ocas de secção elíptica.	2009
X.-L. Zhao, J.A. Packer	Ensaios e dimensionamento de colunas curtas de aço preenchidas com betão de secção elíptica.	2009
T.M. Chan, L. Gardner, K.H	Projeto estrutural de colunas ocas de secção elíptica (revisão da norma).	2010
Insausti A, Gardner L	Modelo analítico de colapso plástico para compressão de secções ocas elípticas.	2011
Espinos A, Gardner L, Romero ML, Hospitaler A.	Comportamento ao fogo de colunas tubulares de secção elíptica preenchidas com betão.	2011
Sheehan A, Dai XH, Chan TM, Lam D	Resposta estrutural de secções elípticas de aço preenchidas com betão a cargas excêntricas.	2012
T. Sheehan, X.H. Dai, T.M. Chan, D. Lam	Resposta estrutural de colunas tubulares elípticas preenchidas com betão sujeitas a compressão excêntrica.	2012

K.H. Law, L. Gardner	Instabilidade lateral de vigas de secção elíptica.	2012
N. Jamaluddin, D. Lam, X.H. Dai, J. Ye	Estudo experimental sobre colunas preenchidas com betão de secção elíptica sob compressão axial.	2013
K. Uenaka	Estudo experimental de colunas tubulares curtas de secção elíptica/ovais preenchidas com betão.	2014
Q.X. Ren, L.H. Han, D. Lam, W. Li	Ensaios em colunas e vigas tubulares preenchidas com betão e de secção elíptica (CFST).	2014
A. Espinos, M.L. Romero, J.M. Portolés, A. Hospitaler	Comportamento ao fogo de colunas tubulares esbeltas preenchidas com betão de secção elíptica e com carregamento excêntrico.	2014

Primeiramente, apresenta-se um estudo realizado por Tom Scullion, Faris Ali, Ali Nadjai, (2011) que vai ao encontro de dois ensaios realizados nesta dissertação, ou seja, o estudo do comportamento em situação de incêndio de colunas tubulares de secção elíptica de aço carbono ocas, restringidas axialmente. Uma das particulares deste estudo foi que a curva de incêndio aplicada era uma curva mais severa, curva de incêndio de hidrocarbonetos (figura 2.20), e por isso os resultados obtidos foram relativamente mais exagerados que os obtidos nesta dissertação, porém foi um estudo com grande interesse de apresentação.

Este estudo experimental tratou de 12 ensaios de colunas EHS, 6 sem restrição axial e 6 com restrição axial e com duas esbeltezas, $\lambda_z = 40{,}1\ e\ \lambda_z = 50{,}8$. As colunas foram sujeitas à curva de incêndio de hidrocarbonetos e os perfis laminados a quente, com classe S355J2H, ou seja com uma tensão de cedência ($f_y = 355$ N/mm^2). Um resumo das secções estudadas por estes autores apresenta-se no quadro 2.9 seguinte.

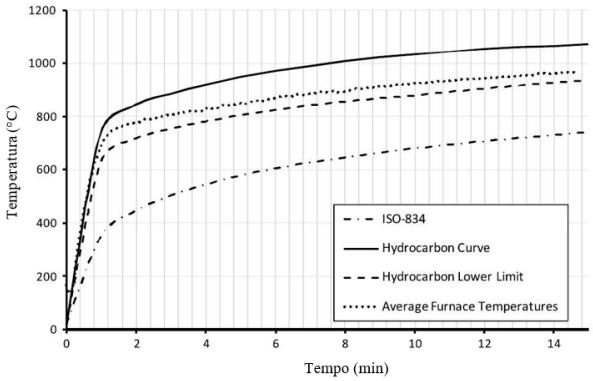


Figura 2.20 – Curvas de incêndio e temperaturas médias do forno obtidas pelos ensaios de Tom Scullion et al (2011).

Estas curvas representam incêndios que são encontradas em indústrias petroquímicas e em incêndios de combustíveis líquidos.

Quadro 2.9 – Dimensões e propriedades dos provetes ensaiados por Tom Scullion et al (2011).

Designação da Coluna	H (mm)	B (mm)	t (mm)	Iy (cm^4)	Iz (cm^4)	iy (cm)	iz (cm)	λy	λz	A_{cs} (cm^2)	Massividade Am/V (m^{-1})
EHS-A	250	125	8	2732	909	7,78	4,49	23,1	40,1	45,1	134
EHS-B	200	100	8	1358	446	6,17	3,54	29,2	50,8	35,7	136

Nestes ensaios, a rigidez axial imposta pelo dispositivo de restrição (k_{RA}) a cada coluna, foi de 61,2 KN/mm e a rigidez de cada coluna (k_c) calculada foi de 526 e 416 kN/mm para EHS - A e EHS - B, produzindo um nível de restrição axial (α_k), dado por $\alpha_k = \frac{k_{RA}}{k_c}$ de 0,12 e 0,15 respetivamente. Na aplicação do carregamento axial, a restrição axial foi aplicada por uma viga lateral e nas extremidades das colunas foram colocadas duas chapas com um rolamento em meia-lua, o que provocou uma condição rotulada sobre o menor eixo, maximizando o comprimento efetivo da coluna (L_e). O carregamento foi exercido por um macaco hidráulico, sendo vários os níveis de carregamento aplicados de 60%, 45% e 30% para A1 - B1, A2 - B2 e A3 - B3 respetivamente. A carga ao longo dos ensaios manteve-se constante, com valores de carga máxima aplicada de 1334 KN para EHS - A e 994 KN para EHS - B. Os ensaios terminaram quando verificada a instabilidade da coluna, ou seja, quando os valores registados para os deslocamentos axiais foram negativos (encurtamento da coluna).

Estes autores concluíram, que restringindo axialmente as colunas, diminui o desenvolvimento do deslocamento axial global destas (figura 2.22 – b). Verificando-se que para EHS - A houve uma diminuição de 35% do deslocamento axial, de colunas não restringidas para colunas restringidas. E para as colunas mais esbeltas, EHS - B, as percentagens de diminuição de deslocamento axial foram de 41% para EHS - B1, 39% para EHS - B2 e 34 % para EHS - B3.

Verificou-se também, que quando se restringiram as colunas, forças adicionais foram geradas devido à expansão térmica da coluna durante o seu aquecimento, sendo obtidas maiores forças de restrição, para as colunas EHS sobre menores níveis de carregamento.

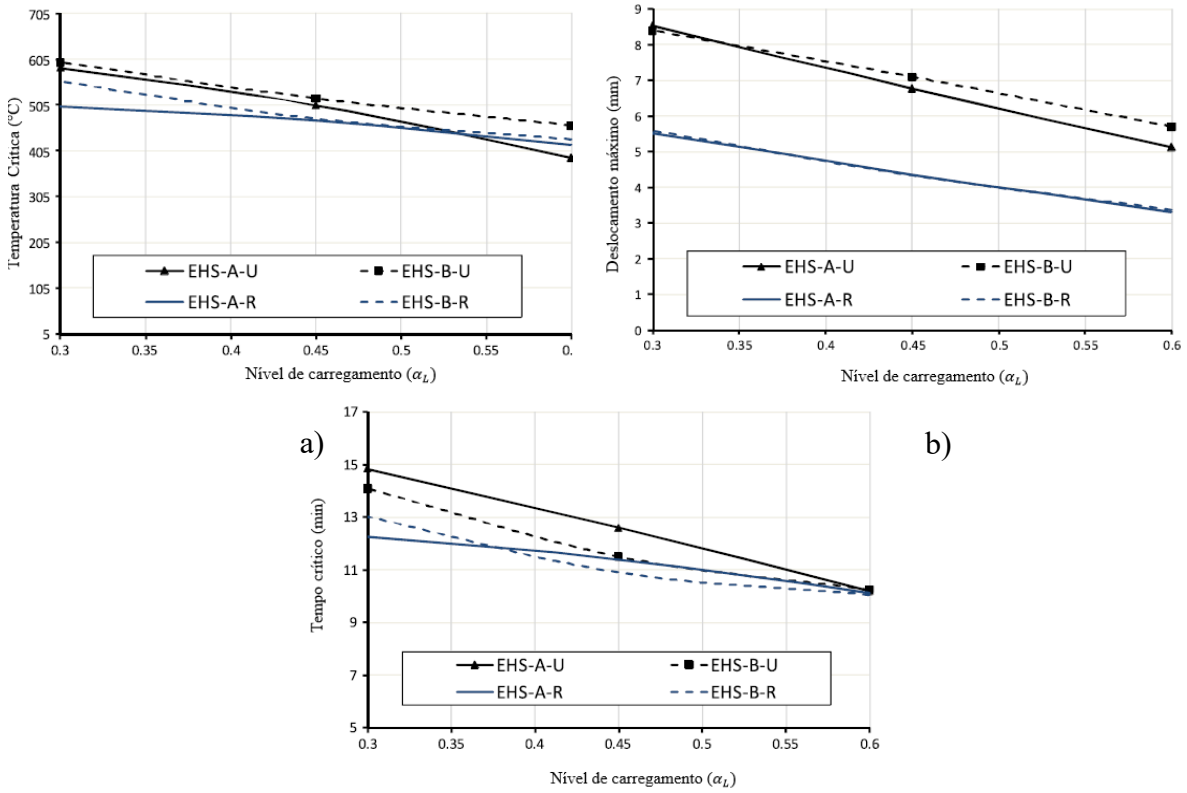


Figura 2.21 – O efeito do nível de carregamento para a instabilidade de colunas EHS segundo: a) A temperatura crítica; b) O deslocamento axial máximo; c) O tempo crítico (Tom Scullion et al, 2011).

Na figura 2.21, pode ser visto o efeito do nível de carregamento, para a temperatura média de cedência da coluna, para o máximo deslocamento axial e para o tempo crítico. Concluiu-se que para as colunas EHS sobre 60 % de nível de carregamento, o tempo crítico foi aproximadamente o mesmo para ambas as seções restringidas e não restringidas, mas divergindo significativamente assim que o nível de carregamento diminuiu. A figura 2.21 - b), mostra que o deslocamento axial foi quase idêntico para os 3 níveis de carregamento.

Por fim, na figura 2.22 apresenta-se os modos de instabilidade obtidos por estes autores para cada provete. Sendo verificada a encurvadura local de cada uma. Para as colunas restringidas a encurvadura foi mais profunda do que nas colunas não restringidas.

No provete EHS - A3 - R, verificou-se uma encurvadura local bastante severa, o aparecimento desta encurvadura local é algumas vezes associado a colunas circulares ocas (CHS) sobre a ação de compressão uniforme axial. Este tipo de encurvadura local pode também encontrar-se nas colunas curtas de EHS ensaiadas à compressão sobre grandes temperaturas.

Na coluna B3, figura 2.22 – f, ocorreu encurvadura local, e esta encurvadura assemelha-se à encurvadura de uma chapa, sendo muitas vezes associada a colunas retangulares RHS (Tom Scullion et al, 2011). Os dois modos de encurvadura obtidos apareceram para uma temperatura crítica de 586ºC para EHS - A3 - R e de 597ºC para EHS - B3 - R. De acordo com a tabela 3.1 da EN 1993-1-2 (2010), para estas temperaturas o módulo de elasticidade do aço carbono decresce aproximadamente 70%.

Relativamente ao nível de carregamento obteve-se, que as mudanças no tipo de secção (EHS - A para EHS – B), por diminuição das dimensões da secção transversal, para o mesmo nível de carregamento (30%) e sobre restrição axial influenciam o modo de instabilidade das colunas. Notou-se ainda, que a encurvadura local ocorreu a aproximadamente a 600 mm de altura.

a) b) c) d) e) f)

Figura 2.22 – Provetes no fim do ensaio: a) EHS-A1-R; b) EHS-A2-R; c) EHS-A3-R; d) EHS-B1-R; e) EHS-B2-R; f) EHS-B3-R (Tom Scullion et al, 2011).

Como resumo das principais conclusões deste estudo (Tom Scullion et al, 2011), salienta-se:

- Adicionar restrição às colunas tubulares de secção oca elíptica reduziu o tempo crítico de instabilidade em todas as colunas.

- Forças de restrição mais elevadas foram evidentes em colunas menos carregadas. Com 30% de carga, as colunas quase duplicaram a carga original à temperatura ambiente.

- Para o instante em que ocorreu a instabilidade, as colunas com restrição à dilatação térmica apresentaram menores temperaturas no aço.

- O modo de instabilidade dos provetes ensaiados foi a instabilidade por encurvadura local.

- A consideração de restrições à dilatação térmica mudou o modo de encurvadura local apresentado para secções do tipo EHS - A3. Podendo-se dizer que sem restrições exibe encurvadura local semelhante à encurvadura de placas e com restrições passa a apresentar uma encurvadura local mais severa, denominada por estes autores de *"elephant foot"*.

Em relação às colunas mistas CEHS (*Composite Elliptical Hollow Section*) em situação de incêndio, não existem grandes estudos até a data, o único estudo que se encontra na literatura foi realizado por A. Espinos, M.L. Romero, J.M. Portolés, A. Hospitaler (2014). Este estudo consistiu em um programa experimental onde 6 colunas de CEHS foram estudadas sobre carregamentos concêntricos e excêntricos, usando valores de excentricidades de 20 e 50 mm (sobre o menor eixo). Todas as colunas tubulares ensaiadas tinham dimensões de secção transversal de 220 x 110 x 12 mm e 3180 mm de comprimento. Além disso, 3 delas apresentaram betão reforçado e outras 3 apenas betão e foram testadas sobre condições rotuladas no topo e fixas na base. A carga axial aplicada foi de 20% do valor de cálculo da carga de encurvadura à temperatura ambiente, e como ação térmica, a curva de incêndio aplicada foi a ISO 834 (1975). O tipo de betão usado foi o C30.

Como resultados experimentais obtidos, constatou-se que todos os modos de instabilidade ocorreram por encurvadura global em torno do eixo de menor inércia (figura 2.23). E não foi verificada encurvadura local, nem a meio das colunas, nem no fim destas.

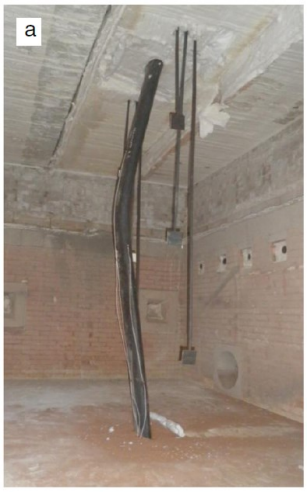
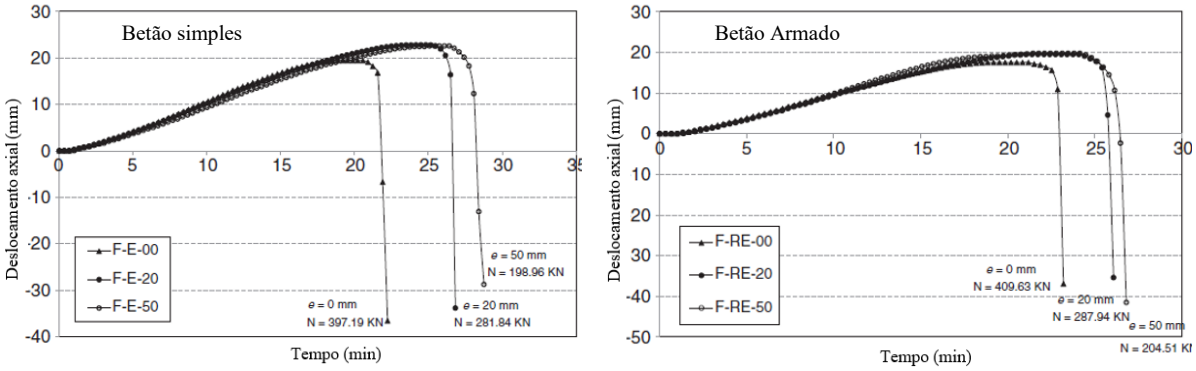


Figura 2.23 – Deformada final da coluna tubular mista de secção elíptica ensaiada por Espinos et al. (2014).

As curvas de tempo-deslocamento axial para as colunas ensaiadas, apresentaram apenas duas fases, quando comparadas com as curvas típicas existentes que apresentam 4. Isto pode dever-se à grande esbelteza das colunas ensaiadas por estes autores (Espinos et al., 2014). As duas fases obtidas podem ser vistas na figura 2.24, a primeira fase correspondeu à dilatação do tubo de aço e a segunda fase ao encurtamento axial da coluna, que ocorreu quando o tubo de aço começou a ceder.

Concluiu-se também, que o reforço do betão, quando comparadas as colunas para os mesmos níveis de carregamento, não apresentou um papel importante no comportamento mecânico dos provetes, o que é frequente no caso de colunas esbeltas (Espinos et al., 2014), e que a resistência ao fogo das colunas com reforço foi ligeiramente maior, mas muito similar às colunas sem reforço. Podendo-se dizer que apesar de as diferenças serem reduzidas, o uso de reforço tem um efeito favorável na resposta destas colunas em situação de incêndio.



a) b)

Figura 2.24 – Efeito do carregamento excêntrico nos ensaios ao fogo: a) Colunas sem betão reforçado b) Colunas com betão reforçado (Espinos et al., 2014).

Também foi proposto pelos autores, métodos de dimensionamento para a resistência ao fogo destas colunas, e foi confirmado que os métodos na EN 1994-1-1 (2011) para membros em compressão axial ou combinação desta com encurvadura uniaxial em torno dos eixos de menor inércia (mais fracos), produziram resultados exatos para avaliar a resistência por encurvadura das colunas CEHS, embora sejam necessários mais ensaios para avaliar a encurvadura em torno dos eixos de maior inércia (mais fortes) (Espinos et al., 2014).

Por sua vez, o método de cálculo na EN 1994-1-2 (2011) não apresentou tais níveis de exatidão. Quando comparados com resultados em situação de incêndio, resultados inseguros foram obtidos para carregamentos concêntricos sobre as colunas, usando coeficientes de redução da rigidez por flexão, igual à unidade. Provaram assim, que é necessário desenvolver mais estudos experimentais e correções específicas para estes coeficientes para colunas CEHS em situação

de incêndio. Como recomendado para estes coeficientes, estes autores sugeriram, os coeficientes apresentados no anexo nacional francês para o EC4 (2007) (NF-EN 1994-1-2/NA).

2.4 Avaliação da resistência ao fogo segundo os Eurocódigos

Além dos modelos avançados de cálculo, como programação em elementos finitos, de elementos estruturais em situação de incêndio, os Eurocódigos apresentam modelos de cálculo simplificado, que exibem uma maior exatidão e aproximação da realidade para os esforços de cálculo nestas situações. Estes modelos têm uma abordagem conservadora e são baseados em resultados experimentais e numéricos.

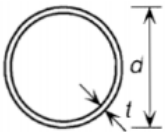
2.4.1 Aço Inoxidável – EN 1993-1-1 (2010) / EN 1993-1-4 (2004)

Para a avaliação da resistência ao fogo de colunas tubulares ocas de aço e aço inoxidável, o Eurocódigo define métodos gerais de dimensionamento na EN 1993-1-1 (2010), sendo que há uma Norma Europeia particular para os casos especiais de uso de aço inoxidável, a EN 1993-1-4 (2004).

Segundo os Eurocódigos a análise de um elemento começa pela classificação da sua secção transversal. Esta classificação faz-se de acordo com a esbelteza e tipo de esforços que atuam nos componentes da secção transversal sendo que diferentes componentes (por exemplo: alma, banzo, secções tubulares) podem ser classificados de modo diferente (quadro 2.10).

Nesta EN 1993-1-4 (2004) é possível encontrar, os valores de tensão limite de proporcionalidade e últimos para os diferentes tipos de aço inoxidável, o valor do módulo de elasticidade, módulo de distorção, o coeficiente de poison, assim como o valor de cálculo para a classe correspondente ao elemento em estudo.

Quadro 2.10 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (secções tubulares), adaptado de EN 1993-1-4 (2004).



