



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Sérgio Roberto Oberhauser Quintanilha Braga

ANÁLISE NUMÉRICA DE COLUNAS TUBULARES
MISTAS DE AÇO E CONCRETO COM SEÇÃO
TRANSVERSAL ELÍPTICA SUJEITAS A INCÊNDIO

Dissertação no âmbito do Mestrado em Segurança aos Incêndios Urbanos
orientada pelo Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues e pelo Professor
Doutor António José Pedroso de Moura Correia apresentada ao Departamento
de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade de Coimbra

Fevereiro de 2021



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

SEGURANÇA AOS INCÊNDIOS URBANOS

Dissertação de Mestrado

**Análise numérica de colunas tubulares mistas de aço e
concreto com seção transversal elíptica sujeitas a incêndio**

Autor

Sérgio Roberto Oberhauser Quintanilha Braga

Orientadores

Prof. Doutor João Paulo Correia Rodrigues - UC

Prof. Doutor António José Pedroso de Moura Correia - IPC

Coimbra, fevereiro, 2021

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues por ter confiado que meu nome fosse associado ao dele nesta pesquisa. Por ter me desafiado ao longo desses dias renovando minha capacidade de vencer os obstáculos que chegavam a cada momento. À ele devo a renovação de meus sentidos de força, luta e resiliência. Graças a ele chego aqui mais forte, com mais conhecimento e sabedoria. Minha gratidão.

Ao Professor Doutor António José Pedroso de Moura Correia, que antes de qualquer coisa, com sua alma doce e bondosa, ouvia minhas preocupações e me ajudava a renovar minhas forças e seguir em frente. Incansável, seguiu ao meu lado. Exemplo de perseverança e otimismo. Obrigado, de coração.

Aos membros do júri Professores Doutores Fernando Pedro Simões da Silva Dias Simão e José Carlos Miranda Góis pelas contribuições, profissionalismo e dedicação.

Aos meus companheiros de sala de estudo Engenheiros Rúben Filipe Rosa Lopes e Rafael Luiz Galvão de Oliveira cujo suporte e em nossas discussões sobre o trabalho muitas vezes fizeram surgir soluções.

Ao Engenheiro João Pedro Oberhauser Tavares Braga que mesmo atarefado, parava tudo para dar-me suporte em informática.

Ao Ricardo Oliveira por sua presteza e disposição em contribuir.

Agradeço a Deus e Nossa Senhora por terem operado milagres para que eu pudesse me manter financeiramente na Universidade de Coimbra.

RESUMO

O objetivo deste trabalho foi fazer uma análise numérica, através do software de elementos finitos do comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e concreto com seção transversal elíptica. Foram avaliados parâmetros de esbeltez, nível de carregamento, excentricidade, percentual de armadura do concreto, nível de restrição e curvas de aquecimento.

Para execução do presente trabalho foi necessário empreender ampla revisão bibliográfica de dados experimentais já publicados e dos eventuais dados numéricos a eles relacionados. Foi feita a análise numérica dos tipos estruturais das colunas quanto a esbeltez fazendo variar os parâmetros de espessura da parede do tubo, dimensões da seção transversal e comprimento. A análise numérica do carregamento foi realizada em três níveis, 30, 50 e 70%. A excentricidade de aplicação da carga igual a um quarto e metade da semiseção das colunas. O percentual de armadura no concreto de preenchimento em dois níveis – 2 e 4%. Níveis de restrição axial de 30, 120, 500 kN/mm e curvas de aquecimento sendo uma a curva ISO 834 e a outra uma curva de hidrocarbonetos.

Os resultados obtidos foram tabulados, analisados e comparados aos eventuais dados numéricos já disponíveis. Foram também avaliadas metodologias simplificadas para o cálculo deste tipo de colunas em situação de incêndio. Ao final verificou-se que os objetivos foram atendidos. Neste sentido foi verificado que relativamente a esbeltez os resultados foram, como esperado, e já apontados por outros pesquisadores para seções transversais circulares, ou seja, uma maior esbeltez conduz ao menor tempo de resistência ao fogo. Já a esbeltez da seção transversal apresentou resultados bastante inovadores.

Das simulações de níveis de carregamento imposto inicialmente e de níveis de restrição axial foi possível observar, dentre outros parâmetros, as diferenças de tempo de resistência ao fogo e deformações axiais distintas para os dois tipos de sollicitação. Já quanto à excentricidade da aplicação de carga foram empreendidas duas análises completas e distintas: a primeira com aplicação da carga equivalente ou conjugado de carga axial e momento, obtidas pela aplicação das rotinas do Eurocódigo e uma segunda com aplicação da carga de projeto nas excentricidades especificadas.

A análise realizada neste trabalho será assim relevante para os projetistas de estruturas de aço pois fornecerá dados técnicos de comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e concreto com seção elíptica.

Palavras chave: colunas mistas de aço e concreto; Resistencia ao fogo; Estudo Numérico; Fogo; Elíptico

ABSTRACT

The objective of this work was to make a numerical analysis, using finite element software, of the fire behavior of Composite steel and concrete columns with an elliptical cross section. This work evaluated the slinness parameters, loading level, eccentricity, concrete reinforcement percentage, restriction level and heating curves.

In order to carry out this work, it was necessary to undertake a wide bibliographic review of experimental data already published and of any numerical data related to them. The numerical analysis of the structural types of the columns was made in terms of slinness, varying the parameters of the thickness of the tube wall, dimensions of the cross section and length. The numerical analysis of loading was performed at three levels, 30, 50 and 70%. The eccentricity of application of the load equal to a quarter and a half of the semisection of the columns. The percentage of reinforcement in the filling concrete in two levels - 2 and 4%. Axial restriction levels of 30, 120, 500 kN / mm and heating curves, one being the ISO 834 curve and the other a hydrocarbon curve.