Classe	Secção em flexão (até CHS 240)		Secção em compressão	
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$		$d/t \leq 50\varepsilon^2$	
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$		$d/t \leq 750\varepsilon^2$	
3	$d/t \leq 280\varepsilon^2$ **Nota**: para d>240 mm e $d/t > 280\varepsilon^2$ Ver EN 1993-1-6		$d/t \leq 90\varepsilon^2$ **Nota:** para $d/t > 90\varepsilon^2$ Ver EN 1993-1-6	
$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\frac{E}{210000}\right]^{0,5}$	Liga	1.4301	1.4401	1.4462
	$f_y(MPa)$	210	220	460
	ε	1,03	1,01	0,698

Com a definição da classe e dos parâmetros enumerados em cima, pode iniciar-se o cálculo do valor da resistência à compressão, definido na EN 1993-1-1 (2010), como o valor de cálculo de compressão atuante, ou de serviço, N_{Ed}, e deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \tag{1}$$

Onde, $N_{c,Rd}$ é o esforço normal resistente à compressão uniforme e é determinado por:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \text{ – Classes 1, 2 e 3.} \tag{2}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff}f_y}{\gamma_{M0}} \text{ – Classe 4.} \tag{3}$$

Como os elementos de aço inoxidável podem colapsar antes de atingirem a tensão de cedência, devido à sua elevada esbelteza e esforços de compressão elevados que originam fenómenos de encurvadura, adicionalmente a esta verificação da sua secção transversal e de acordo com a EN 1993-1-1 (2010), é necessário calcular a resistência dos elementos à encurvadura e neste caso esta resistência em situação de incêndio.

Assim, com a definição da classe e dos parâmetros enumerados em cima, pode iniciar-se o cálculo do valor da resistência à encurvadura de elementos uniformes comprimidos em situação de incêndio ($N_{fi,Rd}$).

Inicialmente um elemento comprimido deve sempre verificar a relação de encurvadura (EN 1993-1-1 (2010):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \tag{4}$$

Com $N_{b,Rd}$ em situação de incêndio a corresponder a $N_{fi,Rd}$ e a ser calculado de um modo geral, como:

$$N_{fi,Rd} = \frac{\chi.A.fy}{\gamma_{M,fi,i}} \text{ – Classes 1, 2 e 3.} \tag{5}$$

$$N_{fi,Rd} = \frac{\chi.A.fy}{\gamma_{M,fi,i}} \text{ – Classe 4.} \tag{6}$$

Em que:

χ- Coeficiente de redução correspondente ao modo de encurvadura;

A-Área da secção transversal [mm^2];

fy- Tensão de cedência [N/mm^2];

$\gamma_{M,fi,i}$-Coeficientes parciais de segurança em situação de incêndio. $\gamma_{M,fi,i} = 1$ para o aço.

Onde o valor de cálculo do coeficiente de redução (χ), é dado por:

$$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{[\phi^2 - \bar{\lambda}^2]})} \leq 1 \tag{7}$$

Com,

$$\phi = 0{,}5\left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0\right) + \bar{\lambda}^2\right] \tag{8}$$

Sendo α e $\bar{\lambda}_0$ fatores dados pelo EN1993-1-4 (2004), e para elementos tubulares de valor 0,49 e 0,4 respetivamente.

Quadro 2.11 – Valores de α e $\bar{\lambda}_0$, adaptados da EN 1993-1-4 (2004).

Modo de Encurvadura	Tipo de Elemento	α	$\bar{\lambda}_0$
Flexão	Secções abertas enformadas a frio	0,49	0,40
	Secções tubulares (soldadas ou laminadas)	0,49	0,40
	Secções abertas soldadas (eixo de maior inércia)	0,49	0,20
	Secções abertas soldadas (eixo de menor inércia)	0,76	0,20
Torção e Flexão-Torção	Todos os elementos	0,34	0,20

Já para a esbelteza normalizada esta é dada pelas equações seguintes variando conforme a classe:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A.fy}{N_{cr}\ ou\ N_{fi,cr}}} \text{ – Classes 1, 2 e 3.} \tag{9}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}.fy}{N_{cr}\ ou\ N_{fi,cr}}} \text{ – Classe 4.} \tag{10}$$

Quando se apresentam esbeltezas adimensionais $\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0$ ou para $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq \bar{\lambda}_0{}^2$, os efeitos da encurvadura podem ser ignorados, sendo apenas verificadas a segurança das secções transversais.

Por fim, o valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante em situação de incêndio ($N_{fi,cr}$) baseado nas propriedades da secção transversal bruta ou também denominado carga crítica de Euler é dado por:

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2.E.I}{L_0{}^2} \tag{11}$$

Onde,

L_0 – Comprimento de encurvadura $[mm]$ que depende das condições de apoio;

I – Momento de inércia da secção transversal $[mm^4]$;

E – Módulo de elasticidade $[N/mm^2]$.

Posto isto, têm-se todos os parâmetros necessários para calcular o valor de cálculo da resistência à encurvadura dos elementos de aço carbono e aço inoxidável em situação de incêndio.

2.4.2 Colunas Tubulares Mistas – EN 1994-1-2 e anexo H

As normas de projeto para elementos estruturais mistos de aço e betão, e que permitem o dimensionamento de elementos tubulares em situação de incêndio são definidas na EN 1994-1-2 (2011). Neste ponto serão apresentados os modelos de cálculo simplificados presentes nessa Norma Europeia e vistas as suas duas abordagens. A primeira, método geral para colunas mistas com compressão axial, é proposta na cláusula 4.3.5.1 da EN 1994-1-2 (2011). E a segunda, método de cálculo para colunas CFST com as 4 faces expostas ao fogo, pode ser vista no anexo H dessa mesma Norma.

2.4.2.1 Método geral para colunas mistas proposto na cláusula 4.3.5.1 da EN 1994-1-2.

Este método define que para o cálculo da resistência à encurvadura das colunas, este valor seja dado pela equação (5) ou (6), dependendo da classe da secção transversal do elemento. O método apresentado nesta secção pode ainda ser comparado com o método indicado na EN 1994-1-1 (2011) para o cálculo da capacidade resistente do elemento à temperatura ambiente, com a particularidade de alteração, da curva "a" usada para a temperatura ambiente, pela curva "c" usada para situação de incêndio.

Para este caso (elementos mistos) o valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial em situação de incêndio é dado por:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j \frac{A_{a,\theta} f_{amax,\theta}}{\gamma_{M,fi,a}} + \sum_k \frac{A_{s,\theta} f_{smax,\theta}}{\gamma_{M,fi,s}} + \sum_m \frac{A_{c,\theta} f_{c,\theta}}{\gamma_{M,fi,c}} \tag{12}$$

Onde,

$A_{i,\theta}$ - Área de cada elemento da secção transversal correspondendo os índices "a", "s" e "c" às áreas dos perfis de aço dos elementos de reforço e do preenchimento de betão, respetivamente;

$\gamma_{M,fi,i}$- São os coeficientes parciais de segurança para os materiais em situação de incêndio.

Para este tipo de elementos a rigidez à flexão efetiva pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$EI_{fi,eff} = \sum_{j}\left(\varphi_{a,\theta}\bar{E}_{a,\theta}I_{a,\theta}\right) + \sum_{k}\left(\varphi_{s,\theta}\bar{E}_{s,\theta}I_{s,\theta}\right) + \sum_{m}\left(\varphi_{c,\theta}\bar{E}_{c,sec,\theta}I_{c,\theta}\right) \quad (13)$$

$I_{i,\theta}$ - Momento de inércia de cada elemento da secção transversal;

$E_{c,sec,\theta}$ - Valor característico para o módulo secante do betão em situação de incêndio;

$\varphi_{i,\theta}$ - Fator de redução da rigidez à flexão, dependente do efeito das tensões geradas por ações térmicas. Hoje em dia, este fator é de grande importância e motivo de debate entre vários autores, como já referido neste capítulo, uma vez que para secções tubulares preenchidas com betão, estes fatores não se encontram ainda desenvolvidos e são geralmente admitidos iguais à unidade, o que tem vindo a ser demonstrado que não produz resultados seguros.

Após calcular a resistência à flexão, é possível calcular a carga crítica de Euler, em situação de incêndio, segundo a equação (11) no ponto 2.4.1.

Por fim, é então calculada a esbelteza normalizada do elemento, que permite calcular o coeficiente de redução χ nas curvas de encurvadura através da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{N_{fi,pl,R}/N_{fi,cr}} \quad (14)$$

$N_{fi,pl,Rd}$ é o valor dado pela equação (2) quando os fatores $\gamma_{M,fi,i}$ são considerados iguais à unidade.

Encontraram-se assim todos os valores necessários ao cálculo da carga de encurvadura em situação de incêndio.

2.4.2.2 Método simplificado proposto no Anexo H da EN 1994-1-2 (2011)

Este outro método simplificado, proposto no anexo H da EN 1994-1-2 (2011) permite calcular o valor de cálculo da resistência à compressão axial de uma coluna tubular preenchida com betão em situação de incêndio, ou seja exposta à curva padrão de incêndio ISO 834 (1975).

De igual modo ao apresentado no ponto 2.4.2.1, o primeiro passo é calcular a distribuição de temperaturas na secção transversal em colunas CFST, de acordo com os princípios de transferência de calor. Porém, esta Norma europeia só dá recomendações para o cálculo destas devido à complexidade da distribuição, não uniforme, de temperaturas no núcleo de betão. Sendo sugerido o cálculo da distribuição de temperaturas na secção transversal dos elementos mistos por modelos de cálculo avançados.

Num segundo passo, para se obter o valor de cálculo da carga de encurvadura de uma coluna com as 4 faces expostas ao fogo, a metodologia de cálculo aconselha a seguinte expressão:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd} \tag{15}$$

Ou seja, o valor de cálculo da carga de encurvadura de uma coluna em situação de incêndio ($N_{fi,Rd}$) é definido quando a carga crítica de encurvadura de Euler em situação de incêndio ($N_{fi,cr}$) é igual ao valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial de toda a secção transversal ($N_{fi,pl,rd}$).

A carga crítica de encurvadura de Euler em situação de incêndio é calculada por:

$$N_{fi,cr} = \pi^2 \left[E_{a,\theta,\sigma} I_a + E_{c,\theta,\sigma} I_c + E_{s,\theta,\sigma} I_s\right] / l_\theta^2 \tag{16}$$

E $N_{fi,pl,rd}$ pode ser calculado de acordo com a equação (12).

É importante referir também que para ser determinada a capacidade resistente da coluna é necessário realizar um processo iterativo até que ambas as expressões cheguem ao mesmo valor, encontrando assim o valor de convergência.

Como provaram A.Espinos et al. (2015) e pelo conhecimento geral, este método apresenta limitações, restringindo-se a sua aplicação a elementos com esbelteza menor que 0,5, colunas com comprimento de encurvadura menor que 4,5 m, diâmetros de secção transversal entre 140 mm e 400 mm, classes de resistência do betão entre C20/25 e C50/60, classe de resistência do aço entre S235 e S460, percentagem de armadura inferior a 5% e para colunas com resistência ao fogo inferiores a 120 min.

Alternativas a estes métodos simplificados foram propostas por Wang (2000), Kodur (1999), Han et al. (2003b) e Espinos et al. (2015).

2.5 Considerações Finais

Neste capítulo apresentou-se uma revisão dos vários estudos experimentais realizados, ao longo dos anos, para colunas tubulares. Com principal foco no comportamento de colunas tubulares de secção circular e elíptica em situação de incêndio e nas principais Normas Europeias em vigor para estas situações. A pesquisa do trabalho experimental e exposição foi de grande importância para o suporte de toda a dissertação, assim como para avanços sobre esta matéria na realidade destes elementos estruturais.

Tendo em conta as conclusões dos vários estudos, pode dizer-se que:

- Para colunas tubulares de aço inoxidável em situação de incêndio e rotuladas em ambas as extremidades, o nível e excentricidade de carregamento são fatores importantes que influenciam a temperatura crítica e a resistência ao fogo. Sendo que quanto maior for o

nível de carregamento do provete, menor será a temperatura crítica do mesmo. E quando as colunas tubulares são ensaiadas sem restrições axiais, os modos de instabilidade para este tipo de colunas tendem a ser encurvadura global e interação de encurvadura global com encurvadura local.

- Colunas tubulares de aço carbono preenchidas com betão de secção circular têm uma resistência ao fogo de cerca de 3 horas comparativamente às colunas com a mesma secção mas apenas em aço, que demoram 15 minutos a atingir a resistência máxima ao fogo. Pode dizer-se ainda que para este tipo de secções, quando utilizada a mesma quantidade de aço, em comparação com secções quadradas, apresentam melhor comportamento ao fogo (maiores cargas de colapso e maior resistência).

- De um modo geral, para colunas tubulares de secção elíptica em situação de incêndio, a consideração de restrições à dilatação térmica, tem efeitos sobre o modo de instabilidade destas, alterando-o e provocando uma diminuição da temperatura crítica. Já para colunas tubulares mistas de secção elíptica, verificou-se que estas apresentam uma resistência ao fogo ligeiramente maior do que as colunas tubulares apenas em aço carbono. E todos os modos de instabilidade ocorreram por encurvadura em torno do eixo de menor inércia.

- Relativamente às Normas Europeias existentes para o dimensionamento ao fogo de colunas tubulares confirmou-se, que algumas destas ainda têm métodos inseguros e pouco claros quando aplicadas em situação de incêndio, como é o caso da EN 1993-1-4 (2004) e da EN 1994-1-2 (2011), frisando-se assim a necessidade da realização de mais estudos experimentais e revisões das normas existentes (Gardner et al., 2009) e (E.Serra et al., 2015).

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE COLUNAS TUBULARES DE SECÇÃO CIRCULAR E ELÍPTICA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1 Introdução

As colunas tubulares em situação de incêndio apresentam comportamentos que variam com as condições de fronteira a que estão submetidas e com as características de cada coluna.

Neste capítulo, descreve-se o trabalho experimental realizado para avaliação do comportamento estrutural de colunas de aço, aço inoxidável e mistas, em situação de incêndio, considerando a existência de restrição à dilatação térmica das colunas. O trabalho laboratorial consistiu, numa forma sucinta, em duas fases. Na primeira fase foram estudados pilares circulares de aço inoxidável e pilares elípticos de aço carbono, com ambas as extremidades semi-rígidas e na segunda fase estudaram-se pilares mistos de secção circular e elíptica, com ambas as extremidades rotuladas. O sistema rotulado utilizado foi dimensionado e desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra no âmbito do projeto de investigação FRISCC.

O sistema de restrição adotado para as colunas tubulares manteve-se com rigidez constante, tanto axial como rotacional e a rigidez dos pilares ensaiados foi diferente, dependendo esta do tipo de material usado para cada uma das colunas. Os parâmetros, secção transversal, esbelteza, nível de carregamento e as condições de apoio das colunas foram modificados de ensaio para ensaio, e a influência de cada um, para o comportamento das colunas tubulares em situação de incêndio, foi analisada.

Durante todo o percurso experimental foram monitorizadas, as temperaturas nas várias secções de cada pilar, as temperaturas no forno, as cargas aplicadas, as forças de restrição adicionais resultantes da dilatação térmica do elemento, os deslocamentos verticais nas extremidades do pilar, as rotações e a encurvadura dos mesmos.

É importante referir que, como este trabalho envolveu elementos tubulares mistos, foi necessária uma preparação prévia tal como, furação, armação, colocação de termopares (tipo K) no seu interior, betonagem, soldagem e ainda uma cuidada atenção com o *layout* e a instalação do novo sistema de apoio rotulado a ser testado.

3.2 Sistema experimental

Todo o ensaio foi realizado no laboratório de estruturas, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, inserido no projeto FRISCC e com objetivo de estudar o comportamento de colunas tubulares quando submetidas a situação de incêndio. O sistema utilizado foi um sistema adotado por Correia e Rodrigues (2011 e 2012), com a diferença que neste trabalho experimental as vigas superiores cruzam-se no mesmo plano (figura 3.1 – (1)). O sistema experimental funciona como um sistema de restrição à dilatação térmica da coluna, capaz de simular a rigidez axial e rotacional da estrutura envolvente à coluna, aproximando o comportamento deste sistema com aquilo que acontece nas estruturas em que se inserem as colunas tubulares.

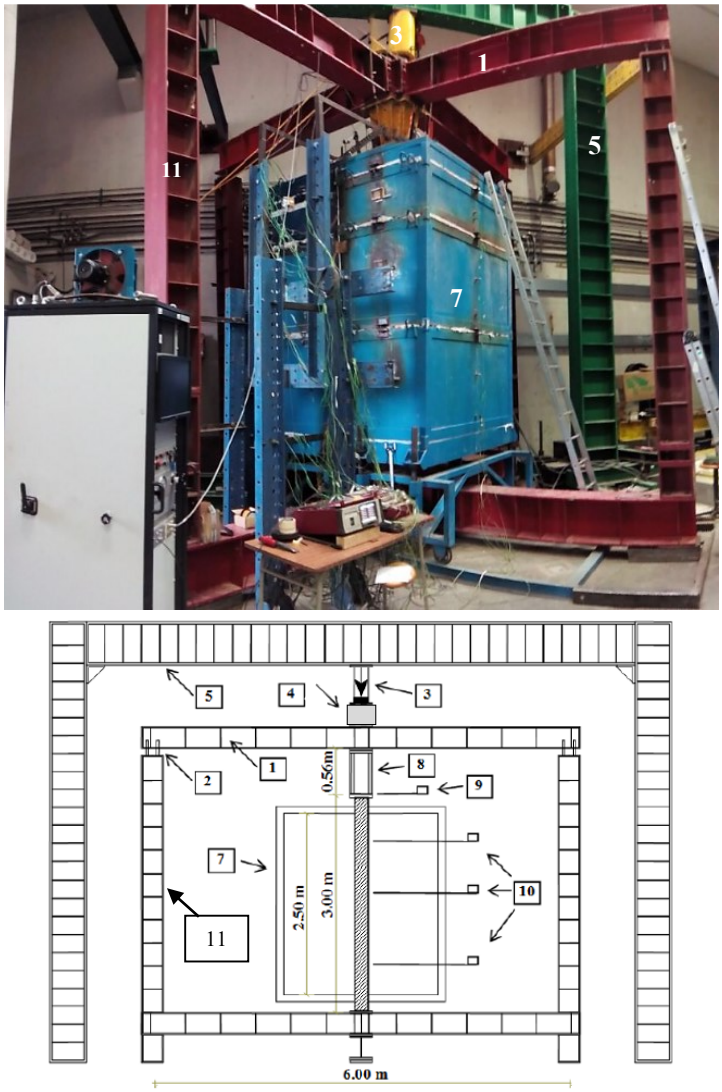


Figura 3.1 – Representação geral e esquemática do sistema de ensaio (adaptado de Pires et al.,2012).

Este sistema é um sistema tridimensional de restrição com rigidez variável, permitindo que os seus pilares tomem diferentes posições e que sejam impostas diferentes restrições às colunas ensaiadas. O sistema estrutural foi composto por 4 colunas (11) e 4 vigas (duas superiores e duas inferiores) com enrijecedores entre as zonas perfuradas (1). Em relação aos pilares, estes foram formados por perfis HEB 300, classe S355 de 4,2 metros de comprimento para ensaios de base rotulada e 4 metros para ensaios de base semi-rígida. Enquanto as vigas apresentaram secção HEB 400, classe S355 e comprimento de 6,2 metros. Este pórtico foi fixo à laje de reação do laboratório por meio de barras DYWIDAG de 36 mm de diâmetro.

Relativamente às restrições impostas pelo sistema de restrição às colunas ensaiadas, este transmite um valor de restrição axial (k_{RA}) igual a 30 kN/mm e uma restrição rotacional (k_{RR}) de 95000 kN.m/rad de igual valor para ambas as direções. O valor de restrição rotacional foi igual nas duas direções porque as vigas intersectavam-se e estavam ao mesmo nível, funcionando de igual modo. Foram utilizados parafusos M24 de classe 10.9 em todas as ligações do pórtico de restrição, exceto na ligação entre as colunas e as vigas superiores onde foram usados varões roscados M27 de classe 10.9 (2). A opção por varões roscados para esta ligação, fez-se para garantir que na fase de aplicação da carga de compressão, seja possível a libertação das vigas superiores e toda a carga aplicada seja transferida apenas para o elemento tubular, e não para a estrutura periférica de restrição das colunas.

Para realização dos ensaios, foi necessário aplicar uma carga de compressão constante com o objetivo de simular a carga de serviço que se pretende usar. Neste caso, foi usada a carga de serviço a que este elemento poderá estar sujeito numa estrutura real. Estas cargas foram aplicadas por um macaco hidráulico (figura 3.1 – (3) e figura 3.2 – (A)). O macaco hidráulico apresenta as seguintes características, marca ENERPAC, com 3MN de capacidade, sendo controlado por uma célula de carga de compressão (4) (B), modelo CLC-300A de 2000kN de capacidade máxima da marca TML. Como pode ser visto na figura 3.1, o macaco hidráulico foi fixo a um pórtico bidimensional de reação (5), com duas colunas de secção HEB 500 e uma viga também de secção HEB 500, ligados por parafusos M24 de classe 10.9. A célula de carga foi colocada entre o macaco hidráulico e o pórtico de reação tridimensional.

Ao macaco hidráulico e à célula de carga, foi ligada uma central servo-hidráulica (figura 3.2 – (C)), que permite o controlo automatizado, de aplicações de carga e leitura destas. Esta central tem ligação a um sistema de aquisição de dados, que ao longo dos ensaios, permite monitorizar, gravar e fazer leitura dos resultados, denominado “data logger” (figura 3.2 – (D)).

Figura 3.2 – Elementos auxiliares ao sistema de ensaio.

Por último, como partes mecânicas do ensaio, foi construído e instalado um dispositivo (figura 3.3) (8) com a finalidade de medir as forças axiais de restrição que foram geradas ao longo dos ensaios, devido à dilatação térmica a que a coluna fica sujeita durante o seu aquecimento. Os valores reais da força normal exercida no pilar foram medidos por este dispositivo e apresentados no "data logger".

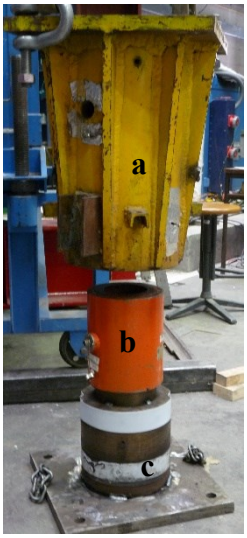
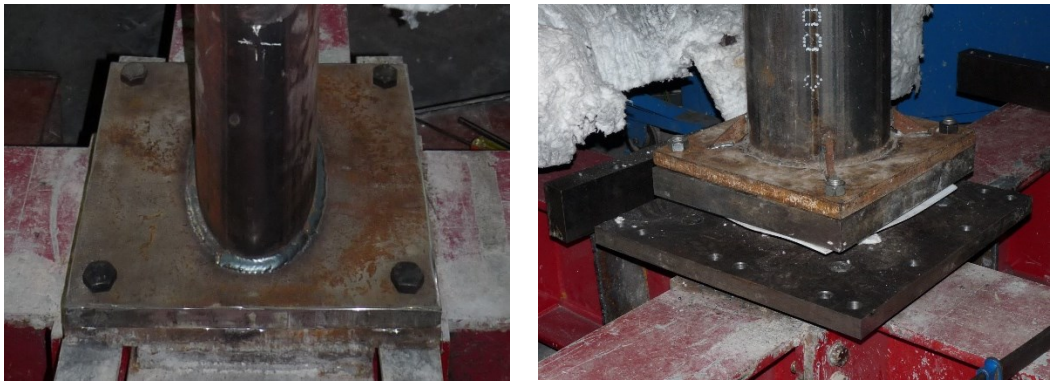


Figura 3.3 – Esquema do dispositivo de medição de esforços axiais.

O dispositivo de medição das forças de restrição foi formado por um cilindro oco com rigidez elevada (a), preso às vigas superiores do pórtico de restrição. Dentro deste cilindro oco foi inserido outro cilindro maciço (c) com teflon nas suas laterais, que por sua vez foi preso ao topo

do pilar a ensaiar. A superfície de contacto entre os dois cilindros foi revestida com teflon (PTFE), de modo a eliminar o atrito entre os dois elementos. Entre o topo do cilindro maciço e a chapa do cilindro oco foi colocada uma célula de carga de 2MN (b).

As condições de apoio de ensaio para ensaio foram alteradas. Utilizaram-se pilares com ambas as extremidades semi-rígidas ou rotuladas (figura 3.4).



a) b)

Figura 3.4 – Condição de apoio: a) Semi-rígida; b) Rotulada.

Os pilares com condições de apoio semi-rígidas foram fixos ao sistema de restrição por meio de chapas metálicas de dimensões 450 x 450 mm, com 30 mm de espessura e 4 furos de 25 mm de diâmetro com 375 mm de espaçamento entre cada (figura 3.4 – a).

Quando a condição de apoio a ensaiar foi a rotulada, o sistema de ensaio foi ligado ao pilar por uma chapa quadrada, com uma semiesfera no seu centro, que por sua vez, se liga a outra chapa com fundo em semiesfera previamente fixa no pilar (figura 3.4 – b). A chapa fixa ao pilar, apresentou 450 mm x 450 mm, com 5 cm de espessura e um diâmetro de fundo em semiesfera de 211 mm (figura 3.5 – b).

A rótula era constituída por uma chapa com uma semiesfera no centro (elo de ligação com o sistema de restrição do pilar) (figura 3.5 – a), permitindo a rotação nas 3 direções. Esta rótula funciona como um sistema fechado em forma de "caixa" (figura 3.5 – c) que possibilita a colocação e remoção do pilar do sistema de ensaio em segurança. Como representação esquemática, do sistema rotulado, da chapa de ligação ao sistema de restrição e as respetivas dimensões, apresenta-se a figura 3.5.

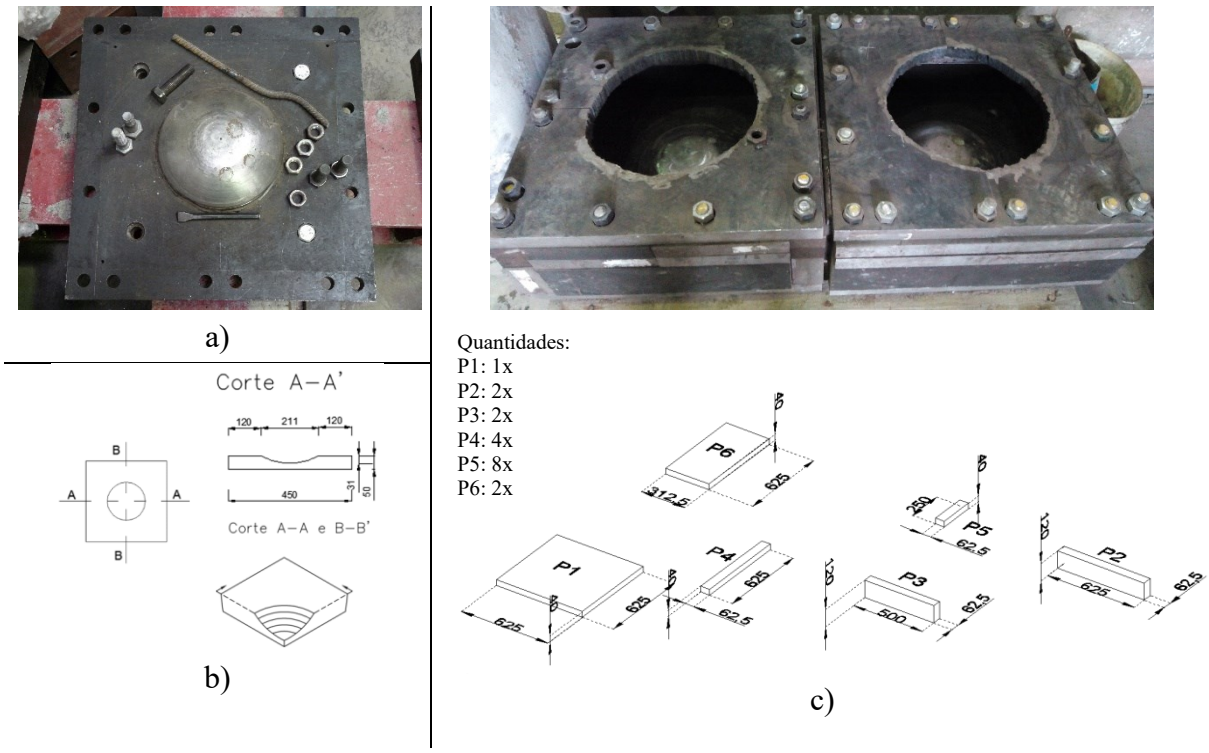


Figura 3.5 – Representação, da chapa de ligação do sistema de restrição ao pilar (a), da chapa fixa ao pilar (b), e dos apoios rotulados "rótulas" (c) (dimensões em mm).

A ação térmica foi aplicada por um forno elétrico modular, figura 3.1 – (7), da marca TERMOLAB composto por dois módulos de 1,5m x 1,5m x 1,0 m com 90 kVA de potência e um módulo de 1,5m x 1,5m x 0,5m com 45 kVA de potência constituindo-se assim uma câmara de aquecimento de 2,5 m de altura à volta da coluna.

Para medir os deslocamentos axiais e rotacionais nos extremos das colunas ensaiadas, foram colocados 8 transdutores de êmbolo, denominados LVDT's (*Linear Variable Differential Transformers*), 4 no topo (9) e 4 na base. Para os deslocamentos laterais das colunas usaram-se 6 transdutores de deslocamento de fio colocados a 3 alturas distintas (10), 3 para cada uma das direções (x e y). Este sistema de medição de deslocamentos será explicado mais à frente na parte de instrumentação para cada coluna (secção 3.4.2).

A determinação da restrição axial (k_{RA}) do pórtico 3D, cujos valores foram apresentados anteriormente, foi feita realizando um ensaio à temperatura ambiente, onde se mediram os deslocamentos no nó central do pórtico, quando aplicada uma carga de compressão axial no lugar onde se iriam testar as colunas.

O coeficiente de restrição rotacional (k_{RR}) foi determinado numericamente utilizando o software ABAQUS (2010). Neste software foi simulado o sistema experimental envolvendo uma coluna infinitamente rígida, de 1 metro de comprimento, fixa em ambas as extremidades

a este sistema. Posteriormente, aplicou-se uma força horizontal unitária na base da coluna sendo gerado um momento unitário e obtido o valor da rotação no nó de ligação entre a coluna e o sistema de restrição. Com isto, temos todos os parâmetros necessários ao cálculo do valor da rigidez do sistema de restrição e portanto o respetivo coeficiente de restrição rotacional do sistema de restrição ($k = \frac{u}{F}$).

3.3 Descrição dos modelos experimentais e caracterização dos materiais.

Os provetes ensaiados apresentaram 3 tipos de materiais, aço inoxidável, aço carbono e betão armado. Usou-se, o aço inoxidável na coluna tubular oca de secção circular, o aço carbono nas colunas tubulares ocas de secção elíptica e o aço carbono e o betão armado nas colunas tubulares mistas de secção circular e elíptica.

Em relação às características e disposições construtivas adotadas para os elementos tubulares ocos, seguiu-se o disposto nas EN 1993-1-1 (2010), EN 1993-1-2 (2010) e EN 1993-1-4 (2004). O provete de aço inoxidável apresentou 3 m de comprimento e classe 1.4401 (AISI 316). A secção transversal deste provete foi a circular com 193,7 mm de diâmetro e 8 mm de espessura de parede, com relação *d/t*= 24,21 e classe 1, segundo a EN 1993-1-4, tabela 5.1.

A tensão limite de proporcionalidade para o elemento tubular de aço inoxidável foi de 220 MPa e o módulo de elasticidade igual a 200 GPa. Aplicou-se um nível de carregamento igual a 30% do valor de cálculo da carga de encurvadura à temperatura ambiente, $N_{Sd} = 300$ kN.

Por outro lado, os provetes de aço carbono, fornecidos pela empresa "Portugal Alves" tinham 3,15 m de comprimento e classe de resistência S355. A secção transversal destas colunas foi a elíptica com 320 mm x 160 mm e 12,5 mm de espessura de parede, e uma relação *d/t*=25,6 classe 1. A tensão de cedência foi de 355 MPa e módulo de elasticidade igual a 210 GPa. Os níveis de carregamento aplicados foram 30% do valor de cálculo da carga de encurvadura à temperatura ambiente para o primeiro provete e 50 % para o segundo provete, obtendo-se N_{sd} de 735 kN e 1224 kN respetivamente.

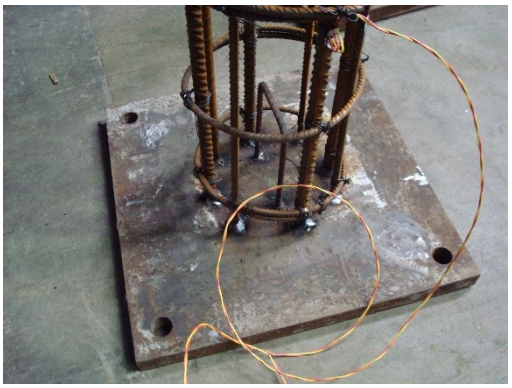
As colunas tubulares ocas (aço inoxidável, aço carbono) foram consideradas como semi-rígidas em ambas as extremidades.

Antes de qualquer um dos ensaios, tanto para estas colunas de aço carbono como para as colunas de aço inoxidável, foi necessário soldar as chapas de ligação ao sistema de restrição à base e ao topo de cada uma das colunas. Finalizou-se com uma pequena furação, de forma a permitir a libertação de pressões do ar que tenham ficado no interior dos elementos tubulares após o processo de soldagem (figura 3.6).

Figura 3.6 – Soldagem no pilar eliptico das chapas de ligação ao sistema de restrição (a) e furação do pilar circular de aço inoxidável (b).

Em relação aos provetes mistos, as disposições construtivas adotadas seguiram o disposto nas EN 1994-1-1 (2011) e EN 1994-1-2 (2011), e garantiu-se o recobrimento necessário para que os elementos sejam classificados como R30 pelos métodos tubulares. Todas as colunas foram feitas de tubos de aço carbono, classe de aço S355, tal como apresentado para as colunas tubulares ocas. As dimensões estudadas para as colunas de secção circular foram 193,7 mm e 273 mm de diâmetro e para as colunas elípticas 320 mm x 160 mm. A espessura da parede do tubo de aço foi de 8 mm para a coluna com um diâmetro externo de 193,7 mm (CCHS194), 10 mm para a coluna CCHS293 e 12,5 mm para a coluna CEHS. O betão usado para enchimento era de classe C30/37, e classe de abaixamento S4, segundo a norma NP EN 206-1 (2007), com uma dimensão máxima do agregado de 16 mm. Para a betonagem, o betão foi fornecido pela empresa de betão pronto "Betão Liz". Todas as colunas mistas foram consideradas como rotuladas em ambas as extremidades e o primeiro trabalho a realizar antes da instrumentação dos provetes foi a montagem das armaduras das colunas a analisar, seguido da instrumentação e betonagem dos pilares mistos (figura 3.8). Para as colunas tubulares mistas, devido à presença de armadura e betão no seu interior, foi necessário a colocação de termopares nestes de modo a medir as suas temperaturas durante o ensaio, processo que explicarei mais à frente, no capítulo de instrumentação (secção 3.4.1).

A armadura usada nas colunas foi de 4 varões de 12 mm de diâmetro para as colunas tubulares CCHS194 e 4 varões de 10 mm + 4 varões de 16 mm para as colunas CCHS293 (figura 3.7 – a). Já para as colunas de secção elíptica (CEHS) foram usados 4 varões de 20 mm (figura 3.7 – b). A classe do aço dos varões de reforço foi a B500, com 6 mm de estribo e 250 mm de recobrimento. Após a colocação da armadura e termopares nos varões, preencheu-se a superfície interna do tubo de aço, com o betão de enchimento, sendo posteriormente vibrado dentro das colunas tubulares para se consolidar o betão. Para as colunas tubulares mistas também foram feitos dois buracos para libertação de pressões do ar e vapor de água que pudessem ser gerados dentro das mesmas.


a)

b)

Figura 3.7 – Representação da armadura dos pilares e da ligação do provete à chapa de topo: a) Pilar circular; b) Pilar elítico.

Em suma, a percentagem de armadura para cada provete foi de 1,9% para a coluna CCHS194, 2,3% para a coluna CCHS294 e 4,19 % para a coluna CEHS. A pormenorização destas armaduras assim como a respetiva representação pode ver-se nas figuras 3.8.

a)

b)

c)

Figura 3.8 – Vista geral das armaduras dos pilares circulares (a) e pilares elípticos (b) e provetes depois da betonagem e colocação de tubos de aço (c).

3.4 Instrumentação

Para ser possível a medição de todos os dados relativos ao ensaio, nomeadamente os valores das temperaturas ao longo do tempo e os deslocamentos axiais/rotacionais é necessário realizar a instrumentação de todos os provetes. Nesta secção dá-se a conhecer esse procedimento. Esta secção divide-se em dois pontos, o primeiro explica o procedimento para obtenção das temperaturas e o segundo a obtenção dos deslocamentos.

3.4.1 Temperatura

A leitura das temperaturas foi feita com termopares, tipo K, feitos de crómio e alumínio e condutores de temperatura. Cada um com um comprimento de 1,85 m, sendo marcados e soldados por um soldadora de termopares por indução, com marcação prévia dos pontos a soldar.

a)

b)

Figura 3.9 – Soldadora de termopares por indução (a) e pormenor dos termopares soldados (b).

Para a medição das temperaturas dividiu-se os pilares em 5 secções transversais, numeradas de S1 a S5 para todas as colunas (figura 3.10), o que permitiu caracterizar o gradiente térmico atuante no elemento.

Em todas as secções transversais foram soldados 2 termopares e na secção 3 (a meio do pilar) soldaram-se 4 termopares. Os termopares foram numerados como SiTi (i=1,2,3,4,5), conforme a secção e o termopar soldado. A representação e localização das secções e dos termopares explica-se na figura 3.10. Para os elementos tubulares com apenas aço oco, só foi necessário medir o valor das temperaturas nas suas faces.

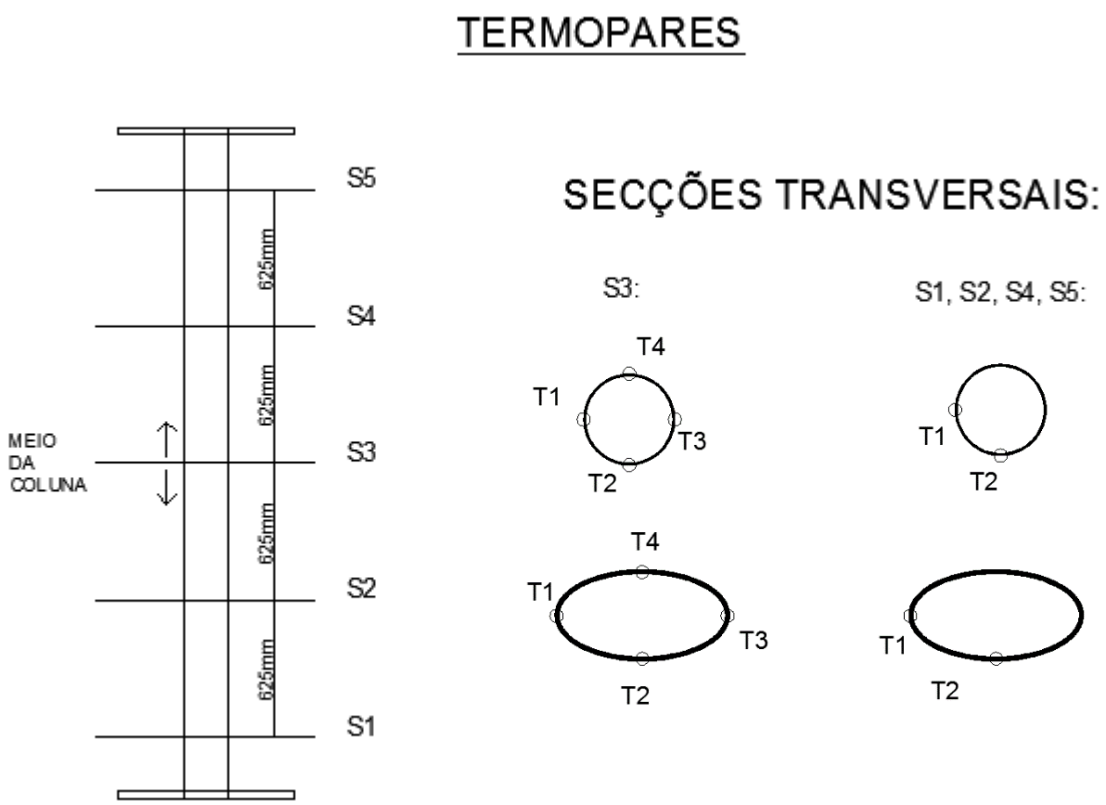


Figura 3.10 – Posição dos termopares nas colunas por altura e secção transversal.