The results obtained were tabulated, analyzed and compared to any numerical data already available. Simplified methodologies for calculating this type of columns in a fire situation were also evaluated. At the end it was found that the objectives were met. In this sense, it was verified that in relation to slinness the results were, as expected, and already pointed out by other researchers for circular cross sections, in other words, greater slinness leads to a shorter time of fire resistance. The slinness of the cross section, on the other hand, presented quite innovative results.

From the simulations of loading levels initially imposed and axial restriction levels, it was possible to observe, among other parameters, the differences in time of fire resistance and different axial deformations for the two types of load. As for the load application eccentricity, two complete and distinct analysis were carried out: the first with the application of the equivalent or combined load of axial load and moment, obtained by the application of the Eurocode routines and the second with application of the design load in the specified eccentricities.

The analysis carried out in this work will therefore be relevant for steel structure designers as it will provide technical data on the fire behavior of mixed tubular steel and concrete columns with an elliptical section.

Keywords: Composite steel and concrete columns; Fire resistance; Numerical study; Fire; Elliptical

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
INDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE TABELAS	vii
SIMBOLOGIA.....	viii
ABREVIATURAS	xi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Objetivos da Dissertação.....	2
1.3 Estrutura da Dissertação	3
2 ESTADO DA ARTE.....	4
2.1 Introdução.....	4
2.1.1 Breve histórico	4
2.1.2 Estruturas Formadas por Elementos Mistos	6
2.1.3 Principais Características dos Pilares Mistos Preenchidos	7
2.1.4 Estudos sobre a aplicabilidade das seções transversais elípticas	9
2.2 Investigação Experimental.....	10
2.3 Investigação Numérica.....	21
2.4 Avaliação do tempo de resistência ao fogo	29
2.5 Avaliação da resistência ao fogo segundo os Eurocódigos	34
2.5.1 Modelos de cálculo simplificados.....	34
2.5.2 Roteiro para cálculo com cargas excêntricas	36
2.6 Considerações Finais	37
3 MODELO NUMÉRICO.....	39
3.1 Introdução.....	39
3.2 Descrição do modelo experimental de referência	39
3.2.1 Descrição do Sistema experimental.....	39

3.2.3 Descrição da coluna experimental	43
3.3 Descrição do modelo numérico	45
3.3.1 Geometria	45
3.3.2 Calibração do modelo	47
3.3.3 Validação do modelo	53
3.4 Considerações finais	55
4 ANÁLISE NUMÉRICA	56
4.1 Introdução	56
4.2 Análise numérica da esbeltez	56
4.2.1 Análise da influência das dimensões da seção transversal da coluna	56
4.2.2 Análise da esbeltez da coluna devido a espessura de perfil metálico	59
4.2.3 Análise da influência da esbeltez devido ao comprimento da coluna	61
4.3 Análise da influência dos níveis de carregamento nas colunas	63
4.4 Análise da influência dos níveis de restrição na coluna	64
4.5 Análise da influência dos níveis de excentricidade eixo de menor inércia da coluna ..	68
4.6 Análise da influência da percentagem de armadura longitudinal na coluna	71
4.7 Comparativo dos resultados com modelos analíticos	73
4.7.1 Introdução	73
4.7.2 Metodologia de Espinos et.al 2013	73
4.7.3 Metodologia Analítica de Kodur 1999	76
4.8 Comparativo entre as curvas de incêndio ISO-834 e de hidrocarbonetos	77
4.9 Considerações Finais	78
5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	80
5.1 Conclusões	80
5.2 Desenvolvimentos Futuros	85
REFERÊNCIAS	86

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Colunas históricas (a) Coluna Emperger; (b) Edifício Mc Graw, 39th Street, New York, 1908	5
Figura 2-2: Ilustração de obras em estruturas de perfis ocios metálicos preenchidos com concreto..	7
Figura 2-3: Efeito da esbeltez não-dimensional na classificação da resistência ao fogo das colunas	24
Figura 2-4 : Efeito da esbeltez da seção transversal na resistência ao fogo das colunas	25
Figura 2-5 : Efeito do fator de seção na classificação de resistência ao fogo das colunas	25
Figura 2-6 :Coeficiente de correção ϕ_s em função da percentagem de armadura – Figura H.1 EC-4	31
Figura 3-1 : Esquema da configuração de teste ao fogo da Universidade de Coimbra.....	40
Figura 3-2 : Visão geral do sistema experimental da Universidade de Coimbra	41
Figura 3-3 : Ilustração do dispositivo para simular as condições de apoio de colunas por rótulas nos experimentos. .	41
Figura 3-4 : Detalhe da armadura longitudinal da coluna	43
Figura 3-5 : Distribuição dos termopares na seção longitudinal e transversal da coluna testada	44
Figura 3-6 : Resultados para aplicação de número de elementos na seção transversal do perfil	46
Figura 3-7 : Relação tensão-extensão do concreto F_{ck} 33MPa evolução com a temperatura.....	48
Figura 3-8 : Relação tensão-extensão do aço F_y 375MPa evolução com a temperatura	48
Figura 3-9 : Evolução das temperaturas – comparativo entre o modelo experimental e numérico.....	49
Figura 3-10 : Detalhe da mola de restrição	51
Figura 3-11 : Comparativo de excentricidade inicial	52
Figura 3-12 : Deflexão lateral a meio vão entre o topo e base da coluna	55
Figura 4-1 : Evolução das tensões nos perfis.....	58
Figura 4-2 : Deformação axial das seções transversais por solicitação por curva de fogo ISO-834 e hidrocarbonetos	59
Figura 4-3 : Evolução do tempo crítico com a esbeltez da seção transversal.....	60
Figura 4-4 : Evolução do tempo crítico com a deformação axial	61
Figura 4-5 : Evolução dos tempos críticos com a esbeltez não dimensional	62
Figura 4-6 : (a) Comparativo % de carga por tempo de retorno de carga fogo ISO-834	64
Figura 4-7 : Evolução da deformação axial e lateral.....	67
Figura 4-8: (a) Evolução das forças de restrição (P/P_0) fogo ISO.	68
Figura 4-9 : Detalhe da mola de restrição	69
Figura 4-10 : Ilustração da aplicação da carga excêntrica nos modelos.....	69
Figura 4-11 : Curva de interação simplificada	70
Figura 4-12 : Evolução dos tempos críticos com o percentual de excentricidade sobre o eixo de menor inércia	71
Figura 4-13: Deformações, axial e lateral, por aplicação da carga de projeto nas excentricidades selecionadas.....	71
Figura 4-14 : Figura detalhe das armaduras de reforço do modelo numérico	73
Figura 4-15 : Distribuição da temperatura na seção transversal	78