Nos elementos tubulares ensaiados que continham betão armado, foi necessário uma preparação mais cuidada e demorada, uma vez que apresentavam além do tubo de aço, betão e armadura, no seu interior. Explica-se, em seguida, o processo realizado para a preparação destes provetes para ensaio.

Numa fase inicial, após a montagem da armadura das colunas, soldaram-se as chapas da base por soldadura (figura 3.6 – a). Depois de tudo soldado, iniciou-se a colocação dos termopares tipo K (*cromo-alumel*), com recurso à soldadura por indução e marcação prévia dos pontos a soldar (figura 3.9).

Como para este caso, temos a influência do betão e armadura no seu interior, o número de termopares necessários foi maior e por isso apresenta-se na figura 3.11 uma representação da localização dos termopares adicionais. Estes termopares foram numerados como TM2, TM3, TM4 e TM5. O TM2 corresponde ao termopar que está soldado na armadura principal, o TM3 entre a armadura principal e o meio do núcleo de betão, o TM4 no núcleo de betão e o TM5 a meio do núcleo de betão e a outra face do tubo de aço.

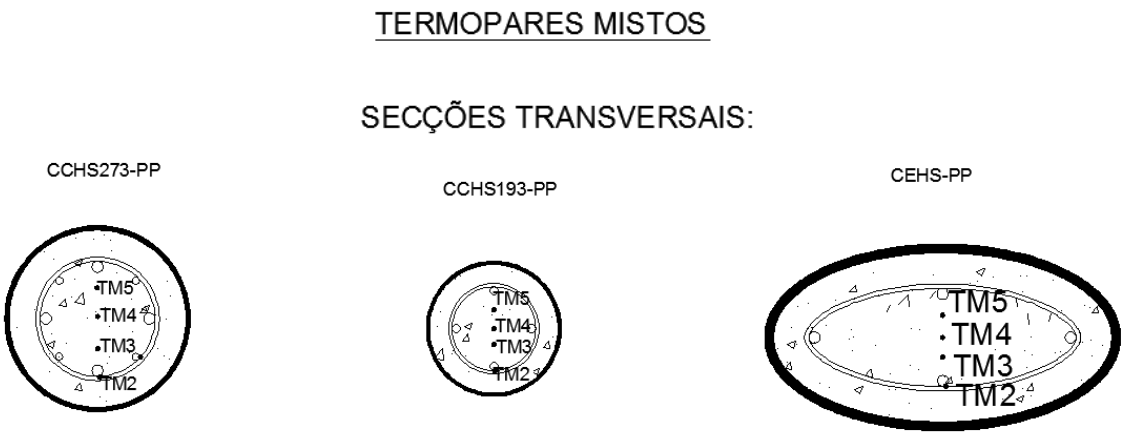


Figura 3.11 – Localização e representação dos termopares mistos nas secções transversais.

Com a colocação dos termopares nos lugares adequados, ou seja nos varões da armadura principal, procedeu-se à montagem dos tubos metálicos, onde foi necessário realizar furos de 6 mm para se fazer passar uma espia entre os termopares soldados às armaduras. Já para a medição da temperatura no betão, foi necessário a realização de soldadura em mercúrio, de modo a obter-se uma medição mais correta das temperaturas. Por fim, depois da realização de toda a instrumentação procedeu-se à betonagem dos provetes.

Para estes elementos, foram também colocados termopares na face exterior do tubo de aço como referido para as colunas ocas (mesma altura e mesma localização na secção transversal, figura 3.10). Na figura 3.12, pode ver-se um exemplo de cada um dos elementos estudados devidamente instrumentados.

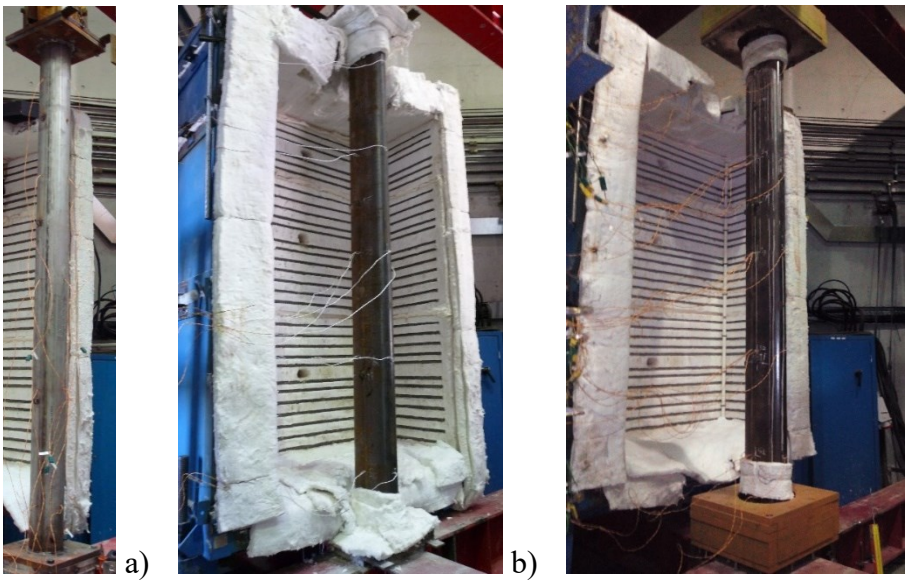


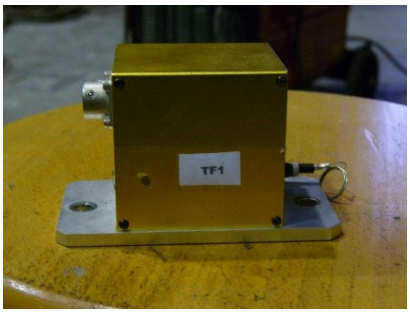
Figura 3.12 – Provetes e respetiva colocação de termopares: a) CHS-SS-SR; b) EHS2-SR; c) CEHS-PP.

Além da colocação de termopares nos pilares foram também colocados termopares na chapa do pistão, e 3 varetas para a medição da temperatura do forno a 3 alturas diferentes (inicio, meio e fim do forno, figura 3.1 – (10)). A colocação de termopares na chapa do pistão foi feita para controlar, ao longo do ensaio, a temperatura que este atinge permitindo parar o ensaio caso esteja a atingir temperaturas muito elevadas, não danificando o pistão, nem os equipamentos que o constituem. A avaliação da temperatura no pistão permitiu também verificar se o forno foi ou não corretamente isolado.

3.4.2 Deslocamentos

Nos ensaios de análise térmica estrutural, o deslocamento, a par da temperatura, é o principal fator de informação para a determinação do comportamento da estrutura ao longo do ensaio, permitindo-nos avaliar o encurtamento, rotação e deformação dos pilares. Para a medição dos deslocamentos, como já descrito no sistema experimental, usaram-se 6 transdutores de fio do tipo DP – 1000D, (figura 3.13 – a) e 8 transdutores de êmbolo, de dois modelos distintos SDP 200 D (figura 3.13 – b) e CDP 100 (figura 3.13 – c).

Os transdutores de fio do tipo DP-1000D, com um alcance máximo de 1000 mm, foram instalados em três pontos ao longo da altura do pilar, 82 cm, 184 cm e 249 cm, figura 3.1 (10), medidos a partir da base do forno. Os transdutores foram posicionados na direção normal ao pilar. Estes equipamentos visaram obter a deformação lateral do pilar, a fim de analisar efeitos, como a encurvadura do pilar à compressão quando submetido a altas temperaturas.



a)

b)

c)

Figura 3.13 – a) Transdutores de fio do tipo DP-1000D; b) Transdutor de varetas SDP 200 D; c) Transdutor de varetas CDP 100.

A aplicação dos LVDT's do tipo SDP 200 D e CDP 100 foi feita de dois modos distintos, conforme o tipo de apoio usado nos pilares.

Nos pilares ocos de extremidades semi-rígidas, foram usados 4 LVDT's na base do pilar em contacto com os 4 cantos da chapa do pilar, e 4 LVDT's no topo do pilar também em contacto com os 4 cantos da chapa superior. Utilizou-se ainda uma estrutura de apoio, para suporte dos

LVDT's superiores de modo a evitar que uma possível movimentação no sistema experimental pudesse influenciar os deslocamentos obtidos (figura 3.14).

Figura 3.14 – LVDT's e estrutura de suporte.

Para os pilares mistos de bases rotuladas, também se usaram 8 LVDT's, 4 na base e 4 no topo, com a particularidade que desta vez foram usados apenas LVDT's do tipo SDP 200 D. Como a rótula era fechada não permitindo a colocação diretamente dos LVDT's na chapa, foi necessário criar um sistema de medição destes deslocamentos e rotações tanto na base como no topo. Assim para a medição dos deslocamentos, criaram-se aberturas, de modo a ligar as extremidades do pilar a ensaiar com um sistema de roldanas (figura 3.15) que permitiu a colocação dos LVDT's a 90º e uma correta medição e perceção dos deslocamentos e rotações do pilar ensaiado.

Figura 3.15 – Sistema de medição de deslocamentos para os pilares rotulados em ambas as extremidades.

3.5 Programa experimental

O programa experimental insere-se na necessidade de um estudo sobre o comportamento de elementos tubulares de secção circular e elíptica com restrição axial e rotacional à dilatação térmica, em situação de incêndio, fator que até aos nossos dias, não tinha sido considerado para investigações dentro da comunidade científica. Além disto, a particular escolha por secções circulares e elípticas deve-se às novas exigências arquitetónicas e à graciosidade que estes elementos tubulares apresentam quando inseridos em estruturas. Assim, neste trabalho experimental foram realizados 6 ensaios de colunas tubulares em situação de incêndio, ensaiando-se duas secções transversais distintas a circular e a elíptica, e 3 elementos diferentes, colunas tubulares ocas de aço inoxidável, colunas tubulares ocas de aço carbono e colunas tubulares mistas de aço carbono e betão armado.

As condições de apoio ao longo dos vários ensaios foram alteradas e consideradas como semi-rígidas para as colunas tubulares ocas de aço, e como rotuladas para as colunas mistas de aço e betão armado. Os valores de carga de serviço (N_{sd}) aplicados foram 30% e 50% do valor de cálculo da carga por encurvadura à temperatura ambiente. A curva de aquecimento adotada foi a curva padrão de incêndio ISO 834 (1975).

De modo a facilitar a apresentação dos resultados, usaram-se as designações "CHS-SS-SR" para colunas tubulares de secção circular (CHS – *Circular hollow section*) de aço inoxidável (SS – *Stainless steel*), fixas em ambas as extremidades (SR – Semi-rígidas); "CCHS194-PP" e "CCHS273-PP" para colunas tubulares mistas de secção circular (CCHS) rotuladas em ambas as extremidades (PP) com diâmetros de 193,7 mm e 273 mm respetivamente; "EHS1-SR" e "EHS2-SR" para colunas tubulares ocas de aço carbono de secção elíptica (EHS – *Elliptical hollow section*) e por fim "CEHS-PP" para colunas tubulares mistas de secção elíptica rotuladas em ambas as extremidades.

Na quadro 3.1, apresenta-se um resumo do programa experimental das colunas em análise, onde a primeira coluna indica a referência do provete, a segunda e terceira colunas as dimensões da secção transversal (D x B), a quarta coluna a espessura (t), a quinta e a sexta a armadura usada e percentagem de armadura, respetivamente, a sétima a esbelteza relativa (λ), a oitava a rigidez axial imposta pelo sistema de restrição (k_{RA}), a nona os valores e percentagens de carga de serviço aplicada (N_{sd}) e a décima as condições de apoio ($B.C$).

Quadro 3.1 – Programa experimental.

Coluna	D [mm]	B [mm]	t [mm]	Armadura [-]	[%]	λ	k_{RA} [kN/mm]	N_{Sd} (KN) ($\%N_{Rd}$)	B.C.
CHS-SS-SR	193,7	193,7	8,0	-	-	0,42	30	300 (30%)	SR
CHS194-PP	193,7	193,7	8,0	4Ø12	1,9	0,58	30	571 (30%)	PP
CHS273-PP	273,0	273,0	10,0	4Ø10 + 4Ø16	2,3	0,41	30	1128 (30%)	PP
EHS1-SR	320,0	160	12,5	-	-	0,62	30	735 (30%)	SR
EHS2-SR	320,0	160	12,5	-	-	0,62	30	1224 (50%)	SR
CEHS-PP	320,0	160	12,5	4Ø20	4,19	0,69	30	857 (30%)	PP

3.6 Procedimento de ensaio

Os ensaios realizados envolveram vários processos que precisaram de ser encadeados e seguidos restritamente, para ser possível a execução de cada um da forma mais segura e correta. Assim, foi sistematizado e repetido um processo laboratorial que se descreve a seguir passo a passo até estar tudo pronto para a realização do ensaio e obtenção dos melhores resultados.

Processo Laboratorial:

1º - Selecionar o provete a ensaiar e colocar o mesmo no sistema de ensaio.

Neste ponto, devido ao enorme peso dos provetes foi utilizada uma ponte rolante para transporte e colocação dos provetes no sistema de ensaio. Nos ensaios em que os pilares foram semi-rígidos estes foram apertados às chapas do sistema de ensaio por parafusos M24 de classe 10.9, e quando foram rotulados, a rótula superior foi montada antes do pilar ser transportado e a rótula inferior montada no sistema de ensaio. Estas também foram fixas ao sistema de ensaio por parafusos M24 de classe 10.9.

2º - Depois de posicionados os provetes no sistema de ensaio, foi necessário soldar os termopares nas faces do aço, como detalhado na figura 3.10, colocar as fichas nos termopares e ligar estas ao sistema de aquisição de dados "data logger".

3º - Foi necessário ligar os transdutores transversais e longitudinais.

Estes tiveram que ser ligados à base do pilar, ao topo do pilar e ao longo deste, como explicado no ponto 3.4.2, e por fim ligados ao sistema de aquisição de dados. Dependendo do tipo de apoio, cada processo foi realizado de modo diferente, como já explicado.

4º - Depois de colocados os termopares e transdutores, e de tudo devidamente ligado, foi necessário isolar o forno e as extremidades dos provetes.

Para o isolamento térmico foi usada a lã cerâmica, tal como pode ser visto na figura 3.12 – (b) e (c).

5º - Isolado o forno, foi necessário fecha-lo. Para isso recorreu-se ao auxílio de grampos e varões roscados.

6º - Por fim, para o desenvolvimento do ensaio, foi necessário ter em conta e preparar as ações mecânicas, térmicas e de aquisição de dados.

A ação mecânica foi a primeira etapa do ensaio. Depois de ligada a central servo-hidráulica e o sistema de aquisição de dados, procedeu-se à aplicação de uma carga de compressão através do macaco hidráulico, controlada pela central servo hidráulica (figura 3.2 – c). A aplicação da carga que pretende simular a carga de serviço de uma coluna na realidade foi feita a uma velocidade de aproximadamente 1 kN/s sobre o nó de cruzamento das vigas, que formam o pórtico de restrição tridimensional como se pode ver na figura 3.16 – (a).

Outro aspeto a ter em conta, na aplicação da carga, foi a libertação do movimento vertical das vigas do pórtico de restrição tridimensional, de modo a que a carga fosse apenas suportada pelo elemento a estudar. Após ser atingida a carga de serviço, voltou a apertar-se as vigas do pórtico de restrição tridimensional (restrição à dilatação térmica), dando inicio à ação térmica. A coluna passou a trabalhar sobre uma carga de compressão axial constante até ao fim do ensaio.

A ação térmica (figura 3.16 – b, c) foi exercida por um forno elétrico modular, descrito no ponto 3.2. Este forno permite a programação de curvas de aquecimento e a temperatura máxima de 1200ºC. A curva de aquecimento programada e usada foi a curva ISO 834 (1975) como já tinha sido referenciado. Uma comparação entre a curva de aquecimento do forno e a curva ISO 834 (1975) pode ser vista no capítulo 4, figura 4.1.

Ao longo do ensaio, o registo de todos os dados referentes aos termopares, central de carga e LVDT's foram medidos por um equipamento de aquisição de dados da marca TML, modelo TDS530 (figura 3.2 – (D) e figura 3.16 – d). Este equipamento permitiu a gravação e monitorização de dados para posterior análise em computador. Mais concretamente com este aparelho foi possível registar, as cargas aplicadas, forças de restrição adicionais, deslocamentos axiais, deslocamentos laterais e temperaturas.

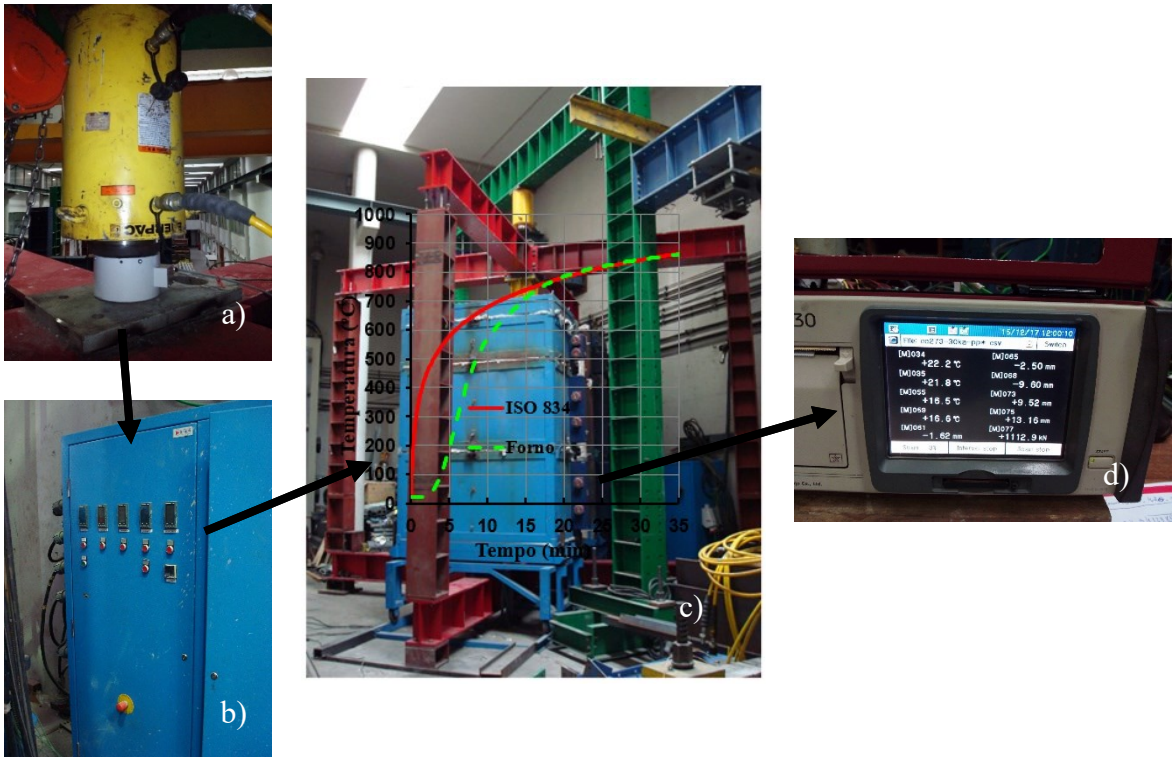


Figura 3.16 – Representação do procedimento adotado durante o ensaio: a) Acção mecânica; b) Acção térmica (fase de ligação do forno e programação da curva de aquecimento); c) Acção térmica (aquecimento do forno e do pilar em análise); d) Monitorização das grandezas.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesta secção, apresentam-se os resultados experimentais obtidos nos ensaios realizados. Pretende-se avaliar o comportamento dos elementos estudados, para se perceber de que forma a variação de algumas características influenciam os resultados. Na figura 4.1 podem ver-se todos os provetes devidamente instrumentados e preparados para a realização do ensaio. Nas 3 primeiras figuras, figura 4.1 (a, b, c), podem ver-se as colunas de aço inoxidável e aço carbono com extremidades semi-rígidas e nas 3 últimas, figura 4.1 (d, e, f), as colunas mistas de aço e betão armado com ambas as extremidades rotuladas.