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 : Testes, propriedades e resultados de colunas elípticas.	11
Tabela 2-2 : Programa de testes.	15
Tabela 2-3 : Variação de respostas térmicas e mecânicas das seções transversais..	28
Tabela 2-4 : Tabela de seleção.....	30
Tabela 2-5: Valores das temperaturas equivalentes para barras de reforço.....	31
Tabela 2-6 : Valores do coeficiente de redução no aço.....	31
Tabela 2-7 : Valores do parâmetro f	34
Tabela 2-8 : Limites de aplicabilidade das variáveis na equação.....	34
Tabela 3-1 : Programa experimental.....	42
Tabela 3-2 : Principais características geométricas e mecânicas da coluna ensaiada.....	43
Tabela 3-3: Resumo dos principais resultados obtidos durante o ensaio.....	43
Tabela 3-4: Comparativo das distribuições de temperatura entre os modelos experimental e numérico.....	45
Tabela 3-5: Parâmetros do modelo térmico.....	47
Tabela 3-6: Comparativo das distribuições de temperatura entre os modelos experimental e numérico.....	50
Tabela 3-7: Comparativo da aplicação da excentricidade inicial.....	51
Tabela 3-8: Resumo da validação do modelo numérico.....	54
Tabela 4-1: Comparativo dos tamanhos das seções transversais para curva de incêndio.....	58
Tabela 4-2: Comparativo dos tamanhos das seções transversais para curva de incêndio de hidrocarbonetos.....	58
Tabela 4-3: Comparativo das espessuras de parede dos perfis para curva de incêndio ISO-834.....	60
Tabela 4-4: Comparativo das espessuras de parede dos perfis para curva de incêndio de hidrocarbonetos.....	60
Tabela 4-5: Comparativo dos comprimentos das colunas sob curva de incêndio ISO-834.....	62
Tabela 4-6: Comparativo dos comprimentos das colunas sob curva de incêndio de hidrocarbonetos.....	62
Tabela 4-7: Comparativo dos percentuais de carga para colunas para curva de incêndio ISO-834.....	63
Tabela 4-8: Comparativo dos percentuais de carga para colunas sob curva de incêndio de hidrocarbonetos.....	63
Tabela 4-9: Comparativo dos níveis de restrição para colunas curva de incêndio ISO-834.....	66
Tabela 4-10: Comparativo dos níveis de restrição para colunas sob curva de incêndio de hidrocarbonetos.....	66
Tabela 4-11: Resultados da aplicação de carga excêntricas curva de incêndio ISO-834.....	68
Tabela 4-12: Resultados da aplicação de carga excêntricas curva de incêndio de hidrocarbonetos.....	69
Tabela 4-13: Resultados da aplicação de carga excêntricas - curva de incêndio ISO-834 e 30% da carga de projeto....	70
Tabela 4-14: Resultados da aplicação de carga excêntricas - curva de hidrocarbonetos e 30% da carga de projeto....	70
Tabela 4-15: Comparativo das taxas de armadura para colunas curva de incêndio ISO-834.....	72
Tabela 4-16: Comparativo das taxas de armadura para colunas com curva de incêndio de hidrocarbonetos.....	72
Tabela 4-17: comparativo entre a metodologia de Espinos et.al 2013 e simulações numéricas.....	75
Tabela 4-18: comparativo entre a metodologia de Kodur,1999 e simulações numéricas.....	77

SIMBOLOGIA

Maiúsculas latinas

$A_{a,\theta}$, $A_{cs,\theta}$ – Área da seção transversal do perfil de aço a uma temperatura θ

$A_{c,\theta}$ – Área da seção transversal do preenchimento de concreto a uma temperatura θ

A_{eff} – Área efetiva da seção 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 seção transversal das armaduras

A – Dimensão do maior eixo da seção elíptica

B – Dimensão do menor eixo da seção elíptica

B.C – Condições de apoio

D/t – Esbeltez da seção transversal

$E_{a,\theta}$ – 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 concreto à temperatura θ

$E_{c,\theta,\sigma}$ – Módulo tangente do concreto 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

$I_{a,\theta}$ – Momento de inércia do perfil tubular de aço à temperatura θ

$I_{c,\theta}$ – Momento de inércia do preenchimento de concreto 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 semi eixo da seção elíptica
b – Dimensão do menor semi eixo da seção elíptica
e – Excentricidade da carga aplicada
e/b – Relação da excentricidade da carga sobre o menor eixo da seção transversal
e/a – Relação da excentricidade da carga sobre o maior eixo da seção transversal
 f_c – Tensão de ruptura do concreto à compressão
 f_{cm} – Valor médio da tensão de ruptura do concreto à compressão
 f_y – Tensão de cedência do aço estrutural ou tensão limite de proporcionalidade
 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 seções 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 concreto em situação de incêndio

ε – Extensão

λ – Esbeltez do elemento

λ_y – Esbeltez do elemento sobre o eixo de maior inércia

λ_z – Esbeltez do elemento sobre o eixo de menor 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 concreto 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 que considera 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 – Comitê Europeu de Normalização

CEHS – Coluna metálica oca de seção transversal elíptica preenchida com concreto

EHS – Coluna metálica oca de seção transversal elíptica

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

LVDT – Linear Variable Differential Transducer

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

Devido aos altos custos e complexidade, um ensaio de resistência ao fogo de um elemento estrutural de suporte de carga é geralmente limitado a um corpo de prova. Consequentemente, não há possibilidades de avaliar os resultados do ensaio estatisticamente concluíram (Pettersson e Witteveen, 1980).

As colunas tubulares de aço com enchimento de concreto estão assumindo um papel cada vez maior na construção civil. (Espinos et al.2013). Seu excelente desempenho estrutural as torna particularmente adequadas para aplicações em edifícios altos e pontes. O enchimento de concreto oferece uma solução prática atraente para fornecer proteção contra incêndio em colunas ocas de aço sem nenhuma proteção externa (Rodrigues e Laím, 2017). Como a segurança contra incêndios também é um dos aspectos-chave do projeto estrutural, ainda é essencial desenvolver um entendimento completo do desempenho frente ao incêndio das colunas tubulares compostas escreveram (Rodrigues e Laím, 2017).

O uso de seções ocas circulares e quadradas na construção de colunas compostas tem sido amplamente documentado, e o comportamento destas seções ocas preenchidas com concreto tem sido extensivamente investigado, tanto em temperatura ambiente quanto na situação de incêndio. Destacam-se os projetos de pesquisa do CIDECT, do Conselho Nacional de Pesquisa do Canadá e FRISCC – “Fire Resistance as Innovative and Slender Concrete Filled Tubular Composite columns” na Europa. No entanto, novas seções ocas, como formas retangulares ou elípticas, foram recentemente introduzidas nos catálogos dos produtores de aço e precisam de mais investigação para serem acessíveis aos profissionais.(Espinos, et al 2014). Experimentos e trabalhos disponíveis com colunas ocas metálicas de seção transversal elíptica, preenchidas com concreto submetidas ao fogo são muito limitados portanto, a necessidade de realizar mais estudos e testes de fogo é bastante justificada anotou (Espinos et al,2015).

(Scullion et al.2011) cita os eventos trágicos do World Trade Center Towers em 2001 e o colapso total da plataforma petrolífera Deepwater Horizon em 2010, bem como a ausência de pesquisas para investigar a resistência ao fogo das seções elípticas, incluindo incêndios de hidrocarbonetos. Os autores explicam que incêndios de hidrocarbonetos têm uma taxa de crescimento rápido e atingem temperaturas superiores a 1000 °C em 15 min. Estas condições

severas de ensaio não são alcançadas em ensaios de incêndio padrão, como o ISO834 (1980), e são, portanto, um requisito adicional para melhorar os padrões de segurança em edificações. (Rodrigues e Laim, 2017) em seus trabalhos relatam ainda que, tanto o modelo de cálculo simples da cláusula 4.3.5.1 como o método do anexo H da NP EN 1994-1-2 (2011) cujo uso não é permitido em alguns países europeus - levam a previsões inseguras para colunas ocas preenchidas com concreto carregadas axial e excentricamente.

Assim apresentou-se nesta dissertação intitulada “Análise numérica de colunas tubulares mistas de aço e concreto com secção elíptica sujeitas a incêndio” um estudo destinado a ampliar o conhecimento sobre o tema, através da abordagem de aspectos chave do seu dimensionamento. Parâmetros de esbeltez, nível de carregamento, excentricidade, percentual de armadura do concreto, nível de restrição e curvas de aquecimento.

1.2 Objetivos da Dissertação

O objetivo deste trabalho foi proceder a uma extensa análise numérica com base no Método dos Elementos Finitos usando o software comercial Abaqus do comportamento em situação de incêndio de colunas tubulares mistas de aço e concreto, com secção transversal elíptica.

Foi feito um estudo numérico, também com base no Método dos Elementos Finitos (Abaqus), validado por comparação com resultados experimentais disponíveis na literatura e realizados pela Universidade de Coimbra. Este estudo numérico compreendeu duas partes distintas: a propagação de calor ao longo do elemento estrutural e, posteriormente, o comportamento mecânico da coluna em situação de incêndio.

O objetivo geral deste trabalho foi fazer a análise numérica, através do software de elementos finitos Abaqus do comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e concreto com secção transversal elíptica. Foram avaliados os parâmetros de esbeltez, nível de carregamento, excentricidade, percentual de armadura do concreto, nível de restrição e curvas de aquecimento.

Assim os objetivos específicos da pesquisa foram:

- 1) Análise numérica do tipo estrutural da coluna quanto a esbeltez fazendo variar os parâmetros de parede do tubo, dimensões da secção da coluna e seu comprimento;
- 2) Análise numérica do carregamento em três níveis – 30, 50 e 70% da sua capacidade de carga obtida por aplicação das rotinas da NP EN 1994-1-1(2011);
- 3) Análise dos efeitos da excentricidade de carregamento igual a um quarto e metade do

do comprimento do semi-eixo de menor inércia da seção;

- 4) Análise do percentual de armadura de reforço no concreto de preenchimento em dois níveis – 2 e 4%;
- 5) Análise de níveis de restrição axial relativos a rigidez da coluna: 0,03, 0,13 e 0,56;
- 6) Análise em curvas de aquecimento sendo uma a curva ISO 834 e a outra uma curva de hidrocarbonetos.