Figura 4.1 – Provetes prontos a ensaiar: a) CHS-SS-SR; b) EHS1-SR; c) EHS2-SR; d) CCHS273-PP; e) CCHS194-PP; f) CEHS-PP.

No quadro 4.1 apresenta-se um resumo dos principais resultados que foram registados durante o ensaio. P_0 é a carga inicial aplicada no ensaio realizado, P_{max} é a força máxima exercida pela coluna durante o ensaio, P_{rest_max} é a força máxima de restrição à dilatação térmica da coluna durante o ensaio, o tempo crítico refere-se ao tempo decorrido desde que se inicia a ação térmica até à instabilidade da coluna, ou seja quando a força exercida pelo pilar iguala a carga inicial aplicada e a temperatura crítica é a temperatura no momento de instabilidade da coluna.

Quadro 4.1 – Resumo dos principais resultados obtidos durante o ensaio.

Coluna	P_0 $[kN]$	P_{max} [kN]	Tempo P_{max} [min]	P_{rest_max} [kN]	$\frac{P_{rest_max}}{P_0}$ [%]	Tempo Crítico [min]	Temperatura Crítica [ºC]
CHS-SS-SR	300	791,1	19,85	491,1	163,7	31,25	850,9
CCHS273-PP	1128	1309,4	19,13	181,4	16,08	37,2	775,1
CCHS194-PP	571	742,9	17,47	171,9	30,11	35,85	766,4
EHS1-SR	735	1137,4	18,7	402,4	54,75	23,26	739,1
EHS2-SR	1224	1562,2	18,13	338,2	27,63	21,48	697,6
CEHS-PP	857	1180,4	29,08	323,4	37,74	33,37	676,6

Por último, os valores das deformações laterais assim como o encurtamento de cada coluna medidos após o ensaio e os modos de instabilidade verificados podem ser vistos no quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Resumo dos principais resultados medidos após o ensaio.

Coluna	L_0 [mm]	L_{final} [mm]	Deformação Máxima Menor eixo [mm]	Altura [mm]	Deformação Máxima Maior eixo [mm]	Altura [mm]	Modo de Instabilidade
CHS-SS-SR	3000	2985	64	1440	52	1590	Encurvadura global
CHS194-PP	3150	3125	1	1563	1	1575	Encurvadura global
CH273-PP	3150	3130	-	-	-	-	-
EHS1-SR	3150	3145	45	1620	4	1280	Encurvadura global
EHS2-SR	3150	3110	28 32	1320 1175	50	1660	Encurvadura global e Encurvadura local
CEHS-PP	3150	3140	55	1570	-	-	Encurvadura global

4.1 Evolução de Temperaturas

A média de temperaturas no forno, assim como uma comparação destas com a curva padrão ISO 834 (1975) encontra-se representada na figura 4.2. Podendo notar-se ligeiras diferenças de elemento para elemento, uma vez que de colunas tubulares ocas para mistas de aço e betão, a

quantidade de massa das colunas mistas foi maior e por isso os valores de temperatura do forno foram ligeiramente menores. Verifica-se, também, que houve uma ligeira diferença entre a curva padrão programada (forno) e a curva ISO 834 (1975), mas esta diferença deve-se à inércia térmica, em que o sistema elétrico não tem suficiente potencia para a eliminar. A ISO 834 (1975) na fase inicial aquece rapidamente, até 350ºC em 1 min, e para um forno elétrico é difícil atingir tal temperatura em tão pouco tempo. É de referir que para efeitos de calibração de resultados numéricos, esse afastamento foi tido em conta.

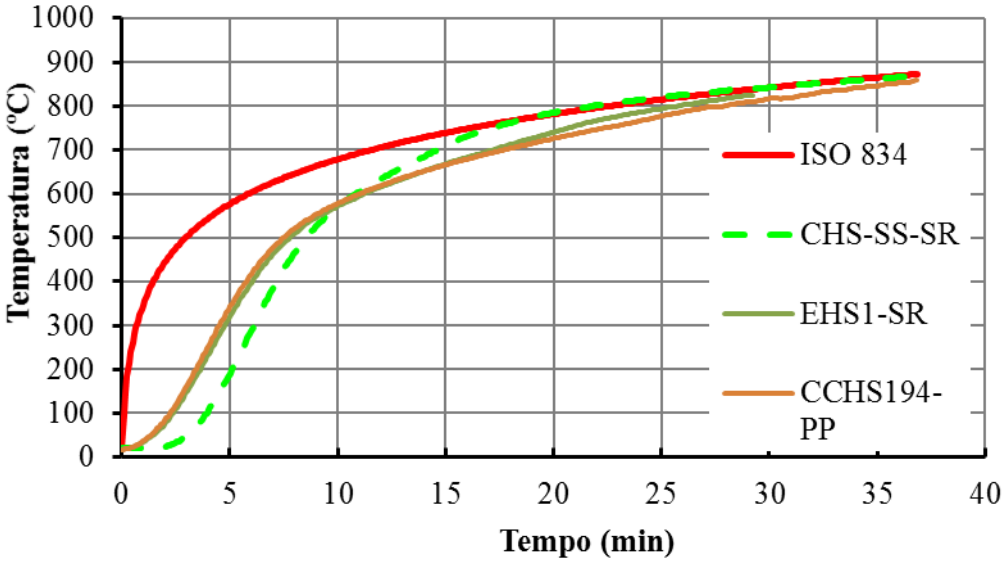


Figura 4.2 – Comparação entre as temperaturas do forno para elementos de aço inoxidável (CHS-SS-SR), aço carbono (EHS1-SR) e mistos (CCHS194-PP) e a curva ISO834 (1975).

Já na figura 4.3, 4.4 e 4.5 podemos ver a evolução de temperaturas na secção transversal S3, correspondente a meia altura das colunas, para as 3 secções circulares estudadas.

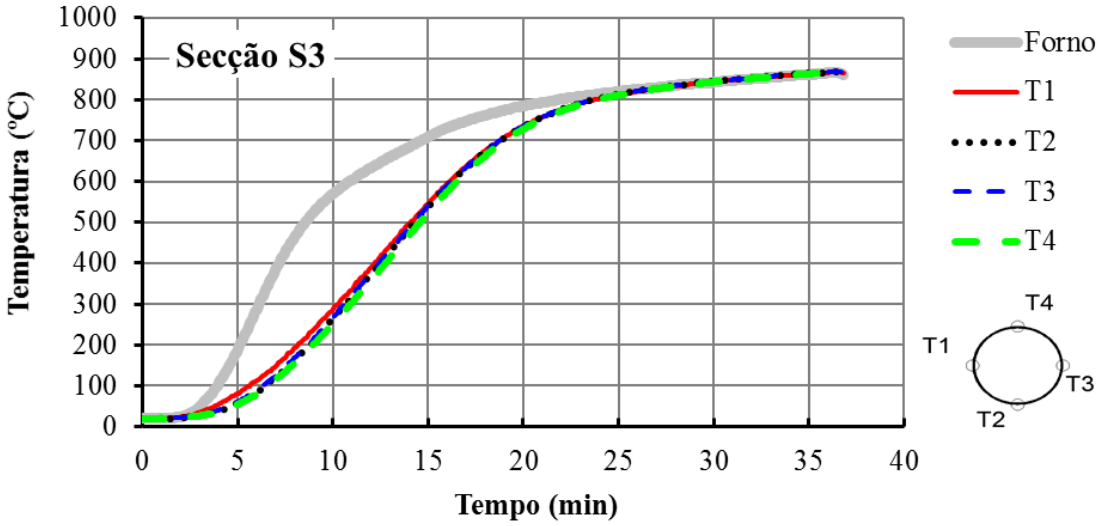


Figura 4.3 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para CHS-SS-SR.

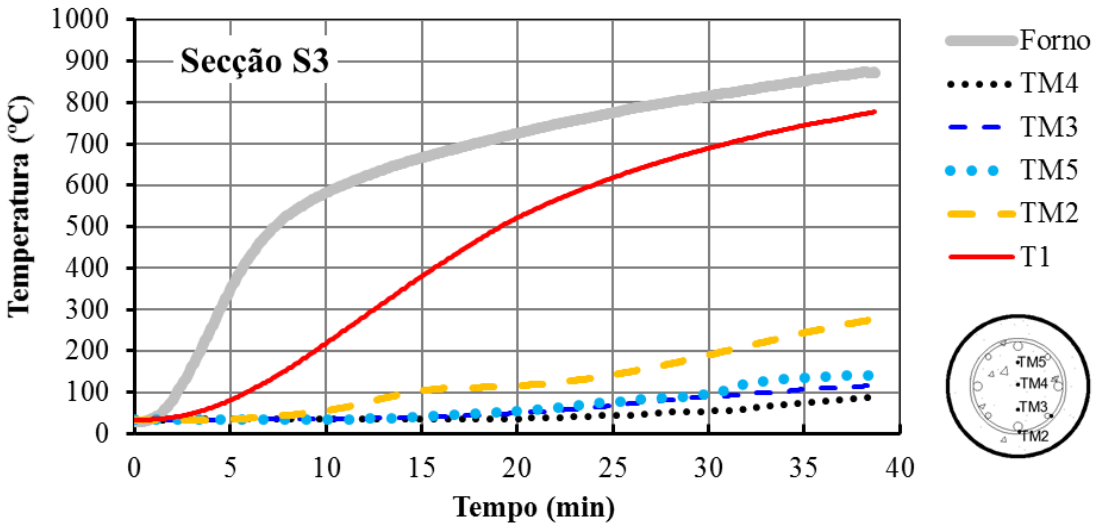


Figura 4.4 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para CCHS273-PP.

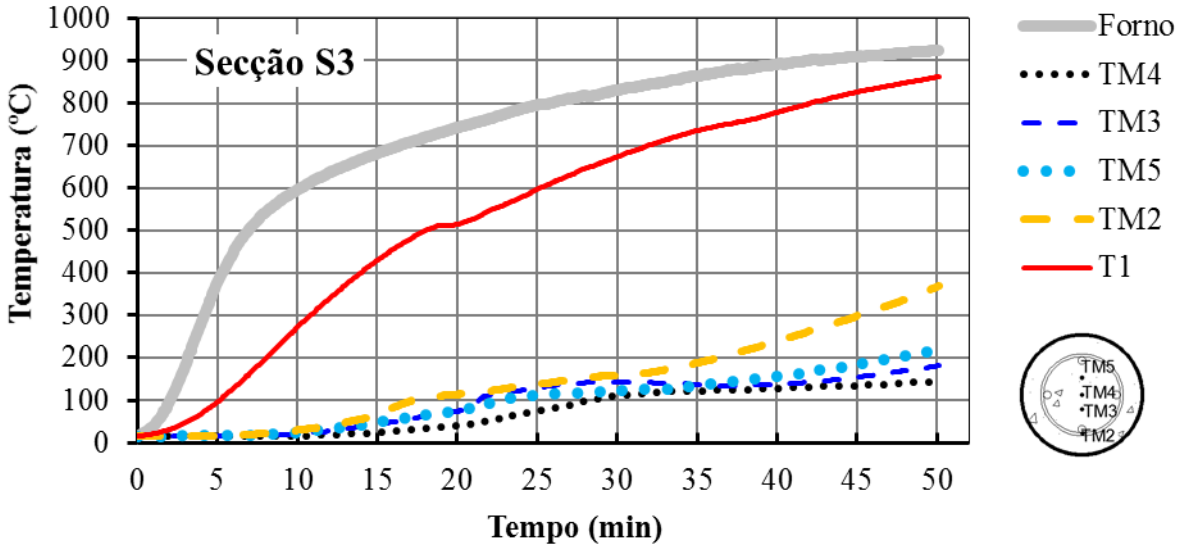


Figura 4.5 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para CCHS194-PP.

E nas figuras 4.6, 4.7 e 4.8, apresenta-se a evolução de temperaturas também para a mesma secção (secção transversal S3) mas para as colunas elípticas estudadas.

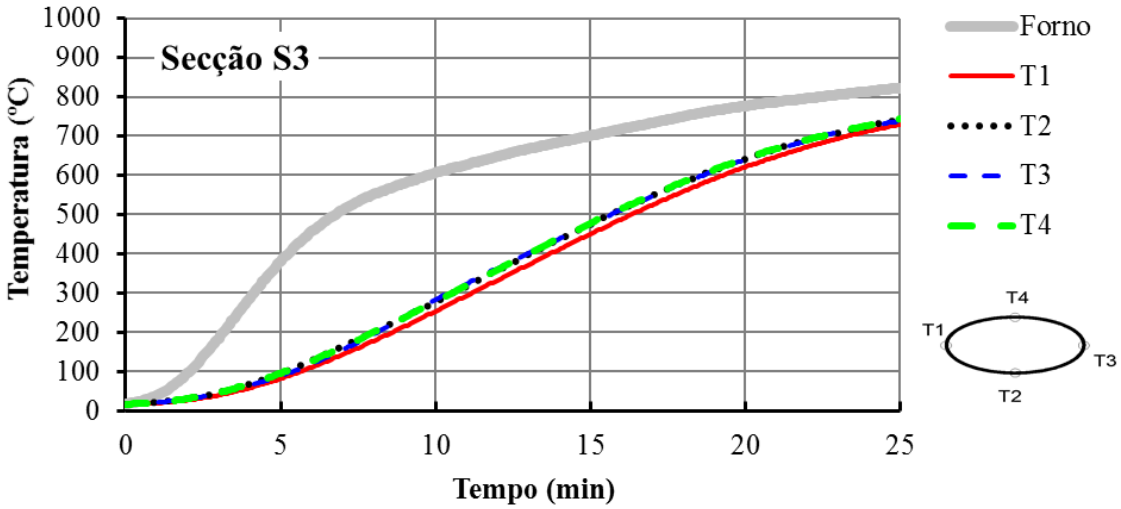


Figura 4.6 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para EHS1-SR.

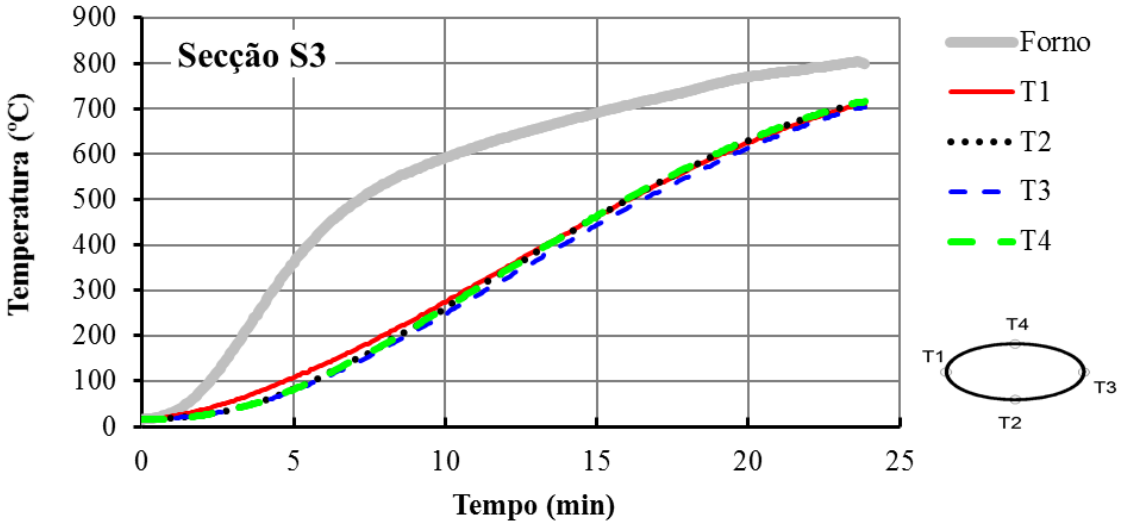


Figura 4.7 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para EHS2-SR

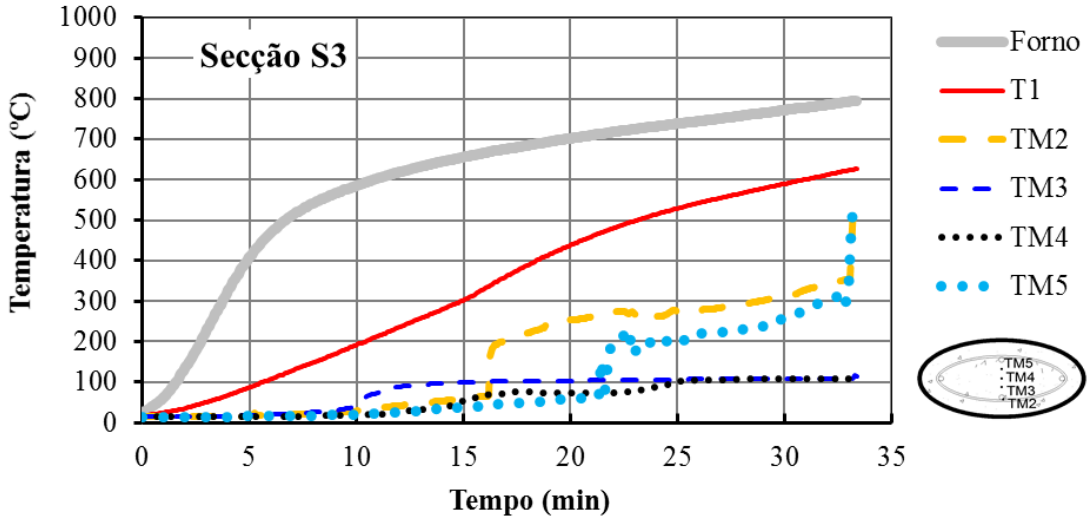


Figura 4.8 – Evolução de temperaturas ao longo do tempo para CEHS-PP.

Para as colunas elípticas de aço carbono (figura 4.6 e 4.7) pode dizer-se que a evolução de temperaturas nas 4 faces, foi igual, provando a uniformidade de aquecimento do forno ao aço. Conclui-se também que entre estas colunas de secção transversal elíptica, a diferença nos níveis de carregamento não teve qualquer influência na evolução de temperaturas como seria de esperar, com as temperaturas a aumentar de igual modo.

Já para os dois primeiros tipos de materiais estudados (figura 4.3 e 4.6), nota-se que na face do aço inoxidável (CHS-SS-SR), a partir dos 15 minutos de ensaio, as temperaturas aumentam muito mais rapidamente do que para o aço carbono (EHS-SR). Isto deve-se à condutibilidade do aço inoxidável ser linearmente crescente com o aumento de temperaturas, comparativamente com o aço carbono, que apesar de apresentar condutibilidade térmica alta, com o aumento da temperatura esta decresce. Este aumento de temperaturas na face do aço inoxidável pode dever-se também à menor secção transversal do mesmo, em que uma menor área de aço e menor quantidade de ar no seu interior levam a um maior aumento de temperaturas com o tempo nas faces deste elemento.

Relativamente à evolução de temperaturas em função do tempo na coluna CHS-SS-SR, verificou-se os mesmos valores de temperatura entre as 4 faces (figura 4.3) e que o aumento de temperatura foi semelhante ao da curva do forno (figura 4.2), igualando os valores de temperaturas do forno para pouco mais de 20 minutos, sendo a curva de aquecimento aquela que apresentou melhor desempenho para todos os ensaios.