Os dados obtidos foram tabulados, analisados e comparados com dados numéricos já disponíveis e avaliados frente a propostas metodológicas simplificadas para o cálculo deste tipo de colunas em situação de incêndio.

1.3 Estrutura da Dissertação

Capítulo 1: Foi feita uma contextualização do tema abordado, justificando-se a necessidade de estudar o comportamento de colunas tubulares de seção transversal elíptica, preenchidas com concreto em situação de incêndio e as motivações para o estudo realizado, elencando ainda os objetivos gerais e específicos do trabalho e a estrutura da dissertação.

Capítulo 2: Inicia com um breve relato histórico da utilização das colunas tubulares preenchidas com concreto e na sequência foram apresentadas as principais pesquisas experimentais e numéricas sobre o tema da dissertação. Compõe também o capítulo duas pesquisas de avaliação do tempo de resistência ao fogo por métodos algébricos e a rotina de avaliação do tempo de resistência ao fogo de colunas tubulares preenchidas com concreto segundo os Eurocódigos vigentes.

Capítulo 3: O capítulo três apresenta o modelo numérico adotado. Ele se inicia com uma breve descrição do software de elementos finitos utilizado suas partes e interações. Na sequência o experimento adotado como modelo e o sistema experimental empregado para realizá-lo são descritos. O modelo numérico adotado é então descrito e os seus parâmetros térmicos e mecânicos são justificados. O capítulo se encerra com a análise dos resultados do modelo numérico frente ao experimento utilizado como base.

Capítulo 4: O quarto capítulo apresenta a análise numérica proposta nos objetivos da dissertação e suas conclusões.

Capítulo 5: Nesta parte da pesquisa são apresentadas as considerações finais e as sugestões de desenvolvimentos futuros.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 Introdução

O presente capítulo teve como objetivo apresentar a revisão bibliográfica efetuada para a realização da presente dissertação.

Na introdução foi feito um breve histórico da utilização de colunas ocas preenchidas com concreto nos Estados Unidos e na Europa. Na sequência há também um breve relato das estruturas formadas por elementos mistos e suas principais características. A introdução se conclui com uma resenha dos principais trabalhos realizados para inserção da seção transversal elíptica no contexto das normas europeias de dimensionamento.

Na segunda e terceira parte deste capítulo são apresentados os estudos experimentais e numéricos, respectivamente, da solicitação por fogo de colunas de seção transversal elíptica.

Métodos algébricos de avaliação do tempo de resistência ao fogo são apresentados na quarta parte deste capítulo. Ainda na quinta parte deste capítulo foi apresentado o método atual de cálculo da resistência fogo segundo o Eurocódigo.

2.1.1 Breve histórico

Segundo (Eggemann, 2003) muito embora as colunas mistas de concreto e aço fossem raramente usadas entre o final da segunda guerra mundial e os anos 1970 as pesquisas sobre o tema datam do início do século XX. A combinação destes materiais teve uma série de motivações dentre elas e principalmente a proteção ao fogo das colunas metálicas através do revestimento com concreto. Nos Estados Unidos as primeiras tentativas documentadas de projeto foram fornecidas por (Talbot e Lord, 1912) para colunas de aço reforçadas com concreto e por (Swain e Holmes, 1915) para tubos de aço preenchidos com concreto. Em 1908 William H. Burr aplicou colunas mistas com sucesso na construção do Edifício Mc Graw em Nova York, permitindo um aumento da carga de trabalho com diminuição da seção de concreto.

Na Europa, a primeira fórmula de projeto para colunas compostas foi dada por Emperger em 1913. O tipo de coluna examinada foi uma coluna de concreto com núcleo de ferro fundido e uma forte armadura horizontal, denominada “Coluna oca de ferro fundido com uma camisa de concreto entrelaçado”, chamada coluna Emperger.

Esse tipo de coluna foi patenteado na Alemanha em 1911 e foi aplicada na construção do prédio da fábrica da Ericsson em Viena em 1913 relata (Eggemann, 2003).

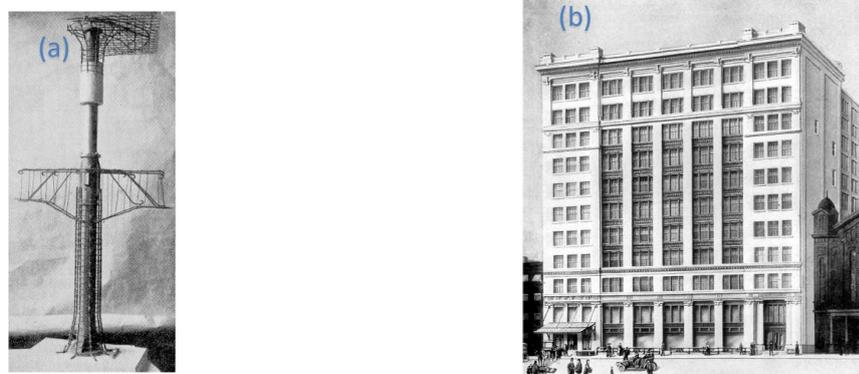


Figura 2 1: Colunas históricas (a) Coluna Emperger; (b) Edifício Mc Graw, 39th Street, New York, 1908
Fonte: (Eggemann, 2003)

(Eggemann, 2003) na sua tese doutoramento relata que Fritz von Emperger também foi pioneiro na proposta de aferição da capacidade de carga final P de colunas mistas através da soma da resistência dos materiais dos componentes conhecida como lei da adição.

$$P = F_b \cdot \sigma_b + F_e \cdot \sigma_e + F_g \cdot \sigma_g \quad (2.1)$$

onde F é a área, σ é a tensão, b é o índice para o concreto, e é o índice para armadura de aço macio e g é o índice para ferro fundido. Essa lei de adição ainda é válida hoje e é usada no projeto de colunas mistas.

(Eggemann, 2003) relata também que após um período de esquecimento, a pesquisa no campo da construção composta foi intensificada na década de 1950 e que vários métodos de projeto foram desenvolvidos. Para o Eurocódigo 4 de hoje, o método de projeto de Roik e sua equipe desenvolvido na Universidade de Bochum foi adotado, (Roik et al, 1976). A carga final de uma coluna composta é dada a semelhança da Lei da Adição de Emperger por:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (2.2)$$

com f_{yd} a tensão de escoamento do aço estrutural, f_{cd} a resistência à compressão do concreto e f_{sd} a tensão de escoamento do aço de reforço. A segurança de flambagem é fornecida por um fator χ , pelo qual a carga final deve ser multiplicada. O fator χ é dado pelas curvas de flambagem europeias do Eurocódigo 3 e deve ser calculado em função da esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$. Roik

fundamentou a sua proposta de projeto de colunas compostas na rotina de cálculo de colunas de aço, usando as curvas de flambagem europeias e a esbeltez adimensional.

2.1.2 Estruturas Formadas por Elementos Mistos

A crescente utilização dos pilares mistos preenchidos deve-se às muitas qualidades resultantes deste tipo de associação de materiais segundo (Uy, 1998). Estas qualidades abrangem aspectos construtivos, econômicos e de comportamento estrutural tais como:

Excelentes propriedades resistentes quanto à atuação frente a ações sísmicas, proporcionando alta resistência, rigidez e capacidade de absorver energia. (Uy, 1998) confirma que a alta resistência e o baixo peso do pilar misto são fatores que se somam, contribuindo para um melhor comportamento frente às ações sísmicas. Destaca ainda que o preenchimento com concreto aumenta a resistência e a rigidez do perfil tubular isolado, sem aumentar suas dimensões externas.

A aplicação de proteção contra a ação do fogo é simples e às vezes desnecessária. (Caldas, 2008) afirma que sob situação de fogo, o núcleo de concreto funciona como uma espécie de dissipador de calor, melhorando a resistência da seção de aço ao fogo, a tal ponto que torna desnecessário o uso de materiais específicos para este fim.

Durante o processo construtivo, o perfil tubular é usado como elemento resistente às ações construtivas, de lançamento e bombeamento do concreto, até que este atinja resistência adequada para colaborar na capacidade resistente. O perfil funciona como forma permanente, minimizando custos com materiais e mão-de-obra.

Devido à ação conjunta dos materiais, são necessárias menores quantidades de aço e concreto para resistir a esforços de compressão e momentos fletores. Segundo (Sant'Anna, 2009) a atuação do carregamento é responsável por esta ação conjunta, que resulta em aumentos significativos de resistência dos materiais, aço e concreto.

O autor lembra ainda que um aspecto muito importante para os edifícios altos é a disponibilidade da maior área livre possível em cada pavimento, especialmente nos inferiores, onde as solicitações nos pilares são maiores e por isso, na maioria das vezes, suas dimensões também o são. Pesquisadores sugerem que sejam usados aço e concreto de alta resistência, para diminuir ainda mais as dimensões dos pilares. (Uy, 1998) e (Sant'Anna, 2009) concordam com esta recomendação, lembrando que isto conduz, além das vantagens

há pouco citadas, a forças de menor intensidade nos elementos de fundação, reduzindo suas dimensões e o consumo de materiais. Comparado com seções em concreto armado, a utilização de um pilar misto permite obter a mesma capacidade resistente, porém consumindo menores quantidades de materiais. A figura 2-2 ilustra algumas obras executadas com colunas metálicas ocas preenchidas com concreto.



Figura 2-2: Ilustração de obras em estruturas de perfis ocas metálicos preenchidos com concreto. (a) Ponte sobre o rio Wangcang East - China; (b) Plataforma offshore Amoco P15 mar do Norte; (c) Estação de metrô Qianmen em Pequim (d) Edifício Ruifeng em Hangzhou - China.

Fonte: (a); (c) e (d) - (Han et al., 2014); (b) - (J. Wardenier, J.A. Packer, 2010)

2.1.3 Principais Características dos Pilares Mistos Preenchidos

(Zhao and Packer, 2009), relatam que a tecnologia de pilares metálicos ocas preenchidos com concreto foi impulsionada em função de seus aspectos econômicos, que apresenta rapidez na montagem, custos mais baixos na implantação, e tecnicamente, pela junção dos aspectos técnicos dos materiais, pois o concreto, com sua resistência à compressão, sua rigidez e baixa condutibilidade térmica, se associa ao aço, com sua leveza, esbeltez e resistência à tração. As vantagens dessa tecnologia, dos pontos de vista econômico e de arquitetura, utilizados por profissionais modernos, de acordo com os autores, são que:

- O enchimento de concreto proporciona uma maior rigidez e capacidade de suporte de carga para o perfil tubular de aço, assim, as colunas delgadas, com suas características estéticas, podem sustentar maiores cargas sem que haja necessidade de aumentar suas dimensões externas. Além disso, o preenchimento com concreto impede a deformação do tubo de aço, ou como informa, o preenchimento de betão evita que o tubo de aço sofra encurvamento local;
- O tubo de aço fornece, com seu núcleo preenchido com concreto, o aumento de capacidade de suportar cargas, e por sua vez, o núcleo de concreto se mantém protegido de desagregação pelo perfil de aço;
- Durante abalos sísmicos, as colunas tubulares preenchidas com betão apresentam uma ductibilidade e energia de absorção mais elevada, comparadas aos tubos de aço não preenchidos;
- As dimensões mais reduzidas das colunas aumentam a área útil da construção;
- As seções de aço servem, num projeto arquitetônico, de acabamento, reduzindo a necessidade de pinturas e de revestimentos de proteção ao concreto, pois suas partes expostas ficam reduzidas;
- O tubo de aço serve como cofragem e reforço externo para o núcleo de concreto, não sendo necessária cofragem adicional para a concretagem, e também não necessita de equipamento especial, inclusive evitando vazamento de concreto.