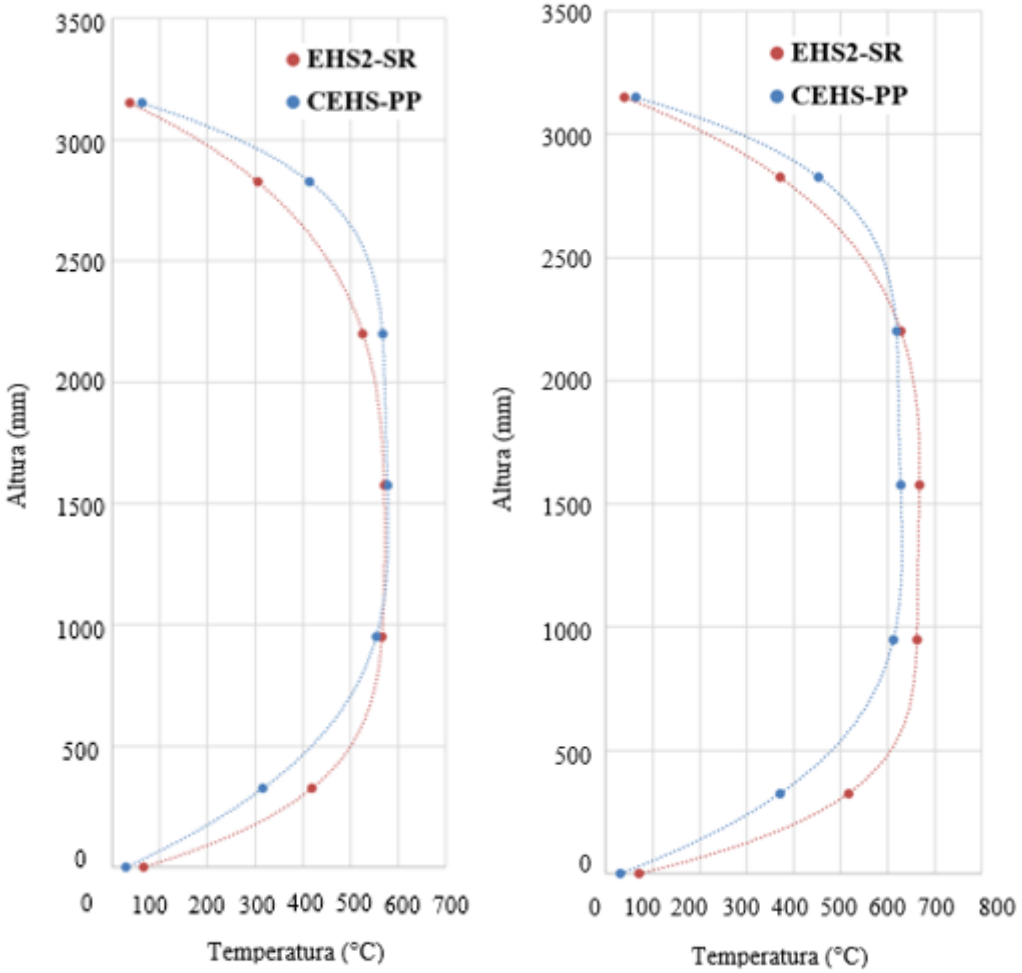
Como pode ser observado, nas figuras 4.3 a 4.7, para todos os ensaios, a temperatura no tubo de aço aumentou muito mais rapidamente do que no betão, com tendência a seguir a curva do forno. Nos ensaios mistos (figuras 4.4, 4.5 e 4.8) o núcleo de betão permanece mais frio (TM4), do que todos os outros pontos medidos (T1, TM2, TM3 e TM5), e principalmente em relação ao tubo de aço, o aumento das suas temperaturas é linear com o tempo. Houve por isso um grande gradiente térmico entre a interface aço-betão.

Para o mesmo tipo de pilares, CCHS-PP (figura 4.4 e 4.5), a secção transversal não afeta significativamente a distribuição de temperaturas na face do tubo de aço (T1). De outro modo, no interior das secções transversais (TM2, TM3, TM4 e TM5), existe alguma diferença entre as duas secções devido à baixa condutibilidade térmica do betão, que faz com que o interior dos elementos aqueça de forma mais lenta. Inerente a isto, pode dizer-se que quanto maior a dimensão da secção transversal, menor é a taxa de aquecimento no seu interior.

Como se pode ver na figura 4.9 – (a), a coluna EHS2, para menos 9 minutos de ensaio, apresenta os mesmos valores de temperatura do que a coluna mista de aço e betão CEHS, notando-se a grande diferença de evolução de temperaturas na face do aço longitudinalmente e ao longo do tempo, entre um elemento tubular oco e um elemento tubular misto. Além disto, a coluna EHS2-

SR apresenta maiores valores de temperatura longitudinalmente para o momento de instabilidade das colunas, do que a coluna CEHS-PP (figura 4.9 – b). Estas diferenças de temperaturas de um elemento para o outro foram expectáveis, uma vez que, a coluna CEHS apresenta betão no seu interior, material com uma condutibilidade térmica baixa e que conduz a uma menor evolução de temperaturas no elemento tubular.

Por fim, analisando as temperaturas longitudinalmente para todos os pilares ensaiados, verificou-se que estas apresentam menores valores de temperatura nas extremidades por causa das perdas de calor nessas zonas.



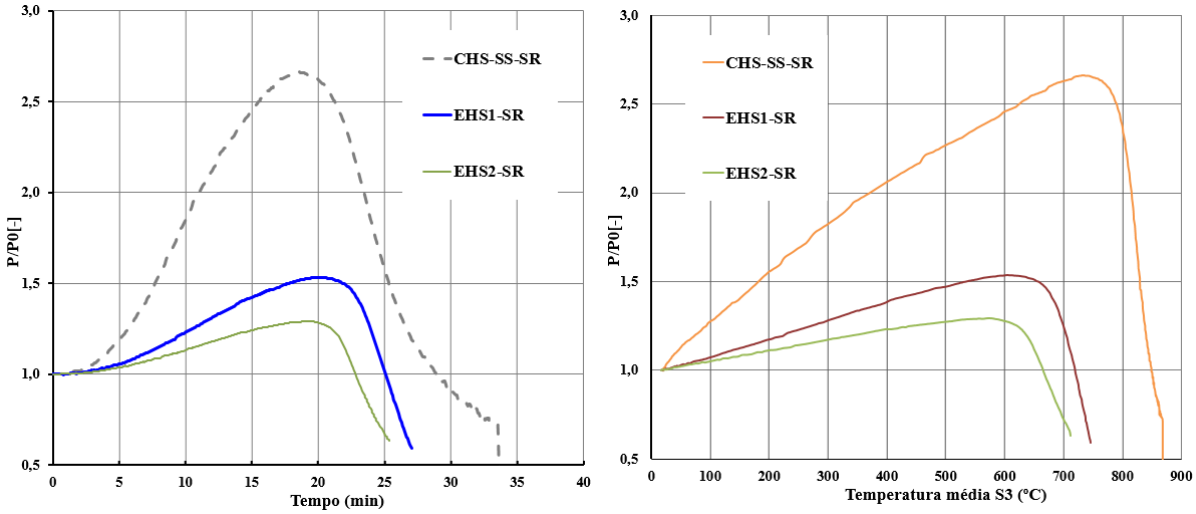
a) b)

Figura 4.9 – Distribuição de temperaturas longitudinalmente para as colunas EHS2-SR e CEHS-PP em vários instantes: a) Instante de carga máxima aplicada nas colunas (18,13 min e 29 min, respetivamente); b) Instante em que ocorre a instabilidade (21,48 min e 33,37 min, respetivamente).

4.2 Forças de Restrição

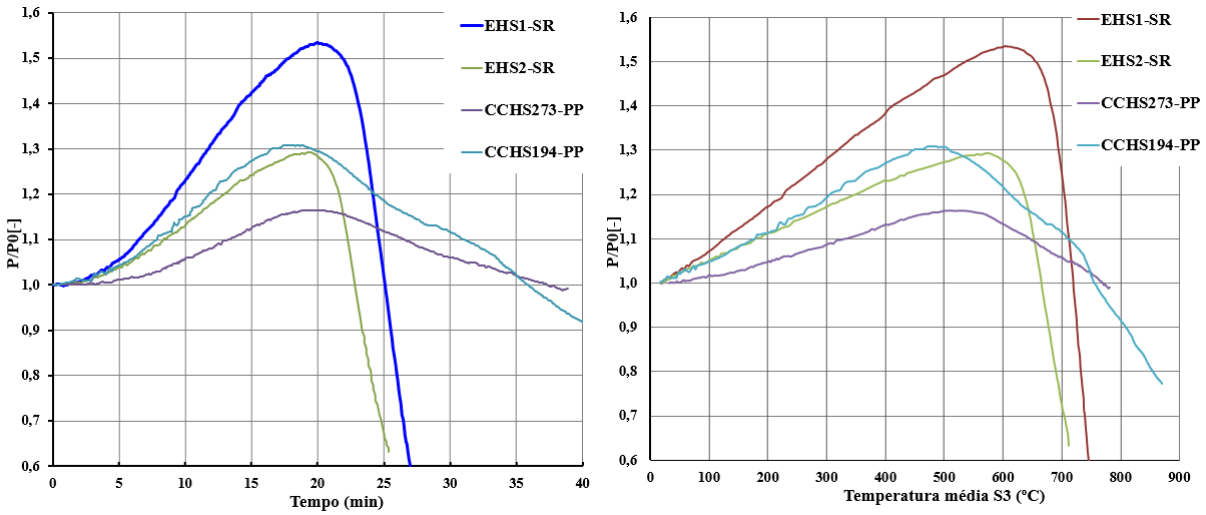
A força de restrição relativa é igual ao rácio entre a força obtida em cada instante e o valor de carga inicial aplicada no início do ensaio. Esta força é representada sob forma adimensional e a carga aplicada (N_{sd}) foi obtida segundo o demonstrado no capitulo 2.4. De um modo geral, estas forças aumentam enquanto o elemento se encontra em dilatação até atingirem o máximo e depois diminuem devido à degradação das propriedades mecânicas dos materiais (aço e betão). Esta diminuição das propriedades mecânicas provoca a instabilidade do material, e pode ser verificada quando as forças de restrição atingem o valor de carga inicial aplicada.

Na figura 4.10 apresentam-se as forças de restrição obtidas para os provetes ensaiados com condições de apoio semi-rígidas. E na figura 4.11, apresenta-se uma comparação entre os ensaios para pilares com diferentes níveis de carregamento e para pilares com secções transversais diferentes. Em todas as figuras foram apresentados os valores obtidos para as forças de restrição em função do tempo e da temperatura média do aço na secção transversal S3. A escolha pela apresentação dos valores das forças de restrição, em função da temperatura na secção transversal intermédia, foi justificada pelos maiores valores de temperatura nessa secção comparativamente com as secções extremas dos pilares, onde há maiores perdas de calor e consequentemente valores de temperaturas menores.



a) b)

Figura 4.10 – Curva de forças de restrição relativas para as colunas CHS-SS-SR, EHS1-SR e EHS2-SR ensaiadas.



a) b)

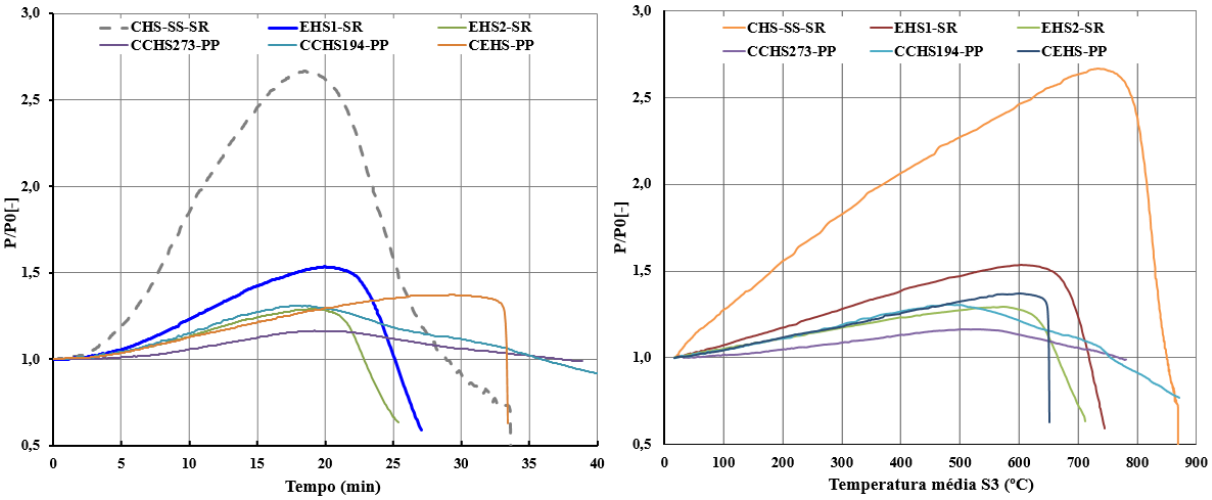
Figura 4.11 – Curvas de forças de restrição relativas para níveis de carregamento diferentes (EHS1 – 30% e EHS2 – 50%) e secções transversais diferentes (CCHS 273 e CCHS 194).

Na figura 4.10, o pilar de aço inoxidável (CHS-SS-SR) teve melhor comportamento em situação de incêndio do que os pilares de aço carbono EHS1-SR e EHS2-SR, ou seja, maior força de restrição relativa e maior resistência ao fogo. Este pilar demorou mais tempo a perder as suas propriedades mecânicas e a atingir a instabilidade. O pilar CHS-SS-SR apresentou também uma temperatura crítica de instabilidade maior do que os pilares de aço carbono EHS. Isto deve-se ao facto de as colunas de aço inoxidável terem maior capacidade resistente de carga e melhores propriedades mecânicas com o aumento da temperatura do que as colunas de aço carbono. Pode ser comprovado na EN 1993-1-2 (2010) que para temperaturas superiores a 500ºC, os fatores de redução das propriedades mecânicas do aço inoxidável com o aumento de temperatura são maiores do que os apresentados para o aço carbono.

Já na figura 4.11 – a), constata-se que para as colunas EHS1-SR e EHS2-SR, um aumento no nível de carregamento reduz o tempo crítico das colunas e as forças de restrição relativas. Consequentemente maiores forças de restrição são geradas para colunas EHS sobre menores níveis de carregamento, como obtido por Tom Scullion et al (2011) para colunas EHS restringidas axialmente mas de menores secções transversais. Com o aumento do nível de carregamento, para as colunas EHS1-SR e EHS2-SR, houve também uma diminuição da temperatura crítica (figura 4.11 – b), o que foi comprovado com o obtido por Shenggang Fan L. Z., (2015) mas para colunas de aço inoxidável.

Na figura 4.12, numa comparação entre todas as curvas ensaiadas, nota-se ainda que para a coluna EHS2-SR, com 50 % N_{Rd}, se obteve o menor tempo crítico, e a par da coluna CCHS273-PP o menor valor de forças de restrição relativas.

Como a rigidez do sistema de restrição é constante, o que varia de ensaio para ensaio é a rigidez das colunas e isso provoca influência nas forças de restrição. Quanto menor a rigidez da coluna maiores forças de restrição relativas são geradas, este efeito pode ser visto na figura 4.11, onde relativamente às colunas circulares mistas de aço e betão de secção transversal diferente, a secção transversal de menor diâmetro (CCHS194-PP) apresentou um maior aumento relativo das forças adicionais geradas devido à restrição axial. Conclui-se também que quando a esbelteza das colunas mudou (diminuiu), por aumento do diâmetro das secções transversais, que a esbelteza relativa não teve influência para o tempo crítico e temperatura crítica das colunas. Isto contraria a ideia de que uma secção menos esbelta apresenta uma resistência ao fogo maior. Este facto pode também ser explicado pelo nível de carregamento, em que na secção transversal de maior diâmetro a carga inicial aplicada foi quase o dobro comparativamente à carga inicial aplicada na secção transversal de menor diâmetro (quadro 4.1).



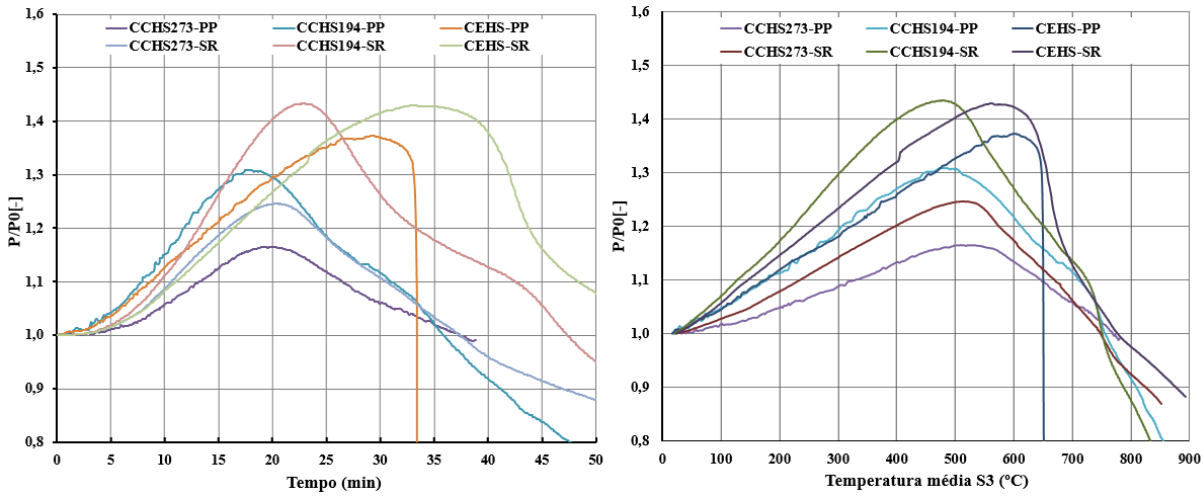
a) b)

Figura 4.12 – Forças de restrição para todos os provetes ensaiados.

Comparando os pilares mistos de aço e betão, com os pilares ocos de aço carbono estudados (figura 4.12), verifica-se que os pilares mistos apresentam maior resistência ao fogo (tempo crítico e temperatura crítica) devido à ação conjunta dos materiais constituintes. O betão no interior do tubo de aço, devido à sua baixa condutibilidade térmica e à humidade gerada durante o aquecimento, retardam a evolução de temperaturas, que consequentemente provoca uma menor degradação das propriedades mecânicas dos elementos ao longo do tempo. Pode-se também observar-se que os pilares mistos de aço e betão armado apresentaram maior variação entre a força axial aplicada inicialmente e o valor máximo, uma vez que estes elementos devido a presença de betão e armadura apresentam rigidez mais elevada do que os elementos tubulares ocos, aumentando a força máxima de restrição à dilatação da coluna durante o ensaio. Porém, convém lembrar que as forças aplicadas no início são maiores para os pilares mistos de aço e

betão armado do que para os pilares ocos, de forma que, quando analisada a variação da força axial em termos relativos, pode levar-se a valores mais elevados para essa relação, mesmo que o valor absoluto seja inferior. Em geral, as colunas CHS e EHS apresentam o tempo crítico mais pequeno e forças de restrição relativas maiores que depois de atingirem o valor máximo decrescem bruscamente. Nas colunas CCHS e CEHS, provavelmente devido ao núcleo de betão dentro dos tubos, as forças de restrição relativas diminuem mais gradualmente e apresentam maiores tempos críticos.

Por fim, apresenta-se uma comparação para o mesmo tipo de secção e material entre os ensaios de colunas tubulares mistas com extremidades rotuladas (CCHS-PP e CEHS-PP) realizados neste trabalho laboratorial, e os ensaios de colunas tubulares mistas com extremidades semi-rígidas (CCHS-SR e CEHS-SR), inseridos no âmbito do projeto FRISCC – *Fire Resistance as Innovative and Slender Concrete Filled Tubular Composite columns* (EU RFSR-CT-2012-00025) e executados anteriormente no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, sendo publicados agora nesta dissertação experimental como modo de comparação (figura 4.13).



a) b)

Figura 4.13 – Forças de restrição relativas para colunas CCHS273, CCHS194 e CEHS com ambas as extremidades SR ou PP, em função do: a) Tempo; b) Temperatura média (S3).

Com estes resultados, pode afirmar-se que as colunas com ambas as extremidades semi-rígidas apresentam maiores tempos críticos e maiores forças de restrição relativas quando comparadas com as colunas do mesmo tipo rotuladas. Em relação às temperaturas críticas, ocorreu instabilidade em quase todas as colunas, para valores relativamente próximos de temperatura crítica exceto em um dos casos, para o pilar CEHS-PP. A coluna CEHS apresentou diferenças de temperatura críticas do caso rotulado para o caso encastrado, de cerca de 100ºC.