Outra vantagem a ser acrescida ao uso de elementos mistos dessa natureza, é que segundo (Mao e Kodur, 2011), citados por (Rocha, 2016): pilares mistos possuem também bom comportamento frente ao fogo. Este sistema estrutural necessita, contudo, de um apurado modelo de cálculo relativo à sua exposição perante o fogo. Fundamentalmente, os cálculos são realizados para fornecer ao engenheiro estrutural informações necessárias de consideração ao impacto de situação de fogo em seus projetos.

Segundo (Duthinh, 2014) a demonstração da resistência ao fogo pelo projeto baseado em desempenho (PBD), é de forma essencial, o projeto de elementos estruturais, seus subconjuntos, ou estruturas capazes de suportar a carga aplicada à altas temperaturas durante um incêndio. A Engenharia de Incêndio Estrutural, segue normalmente as seguintes etapas segundo (Duthinh, 2014): definição de um projeto de incêndio, como a curva tempo-temperatura ISO- 834 (1980), ASTM E119 (1988), ou um projeto de incêndio plausível; o cálculo da transferência de calor do incêndio para as demais estruturas, e avaliação estrutural quanto às cargas e a capacidade das estruturas calculadas perante a temperatura elevada.

(Duthinh, 2014), explica que não é somente a temperatura do espaço em chamas que controla

a resposta estrutural, mas também a entrada de calor e o correspondente aumento da temperatura que ocorre no material da estrutura. No geral, a transferência de calor pode ocorrer de 3 maneiras: condução, propagação e radiação, a saber: Condução que é a transferência de calor através de materiais sólidos e envolve as propriedades do material no que tange a sua densidade, calor específico, e condutividade térmica. Propagação que é a transferência de calor através de fluídos, gases ou líquidos e a radiação que é a transferência de energia de calor por ondas eletromagnéticas.

O comportamento ao fogo em construções remete aos seguintes problemas: comportamento dos materiais, incluindo perda de massa e as taxas de energia liberadas; estágios de desenvolvimento do fogo; comportamento de um incêndio totalmente desenvolvido, incluindo o papel da ventilação, desenvolvimento da temperatura, e sua duração. O aspecto de melhoria no comportamento dos materiais, sobretudo do concreto é muito importante. Sabe-se que o concreto de preenchimento pode ser de resistência normal ou de alta resistência, entretanto os avanços tecnológicos impulsionaram a fácil obtenção de concretos de alta resistência, tornando tal opção de preenchimento muito atrativa, sobretudo do ponto de vista estrutural.

2.1.4 Estudos sobre a aplicabilidade das seções transversais elípticas

Considerando que as seções transversais elípticas não estão contempladas ainda nas rotinas de cálculo dos Eurocódigos fez-se aqui uma resenha dos principais trabalhos empreendidos para solucionar esta lacuna. Estes trabalhos foram úteis na elaboração da presente dissertação.

(Gardner e Chan, 2007) propuseram parâmetros de esbeltez e um sistema de limites de classificação da seção transversal de perfis ocos elípticos, ausentes ainda na NP EN 1993-1-1 (2010) com base em testes de laboratório e simulações numéricas. (Ruiz-Teran e Gardner, 2008) examinaram a resposta de flambagem elástica de seções ocos elípticos em compressão. (Law e Gardner, 2013) realizaram investigações experimentais e numéricas sobre o comportamento de colunas elípticas de seção oca sob compressão axial e flexão uniaxial.

Para as colunas metálicas ocos de seção transversal elíptica preenchidas com concreto em temperatura ambiente destacam-se os trabalhos de: (Qiu et al., 2017) que mostrou que as disposições atuais da NP EN 1994-1-1 (2011) para o dimensionamento de colunas de aço com seção transversal circular ou retangular são apropriadas para o projeto de elementos de seção transversal elíptica, empregando qualquer curva de flambagem b ou c , dependendo do nível de reforço de aço. (Dai e Lam, 2010) que investigaram o comportamento a compressão axial deste

tipo de coluna usando o software Abaqus e propuseram um novo modelo de tensões de concreto confinado. (Sheehan et al. 2012) que examinaram a resposta estrutural destas colunas sob compressão excêntrica através de estudos experimentais e numéricos e derivaram curvas analíticas de interação momento-compressão-flexão.

2.2 Investigação Experimental

(Espinosa et al. 2015) Publicaram resultados de uma investigação experimental sobre o comportamento do fogo de colunas tubulares retangulares e elípticas preenchidas com concreto. Neste trabalho, uma série deste tipo de colunas com seção transversal retangular e elíptica foi testada em temperaturas elevadas sob cargas concêntricas e excêntricas. O efeito da excentricidade de carga e da porcentagem de reforço foi estudado, considerando a flambagem sobre os eixos de maior e de menor inércia. Os resultados experimentais foram usados também para avaliar as regras de projeto atuais do NP EN 1994-1-2 (2011), para essas novas formas de seção.