4.3 Deslocamentos, deflexões e rotações

Relativamente aos deslocamentos axiais, podem ver-se os resultados obtidos para os ensaios realizados, nas figuras 4.14 e 4.15. O deslocamento axial positivo nestas figuras indica que durante o ensaio ao fogo, estas colunas dilatam e portanto sobem, o que se pode notar pela tabela 4.2 apresentada anteriormente, que com o arrefecimento isto já não acontece e as mesmas encurtam.

A partir das figuras 4.14 e 4.15 abaixo, nota-se que os deslocamentos axiais se comportam de igual modo às forças de restrição, aumentando até atingirem um máximo, e decrescendo até atingirem a posição inicial.

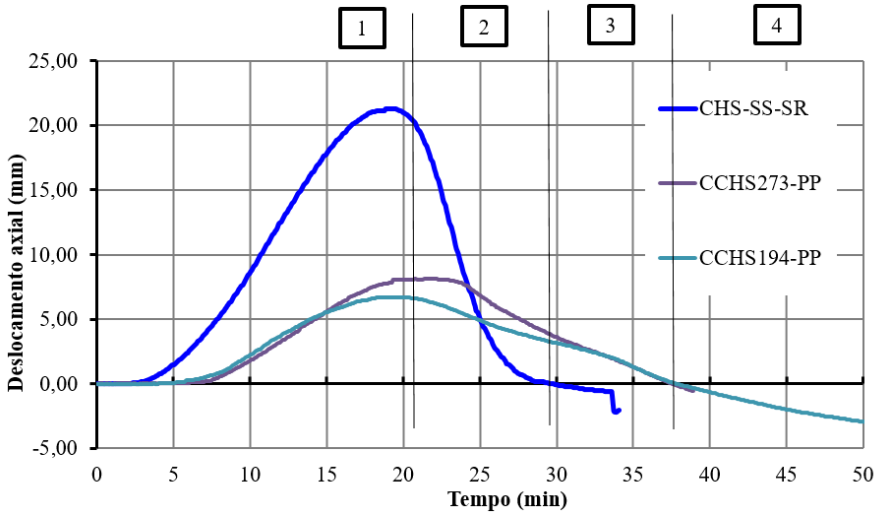


Figura 4.14 – Deslocamentos axiais obtidos para as colunas de secção circular.

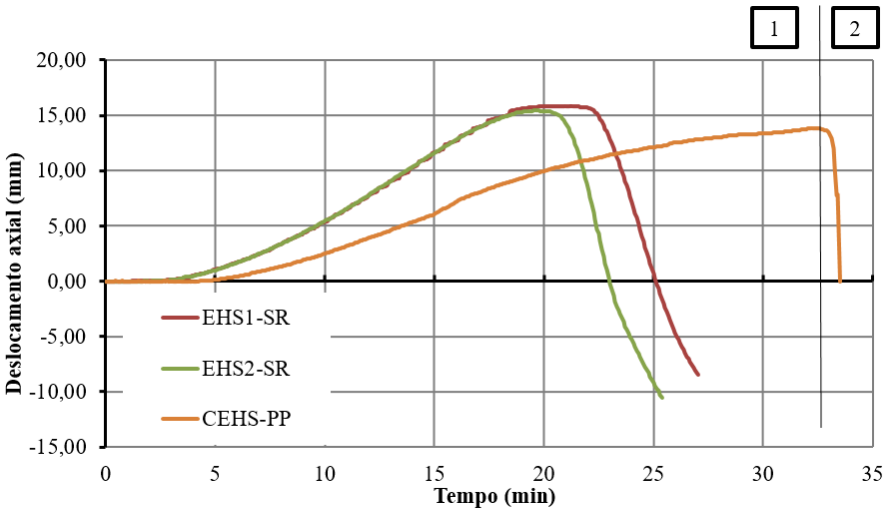


Figura 4.15 – Deslocamentos axiais obtidos para as colunas de secção elíptica.

Para o provete de aço inoxidável (CHS-SS-SR) (figura 4.14), como aconteceu nas forças de restrição o deslocamento axial foi superior ao deslocamento axial das colunas de aço carbono, cerca de 1,5 cm quando comparado com a coluna elíptica de aço carbono. Além disto, comparando os valores obtidos de deslocamento axial para esta coluna, com os valores de deslocamento axial para colunas sem restrição à dilatação térmica também de aço inoxidável por Shenggang Fan et al (2015), figura 2.11, podemos ver que esta coluna apresenta menor deslocamento axial que todas as outras, ensaiadas por esses autores. Isto pode dever-se às secções transversais apresentadas serem diferentes. Porém, conforme demonstrado e também concluído por esses autores, para colunas com restrição à dilatação térmica os valores de deslocamento axial, com o tempo, são menores.

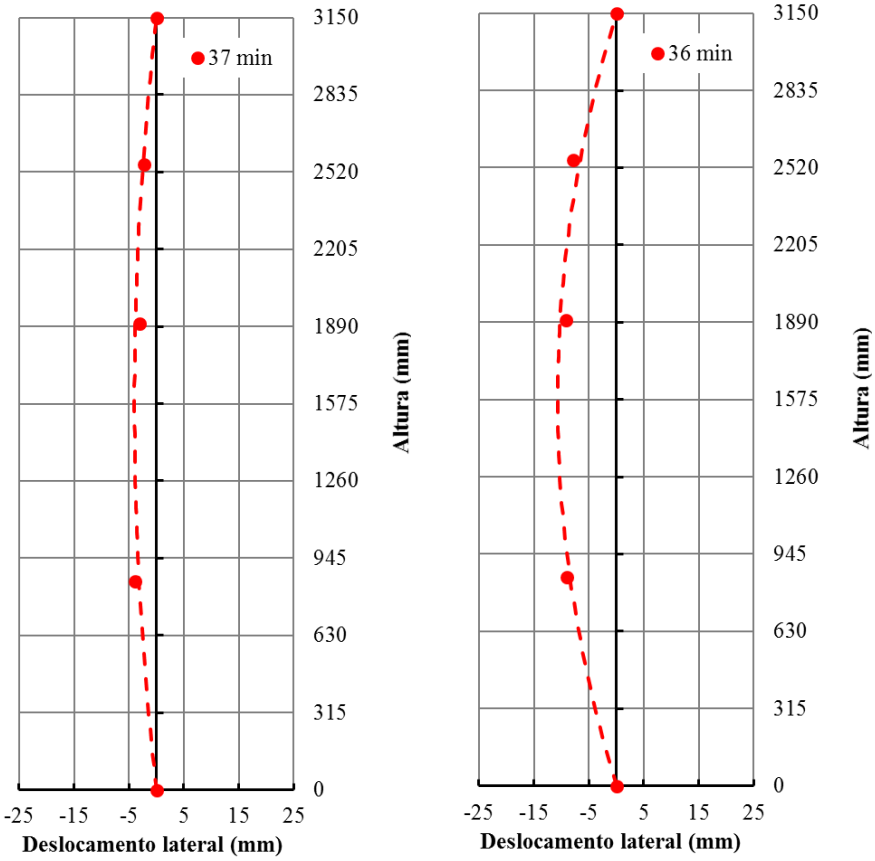
Já na figura 4.15, para secções elípticas, mostra-se que o deslocamento axial foi quase idêntico para os 2 níveis de carregamento aplicados 30% - EHS1 e 50 % - EHS2, não se verificando influência do nível de carregamento para o deslocamento axial das colunas. Verifica-se também nas figuras 4.14 e 4.15 que o deslocamento axial foi maior para as colunas apenas de aço (CHS-SS e EHS), do que para as colunas mistas (CCHS e CEHS). Este resultado foi coerente, dado que o betão e a armadura preenchendo o tubo de aço, aumentam a rigidez da coluna tubular e consequentemente diminuem os deslocamentos axiais.

Por fim, para os deslocamentos axiais, notou-se ainda, o que já foi referenciado no estado de arte desta dissertação, para estudos realizados por Espinos et al (2010 e 2015), que para os pilares mistos foi possível verificar duas e quatro fases durante os ensaios de resistência ao fogo destas colunas sobre compressão axial. Para os CCHS (circulares mistos), na figura 4.14 verificaram-se as 4 fases. Na primeira fase o tubo de aço aquece e dilata mais rápido que o betão, devido à sua elevada condutibilidade térmica. Na segunda fase, dá-se a cedência do tubo e este começa a encurtar voltando ao contacto com o betão. Na terceira fase o betão suporta todas as cargas devido ao aço, que já cedeu, não apresentar resistência a estas, diminuindo assim a sua resistência com o avanço das temperaturas. Na quarta e última fase o betão perde completamente a sua resistência e rigidez dando-se o colapso de todo o elemento. Já para o CEHS (elíptico misto), na figura 4.15, verificou-se apenas duas fases para o deslocamento axial com o tempo, depois da cedência do aço, o colapso do elemento. Isto pode dever-se à elevada esbelteza do elemento.

Para os deslocamentos laterais obtidos é mostrada na figura 4.16 uma comparação entre os deslocamentos verificados para as colunas tubulares mistas de secção circular CCHS293-PP e CCHS193-PP em vários instantes. Pode verificar-se que a coluna CCHS193-PP, apesar do pequeno valor de deslocamento obteve uma maior deformada a meio vão.

Este facto confirma o que seria expectável uma vez que uma coluna com maior esbelteza relativa (menor secção transversal) está mais suscetível ao fenómeno de encurvadura, figura

4.16 - b). As deformações para estes dois casos foram pequenas devido à presença de betão armado no interior das colunas e ao baixo nível de carregamento.



a) b)

Figura 4.16 – Deslocamentos laterais das colunas em altura depois da instabilização: a) CCHS293-PP; b) CCHS194-PP.

Nas figuras 4.17 e 4.18, apresentam-se os deslocamentos laterais e as rotações obtidas para os pilares encastrados e rotulados, após ocorrer a instabilidade dos mesmos, mostrando-se, como seria de esperar, que para os pilares semi-rígidos em ambas as extremidades, os deslocamentos foram maiores a meio vão e quase nulos nas extremidades, e para os rotulados estes foram sempre crescentes até meio vão, simulando o comportamento de uma barra bi-articulada.

Em relação às rotações apresentadas pelas colunas ensaiadas pode ver-se na figura 4.18, uma comparação para o mesmo tipo de colunas, variando o tipo de apoio usado. Para o caso da coluna semi-rígida (valores obtidos anteriormente a este ensaio para a coluna mista de secção elíptica, projeto FRISCC), figura 4.18 – (b, d), as rotações foram quase nulas e portanto desprezáveis. E para o caso da coluna de secção elíptica rotulada, figura 4.18 - (a, c), as rotações já tiveram valores bem diferentes dos apresentados para a coluna semi-rígida como seria de

esperar. Nota-se que a coluna tubular (CEHS-PP) rodou sobre a direção y de 3 graus, ou seja, teve uma deformação por flexão em torno do eixo y de 23 mm (figura 4.18 – c).

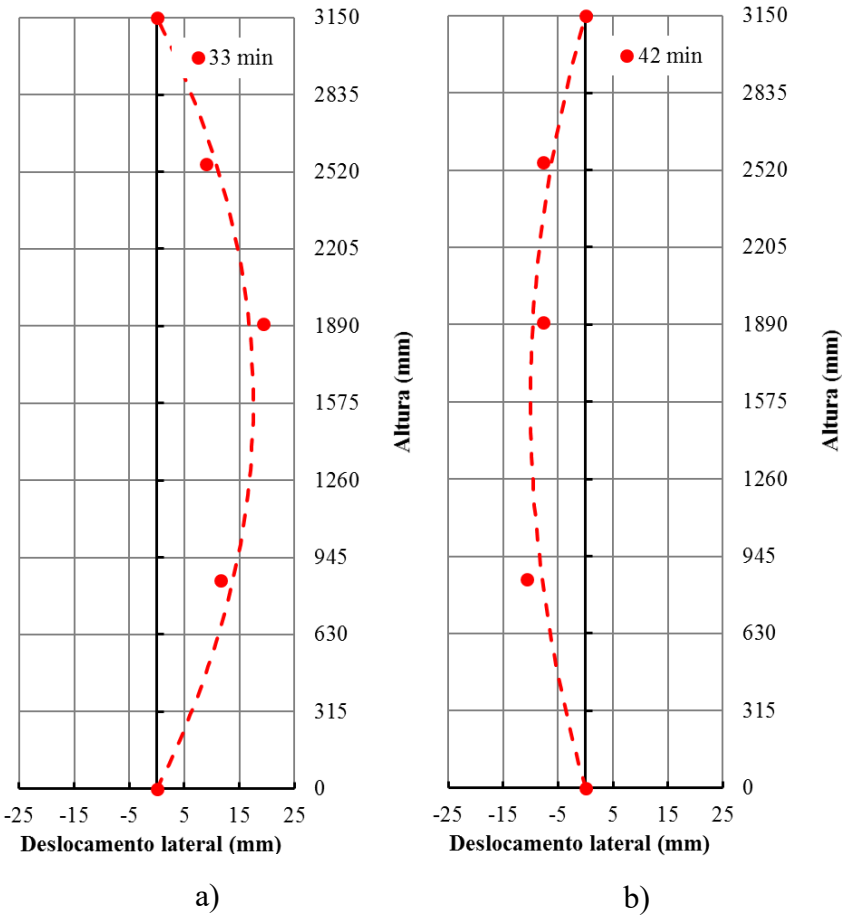
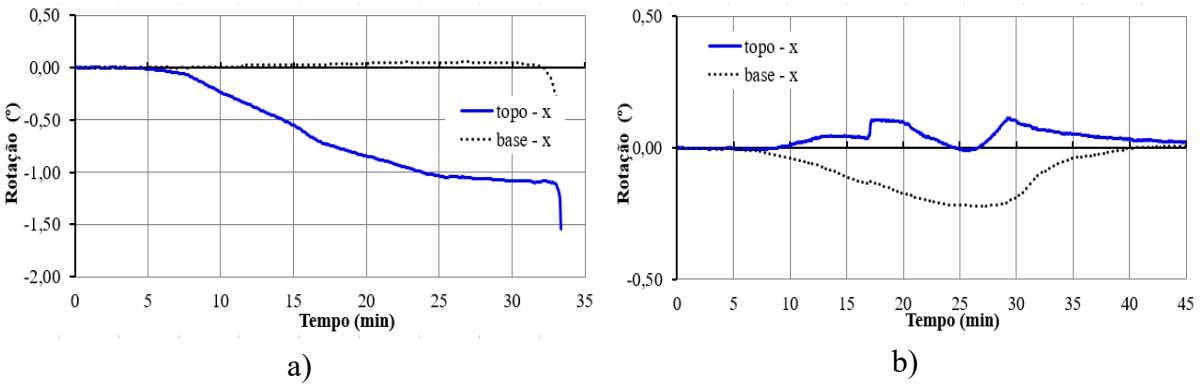
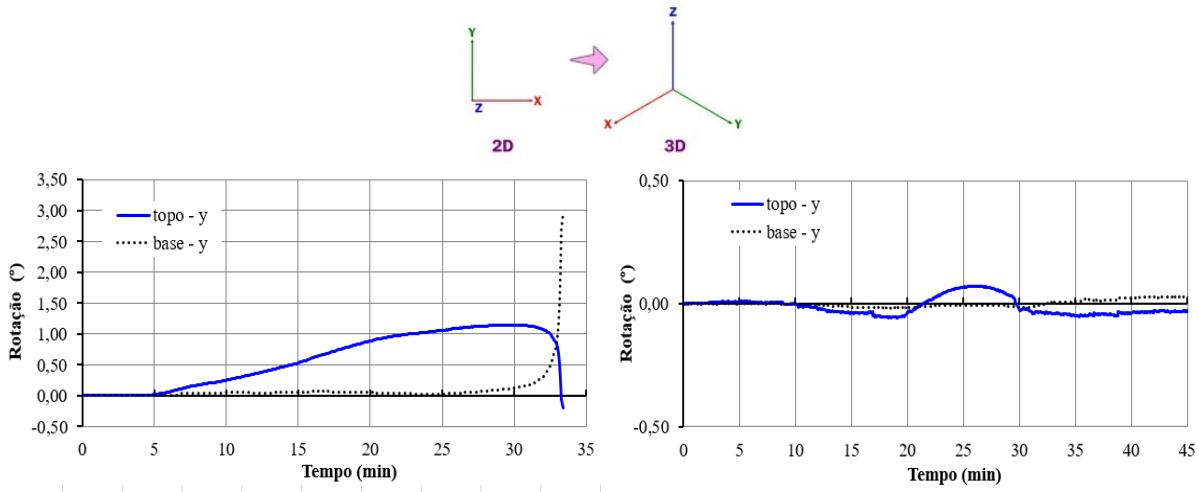


Figura 4.17 – Deslocamentos laterais das colunas em altura depois da instabilização: a) CEHS-PP (elíptico - rotulado); b) CEHS-SR (elíptico - semi rígido).





c) d)

Figura 4.18 – Rotações para o topo e base dos pilares: a) CEHS-PP direção x; b) CEHS-SR direção x; c) CEHS-PP direção y; d) CEHS-SR direção y.

4.4 Resistência ao fogo, tempos e temperaturas críticas.

O tempo crítico ou resistência ao fogo é aqui definido como o instante em que as forças de restrição voltam ao valor de carga inicial aplicada, depois de um aumento devido às restrições da dilatação térmica das colunas e de uma diminuição devido à degradação das propriedades mecânicas com a temperatura. Os tempos críticos e as temperaturas críticas obtidas para todos os ensaios foram apresentadas no quadro 4.1. E como complemento ao já referido no ponto 4.2, pode dizer-se que:

Tempos críticos

- Nestes ensaios a máxima resistência ao fogo foi de 37,2 minutos para CCHS273-PP, seguido da CCHS194-PP, com 35,85 minutos e da CEHS-PP com 33,37 minutos. Destaque ainda para a coluna tubular oca de aço inoxidável CHS-SS-SR que apresentou uma resistência ao fogo de 31,25 minutos.

- Para as colunas elípticas apenas de aço carbono EHS1-SR e EHS2-SR, os tempos críticos foram 24 min e 22 min, respetivamente, o que se deve à falta de betão e armadura no seu interior, aquando da sua presença aumentam a resistência das colunas como se pode ver na figura 4.12.

- O nível de carregamento teve uma influência significativa nos tempos críticos das colunas EHS-SR. Verificando-se que o tempo crítico para as colunas com um nível de carregamento de 30% foi maior do que o obtido para colunas com 50%. Em outras palavras, o aumento do nível de carregamento diminui o tempo crítico das colunas.

Temperatura crítica

- Em relação à temperatura crítica, a maior temperatura crítica apresentada foi para a coluna de aço inoxidável CHS-SS-SR, de 850,9 °C, e a menor temperatura crítica obteve-se para a coluna elíptica CEHS-PP de 676,6 °C. Estes valores são expectáveis uma vez que a coluna CHS-SS-SR era de aço inoxidável e por isso apresenta melhores propriedades mecânicas para altas temperaturas. Já para a coluna CEHS-PP, devido à grande dimensão da secção transversal e a presença de betão no seu interior com condutibilidade térmica baixa, levam a uma menor evolução de temperaturas no elemento, e consequentemente menor temperatura critica.

- As colunas elípticas de aço carbono EHS1-SR e EHS2-SR apresentaram temperaturas críticas de 739,1 °C e 697,6 °C, respetivamente. Podendo concluir-se que para um aumento do nível de carregamento de 30 % para 50 % do valor de cálculo da carga de encurvadura à temperatura ambiente, para colunas elípticas ocas de aço carbono, as temperaturas críticas diminuem.

4.5 Modos de instabilidade

Nesta secção apresentam-se os modos de instabilidade para todas as colunas ensaiadas (figura 4.19).

a) b) c) d)

e)

f)

g)

Figura 4.19 – Deformadas máximas após ensaio para as colunas: a) CHS-SS-SR; b) EHS1-SR; c) EHS2-SR encurvadura maior eixo; d) EHS2-SR encurvadura menor eixo; e) CCHS194-PP (esquerda) e CCHS273-PP (direita); f) CCHS194-PP; g) CEHS-PP.

Em todas as colunas foi verificada a encurvadura global. E em dois dos casos foram verificadas encurvadura global em torno do eixo de menor e maior inércia, para o pilar CHS-SS-SR, figura 4.19 (a) e para o pilar EHS2-SR, figura 4.19 (c) e (d). No pilar EHS2-SR verificou-se também encurvadura local (figura 4.20).

Segundo os modos de instabilidade do EHS2-SR, supõem-se que o aparecimento de encurvadura local (figura 4.20) pode ter originado a encurvadura global sobre ambos os eixos (menor e maior). Com Tom Scullion et al (2011), foram já ensaiadas secções deste tipo e estes autores obtiveram encurvadura local em todos os provetes, o que reforça mais esta ideia. Contudo o não aparecimento de uma encurvadura local tão notória pode dever-se às secções estudadas nesta dissertação terem maior secção transversal e espessura de tubo de aço do que as secções estudadas por esses autores.

Relativamente aos provetes mistos (figura 4.19 – e, f, g), o não aparecimento de encurvadura local, deve-se ao preenchimento com betão e armadura, que dificulta a formação deste modo de instabilidade. E a pouca deformação aparente dos provetes CCHS-PP (figura 4.19 – e), deve-

se ao preenchimento deste com betão e armadura no seu interior, e à carga aplicada ser apenas 30% da carga última que estas colunas resistem.

Figura 4.20 – Pormenorização da encurvadura local obtida para EHS2-SR.

4.6 Outras observações importantes nos ensaios

Fez-se uma comparação entre os resultados obtidos durante o ensaio ao fogo e após o ensaio, depois do arrefecimento do pilar (quadro 4.2), e concluiu-se que todos os provetes depois de arrefecerem encurtaram, apresentando comprimentos finais menores do que o comprimento inicial, contrariamente ao verificado durante o ensaio ao fogo, em que os pilares dilataram.

Durante os ensaios ouviram-se vários ruídos que se reconheceram como o desprendimento do betão do tubo de aço e o deslocamento dos pilares ensaiados sobre a rótula.

O aço inoxidável, após os ensaios ao fogo foi submetido ao forte temporal que se apresentava nesta altura do ano (chuvas intensas) e pode comprovar-se que perdeu as suas características resistentes de oxidação, como se pode ver na figura 4.18.

Figura 4.21 – Perda das qualidades resistentes de oxidação do aço inoxidável.

Fez-se também um corte nos provetes mistos e foi possível verificar o desprendimento do betão das armaduras.

Por fim nos elementos ensaiados, submetidos a altas temperaturas, houve alteração da sua coloração e notou-se um desprendimento de pequenas camadas da face do aço.

4.7 Considerações finais

O presente capítulo mostrou os resultados obtidos do trabalho experimental sobre o comportamento de colunas tubulares com restrição à dilatação térmica em situação de incêndio.

Os provetes ensaiados tiveram um comportamento expectável ao obtido por outros autores, nestas situações. Novos resultados foram apresentados, para colunas tubulares de secção circular de aço inoxidável de bases semi-rígidas e para colunas mistas de secção circular e elíptica de bases rotuladas.

Para os ensaios realizados verificou-se que as colunas CHS-SS-SR, CCHS-PP, CEHS-PP, foram as que tiveram melhor desempenho em situação de incêndio. As colunas de CHS-SS-SR, obtiveram os maiores valores de força axial relativa. E as colunas mistas (CCHS-PP e CEHS-PP), foram as que apresentaram maior resistência ao fogo. Para estes resultados, parâmetros como a rigidez da coluna e condutibilidade dos seus materiais foram determinantes.

Além disso, para um aumento do nível de carregamento sobre as colunas ensaiadas, houve redução do tempo crítico, das forças de restrição relativas e a da temperatura crítica. As colunas com maior esbelteza relativa, ou seja menor secção transversal, estiveram mais suscetíveis ao fenómeno de encurvadura.

Por fim, quando usadas diferentes condições de apoio, a consideração de extremidades rotuladas para os elementos tubulares mistos, levou a valores ligeiramente menores de forças de restrição relativas e tempos críticos.

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Quando um incêndio ocorre numa estrutura, as colunas de aço estão sujeitas a expansão térmica, e na prática esta expansão térmica está normalmente restringida pela estrutura envolvente não sujeita à ação do incêndio, consequentemente, induzindo forças de restrição, que não estão presentes no elemento estrutural antes do aquecimento.

Assim, o objetivo deste trabalho experimental incidiu na análise do comportamento de colunas tubulares a altas temperaturas com restrição à dilatação térmica. Foram estudados 3 tipos de elementos, elementos tubulares de aço inoxidável (CHS-SS), elementos apenas de aço carbono (EHS) e elementos mistos de aço carbono e betão armado (CCHS e CEHS). Estes elementos apresentaram secções inovadoras circulares e elípticas, e de grande utilização como alternativas arquitetónicas.

Esta dissertação apresentou o resultado de 6 ensaios de colunas tubulares em situação de incêndio, e além da consideração de restrição à dilatação térmica axial e rotacional variaram-se, as secções transversais, a esbelteza, materiais utilizados, níveis de carregamento e condições de apoio. Todos os ensaios foram realizados com ação térmica e análise transiente, ou seja, ao longo do tempo.

Descrevem-se, em seguida, as principais conclusões desta análise experimental:

Temperatura

- As temperaturas do forno foram ligeiramente menores do que a curva ISO 834 (1975) e apresentaram-se algumas diferenças no aquecimento para diferentes elementos estudados. As diferenças encontradas para a curva de aquecimento do forno e a curva padrão de incêndio ISO 834 (1975), devem-se à inércia térmica, pois o forno não tem potência suficiente para a eliminar. A diferença entre curvas de aquecimento do forno para cada ensaio foi devida às diferentes massas de cada elemento tubular estudado (fator de massividade). Para um fator de massividade pequeno apresenta-se um aquecimento mais lento, uma vez que a espessura do elemento e a área de secção transversal são maiores.

- Para colunas tubulares ocas de aço carbono o nível de carregamento não tem qualquer influência na evolução de temperaturas.

- As temperaturas em colunas tubulares de aço inoxidável atingem valores mais elevados do que para as colunas tubulares de aço carbono após 15 minutos de incêndio. Isto deve-se as propriedades mecânicas do aço inoxidável para altas temperaturas, nomeadamente à sua condutibilidade que cresce linearmente com o aumento da temperatura.

- Para todos os provetes, as temperaturas no tubo de aço crescem muito mais rapidamente do que no betão, havendo grandes diferenças de temperaturas entre estas interfaces, uma vez que, no conjunto betão/aço, o betão não se encontra diretamente exposto à radiação e tem menor condutibilidade térmica, levando a menores valores de temperatura neste material.

- Para elementos mistos com diferentes secções transversais CCHS293-PP e CHS194-PP, a temperatura no tubo de aço não apresenta diferenças com a variação de secção. Porém no seu interior, o núcleo de betão aquece de modo diferente e de forma mais lenta, devido à sua baixa condutibilidade térmica. Inerente a isto quanto maior a secção transversal, menor é evolução de temperaturas no interior do elemento tubular.

Forças de restrição

- Para os provetes semi-rígidos, CHS-SS-SR, EHS1-SR e EHS2-SR, o que apresentou melhor comportamento ao fogo foi o pilar de aço inoxidável (CHS-SS-SR), onde maiores valores de carga resistente, tempo crítico e temperaturas críticas foram obtidos. Consequentemente a coluna CHS-SS-SR levou mais tempo a perder as suas propriedades mecânicas e a atingir a instabilidade do que os pilares de aço carbono.

- Maiores forças de restrição foram geradas para colunas EHS sobre menores níveis de carregamento. Um aumento no nível de carregamento de 30 % para 50 %, levou a uma redução do tempo crítico e temperaturas críticas para a mesma coluna.

- Em colunas tubulares de secção circular mistas (CCHS), a esbelteza relativa das colunas não teve influência para o tempo crítico destas.

- Comparando os pilares mistos estudados com os pilares ocos, os pilares mistos apresentam maior resistência ao fogo, devido à baixa condutibilidade térmica do betão que levou a um menor aumento de temperaturas e consequentemente permitiu uma maior resistência do elemento tubular.

- Para ensaios ao fogo com um sistema de restrição de rigidez axial e rotacional constantes, pode dizer-se que quanto menor a rigidez das colunas ensaiadas maiores força de restrição são geradas.

- Em relação às condições de apoio, a variação dos pilares ensaiados de semi-rígidos (SR) para rotulados (PP) leva a uma diminuição de forças de restrição relativas e do tempo crítico.

Deslocamentos, deflexões e rotações

- A coluna CHS-SS-SR foi a que apresentou maior deslocamento axial, chegando a dilatar 20 mm.

- Concluiu-se que para colunas tubulares de aço inoxidável, quando se introduziram restrições à dilatação térmica, situação real, os deslocamentos axiais são menores do que quando não se considerou restrição à dilatação térmica.

- Para colunas EHS-SR, a aplicação de diferentes níveis de carregamento, nomeadamente 30% e 50%, não teve influência nos deslocamentos axiais, obtendo-se o mesmo valor para os dois casos.

- Conclui-se também, que para colunas mistas, devido ao betão e armadura no seu interior, aumentando a rigidez destas colunas, as forças de restrição foram reduzidas e levaram a uma diminuição dos deslocamentos axiais, obtendo-se valores bastante inferiores do que para as colunas ocas.

- Verificou-se assim, como por Espinos et al (2015), a existência de duas fases para colunas tubulares mistas de secção elíptica e quatro fases para colunas tubulares mistas de secção circular, durante a curva de deslocamento axial em função do tempo.

- Colunas com maior esbelteza relativa apresentam maiores valores de deslocamento lateral.

- As colunas com condição de apoio rotulada apresentam deslocamentos laterais maiores do que as semi-rígidas.

- Relativamente às rotações, para pilares semi-rígidos estas foram quase nulas, e para pilares rotulados obteve-se rotação segundo a direção y de 3º, levando a uma deformação por flexão em torno do eixo y de 23 mm.

Resistência ao fogo, Tempos e Temperaturas Críticas

- O tempo crítico obtido para as colunas tubulares com restrição à dilatação térmica foi menor do que o obtido por outros autores (Tom Scullion, 2011) para colunas sem restrição axial.

- O pilar que apresentou a maior resistência ao fogo foi o CCHS273-PP, com 37,2 min e a menor resistência foi o pilar EHS2-SR, com 21,48 min.

- Relativamente às temperaturas críticas o pilar que obteve maior temperatura crítica foi o pilar CHS-SS-SR, com um valor de 850,9 °C e a menor temperatura crítica foi observada no pilar CEHS-PP, com um valor de 676,6 °C.

- O preenchimento de colunas tubulares com betão e armadura no seu interior provoca um aumento da resistência ao fogo destes elementos.

- O tempo crítico é maior para colunas com maior diâmetro.

- Um aumento no nível de carregamento de 30 % para 50 % reduz a temperatura crítica das colunas.

Modos de instabilidade

- O principal modo de instabilidade das colunas ensaiadas foi a encurvadura global. Contudo para o pilar CHS-SS-SR, obteve-se encurvadura global em torno dos dois eixos de inércia. E para o pilar EHS2-SR foi obtido a interação de encurvadura local com encurvadura global também em torno do eixo de maior e menor inércia.

- Analisando todos os provetes ensaiados, conclui-se que o betão de enchimento, assim como a armadura, reduzem o efeito de encurvadura nas colunas tubulares. E que a esbelteza é uma vantagem dos elementos mistos sobre os elementos apenas de aço, onde as secções mistas podem ter maior resistência à encurvadura com secções menores comparativamente a secções de aço oco.

Finalmente, o uso de colunas tubulares de aço inoxidável e mistas de aço e betão armado leva a um comportamento melhorado em relação às colunas tubulares ocas de aço carbono. Porém, devem ser feitos mais estudos destas colunas tubulares com restrição à dilatação térmica, de modo a aumentar o suporte bibliográfico dos resultados obtidos nesta dissertação e a permitir a validação de um modelo numérico que posteriormente leve a uma reformulação e atualização da Norma Europeia existente para estas situações.

5.2 Recomendações para estudos futuros

Apresentam-se, de seguida, algumas sugestões para a realização de trabalhos futuros:

- Aumentar o suporte bibliográfico existente sobre os 3 tipos de colunas tubulares analisadas, com restrição à dilatação térmica. Ter em consideração diferentes variações dos parâmetros já estudados, tais como, níveis e excentricidades de carregamento, secções transversais, esbelteza e rigidez da estrutura envolvente aos elementos tubulares.

- Realização de mais ensaios no sistema rotulado desenvolvido, de modo a permitir uma maior validação deste sistema.

- Estudo do comportamento do pilar de aço inoxidável com ambas as extremidades rotuladas e comparar com o obtido nesta dissertação para extremidades semi-rígidas.

- Modelação e calibração de um modelo numérico de colunas tubulares em situação de incêndio com restrição à dilatação térmica e de ambas as extremidades rotuladas, com base no obtido experimentalmente.

- Desenvolvimento de novas propostas de dimensionamento à instabilidade dos elementos estudados. Recomendando-se o desenvolvimento de métodos simplificados de cálculo, que permitam estimar a distribuição de temperaturas ao longo da secção transversal de aço e betão e de modelos analíticos que possibilitem obter coeficientes de redução da rigidez à flexão adequados.

- Estudar soluções para melhorar o comportamento deste tipo de elementos em situação de incêndio, como é o caso, das secções de "dupla pele" (um tubo de secção transversal menor, dentro de um tubo de secção transversal maior) e dos pilares com núcleos internos complexos de diferentes formas.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A. Espinos, M. R. (2014). "Ambient and fire behavior of eccentrically loaded elliptical slender". Journal of Constructional Steel Research, Pages 97–107.

A. Espinos, M. R. (July 2015). "Circular and square slender concrete-filled tubular columns under large". Journal of Constructional Steel Research, Volume 110, Pages 90–100.

Affonso, G. R. (2014). "Avaliação de ligações soldadas “T” entre vigas de perfil I ou H e colunas em perfis tubulares circulares". Dissertação de Mestrado Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Centro de Tecnologia e Ciências Faculdade de Engenharia.

Baddoo, N. (November 2008). "Stainless steel in construction: A review of research, applications, challenges and opportunities". Journal of Constructional Steel Research, Volume 64, Issue 11, Pages 1199–1206.

BELIS, J. e. (2009). "Failure mechanisms and residual capacity of annealed glass/SGP laminated beams at room temperature.". Engineering Failure Analysis, 16, Pages 1866–1875.

Campos, D. C. (Outubro de 2012). "A Problemática da Segurança em Túneis". Tese de Mestrado do Instituto superior técnico.

Ehab Ellobody, M. F. (September 2012). "Experimental investigation of eccentrically loaded fibre reinforced concrete-filled stainless steel tubular columns". Journal of Constructional Steel Research, Volume 76, Pages 167–176.

EN 1991-1-2. (2010). Eurocode 1 - Actions on structures. Parte 1-2:General actions - Actions on structures exposed to fire. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.

EN 1992-1-2. (2010). Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels, Belgium, Comité Européen de Normalisation.

EN 1993-1-1. (2010). Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for building. Brussels, Belgium, Comité Européen de Normalisation.

EN 1993-1-2 . (2010). Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-2: General rules - Strutural fire design. Brussels, Belgium, Comité Européen de Normalisation.

EN 1993-1-4. (2004). Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-4: General rules – Supplementary Rules for Stainless Steels. Brussels, Belgium, Comité Européen de Normalisation.

EN 1994-1-1. (2011). Eurocode 4 - design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium, Comité Européen de Normalisation.

EN 1994-1-2. (2011). Eurocode 4 - design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. Brussels, Belgium, Comité Européen de Normalisation.

European Project FRISCC. (2013). "Finite element modelling of innovative concrete-filled tubular columns under room and elevated temperatures". Valencia: Espinós Capilla, Ana, Romero García e Manuel L. (RFSR-CT_2012_00025).

F. McCann, L. G. (October 2015). "Experimental study of slender concrete-filled elliptical hollow section beam-columns". Journal of Constructional Steel Research, Volume 113, Pages 185–194.

Feng Zhou, B. Y. (2005). "Tests of cold-formed stainless steel tubular flexural members". Thin-Walled Structures 43, 1325–1337.

Garcia, I. M. (2013). "Comportamento ao fogo de colunas tubulares quadradas em aço preenchidas com betão". Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Gardner, L. (2012). "Tubular Structures XIV". Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, UK: CRC Press.

Gomes, T. M. (Maio 2015). "Análise e dimensionamento de elementos estruturais de aço inoxidável". Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Perfil de Estruturas. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Kodur, V. (1999). "Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns". Journal of Constructional Steel Research 51, 21–26.

Kojiro Uenaka, H. T. (February 2016). "Concrete filled elliptical steel tubular members with large diameter-to-thickness ratio subjected to bending". Structures, Volume 5, Pages 58–66.

Lin-Hai Han, F. C.-Y. (November 2013). "Fire performance of concrete filled stainless steel tubular columns". Engineering Structures, , Volume 56, Pages 165–181.

Luís Simões da Silva, R. S. (2013). "Design of Steel Structures". Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften: ECCS Editorial Board.

M. Theofanous, T. L. (June–July 2009). "Flexural behaviour of stainless steel oval hollow sections". Thin-Walled Structures, Volume 47, Issues 6–7, Pages 776–787.

N.E. Shanmugam, B. L. (2001). "State of the art report on steel–concrete composite columns". Journal of Constructional Steel Research 57, 1041–1080.

Nuno Lopes, P. V.-M. (May 2012). "Numerical analysis of stainless steel beam-columns in case of fire". Fire Safety Journal, Volume 50, Pages 35–50.

Oliveira, T. A. (2013). "Fire resistance of composite coluns made of concrete filled circular hollow sections and with restrained thermal elongation". Thesis submitted for fulfillment of the requirements for the PHD degree on "Construção Metálica e Mista". Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Pires, T. F. (2012). "Comportamento e capacidade resistente de colunas de aço SEHS". Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Possato, G. d. (s.d.). "Análise teórico-experimental de placas de base de colunas metálicas tubulares". Dissertação de Mestrado em Construções Metálicas. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Qing-Xin Ren, L.-H. H. (2014). "Tests on elliptical concrete filled steel tubular (CFST) beams and columns". Journal of Constructional Steel Research 99, page 149–160.

Qing-Xin Ren, L.-H. H. (May 2014). "Tests on elliptical concrete filled steel tubular (CFST) beams and columns". Journal of Constructional Steel Research 99, pages 149–160.

Rocha, F. M. (2015). "Pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes em situação de incêndio". Projeto Tese. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Santos, R. A. (2013). "Comportamento estrutural de colunas curtas tubulares mistas aço-betão". Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Shenggang Fan, L. Z. (October 2015). "Numerical investigation on fire resistance of stainless steel columns with square hollow section under axial compression". Thin-Walled Structures, Volume 98, Part A, Pages 185–195.

Shenggang Fan, X. D. (January 2015). "Experimental investigation on fire resistance of stainless steel columns with square hollow section". Thin-Walled Structures, Volume 98, Part A, Pages 196–211.

Silva, V. D. (Setembro 2014). "Mecânica e Resistência dos Materiais". Coimbra: ZUARI - Edição de Livros Técnicos, Lda.

Simões, R. A. (Fevereiro 2007). "Dimensionamento de estruturas metálicas". Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.

Sousa, C. M. (Novembro de 2014). "Aços noxidáveis na construção civil aplicação em estruturas". Dissertação para obtenção do Grau Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico Lisboa.

Tom Scullion, F. A. (March 2012). "Finite element numerical evaluation of elliptical hollow section steel". FireSERT, School of Built Environment, University of Ulster, Jordanstown, UK: Thin-Walled Structures 55, pag 22–36.

Tom Scullion, F. A. (September 2011). "Effect of axial restraint on the performance of Elliptical Hollow Section steel". FireSERT, School of Built Environment, University of Ulster, Jordanstown, United Kingdom: Engineering Structures 33, pag 3155–3161.

X.L. Zhao, J. (2009). "Tests and design of concrete-filled elliptical hollow section stub columns". Thin-Walled Structures 47, 617–628.