O conjunto de amostras utilizado pelos autores compreendeu um total de 18 colunas, doze delas com seção retangular e seis com seção elíptica. Duas dimensões transversais diferentes foram usadas para as colunas retangulares – 250×150×10mm e 350×150×10mm - enquanto para as colunas elípticas uma seção apenas foi analisada – (320×160×12,5)mm. Para cada uma das seções transversais, duas colunas foram submetidas a cargas concêntricas, duas testadas sob carga excêntrica aplicada em torno do eixo de menor inércia e duas com excentricidade sobre o eixo de maior inércia, utilizando razões de excentricidade de carga (e/a ou e/b) de 0,2 e 0,5. Em algumas das colunas foi utilizado reforço por varões no concreto de enchimento, à taxa de 2,5%. Todas as colunas eram de comprimento de 3.180mm e tinham suas extremidades apoiadas sobre rótulas – condição bi-rotulada. Os tubos de aço tinham uma resistência nominal de 355MPa, enquanto o concreto usado para encher as colunas tinha uma resistência à compressão de 30MPa. O nível de carga aplicado às colunas foi de 20% de sua capacidade de carga à temperatura ambiente. As colunas foram carregadas através de sua extremidade superior e uma vez que a carga foi aplicada, ela foi mantida constante enquanto a curva de incêndio padrão ISO-834 (1980) foi aplicada. As colunas foram testadas sem restrição ao alongamento axial. O teor de umidade do concreto foi obtido de acordo com o procedimento descrito na ISO 12570 (2000) foi de 3%.

Tabela 2-1 :Testes, propriedades e resultados de colunas elípticas.

N.	$H \times B \times t$ (mm)	Ref.	ρ (%)	BC	f_c (MPa)	f_y (MPa)	$\bar{\lambda}_z$	e / a	e / b	Carga (kN)	Tempo (min)
E7		-	0	P/P	37,3	516,4	0,93	0	0	589,8	30
E8		4 ϕ 16	2,57	P/P	41,2	516,4	0,97	0	0	681,9	31
E9	320x160x12,5	-	0	P/P	43,7	516,4	0,94	0	0,2	361,0	30
E10		4 ϕ 16	2,57	P/P	42,4	522,6	0,97	0	0,5	249,4	37
E11		-	0	P/P	36,5	522,6	0,93	0,2	0	440,4	32
E12		4 ϕ 16	2,57	P/P	35,5	522,6	0,96	0,5	0	286,5	38

Fonte: (A. Espinos et al. 2015)

O modo típico de falha observado pelos autores nessas séries de testes foi a flambagem geral. O tempo de resistência ao fogo foi obtido de acordo com os critérios de falha da EN 1363-1 (1999). Devido à alta esbelteza das colunas, combinada com grandes excentricidades, foram observados apenas dois estágios nas curvas de deslocamento axial versus tempo: alongamento axial da coluna e falha repentina após a cedência do tubo de aço, não aproveitando assim contribuição do núcleo de concreto.

A influência da excentricidade de carga pode ser observada, tanto para eixos maiores como menores. Observou-se que, à medida que a excentricidade da carga foi aumentada, o tempo de resistência ao fogo também aumentou, o que se deveu às diferenças na carga aplicada. Com efeito, como o nível de carga aplicado a todas as colunas era o mesmo (20% de sua capacidade máxima teórica à temperatura ambiente), o valor da carga aplicada às colunas com maior excentricidade era menor e, portanto, o tempo de resistência ao fogo resultante foi maior. Deve-se notar que a carga aplicada às colunas carregadas concêntricamente foi cerca de duas vezes a carga aplicada às colunas com excentricidade relativa de $0,5H$.

Comparando espécimes reforçados e não reforçados, pode-se observar que, embora a carga aplicada aos corpos de prova reforçados tenha sido maior, os valores dos tempos de resistência ao fogo foram semelhantes ou em alguns casos superiores aos das colunas não reforçadas, o que confirma o efeito ligeiramente favorável da contribuição das barras de reforço na situação de incêndio.

Os autores avaliaram também, neste trabalho, o modelo de cálculo simples da cláusula 4.3.5.1 da EN 1994-1-2 (2011) comparando os resultados obtidos no programa experimental com as previsões obtidas pela aplicação da rotina de cálculo prescrita no Eurocódigo. Verificaram que, o modelo de cálculo simples da cláusula 4.3.5.1 da EN 1994-1-2 (2011) conduz a previsões inseguras para colunas carregadas concêntricamente, independentemente dos valores dos coeficientes de redução usados para calcular a rigidez de flexão efetiva. Por sua vez, para colunas excêntricas, duas opções foram consideradas, levando a resultados diferentes. Quando os coeficientes de correção da Seção H.4 da EN 1994-1-2 (2011) foram usados, resultados

seguros foram obtidos, embora muito conservadores para o caso de colunas não reforçadas. Além disso, recomendam os pesquisadores, que os coeficientes de redução da rigidez à flexão devem ser revisados para aplicar com segurança o modelo de cálculo simples da Cláusula 4.3.5.1 para colunas elípticas e retangulares.

(Espinós et.al.,2014) apresentaram neste artigo intitulado “Comportamento ambiental e ao fogo de colunas tubulares elípticas cheias de concreto e excêntricas” os resultados de um programa experimental realizado em colunas ocas de seção transversal elíptica preenchidas com concreto carregadas axial e excentricamente, na temperatura ambiental e sob a solicitação ao fogo. Os experimentos foram projetados para investigar os efeitos de dois parâmetros no comportamento de tais colunas submetidas à carga axial de compressão: tipo de preenchimento (concreto sem reforço ou concreto reforçado com barra) e excentricidade (e). As colunas foram experimentadas sob cargas concêntricas e excêntricas sendo que três amostras eram reforçadas com quatro barras longitudinais de 10mm e três amostras eram com concreto sem reforço. A seção transversal das colunas empregadas foi de 220×110×12mm e as excentricidades adotadas foram de 20 e 50 mm sobre o eixo de menor inércia. Todos os espécimes tinham um comprimento de flambagem de 2.135mm. A esbelteza de todas as colunas era superior a 0,5, e as condições de apoio eram do tipo rotuladas. O concreto de enchimento empregado foi da classe C30. Os perfis metálicos utilizados nas colunas foram do tipo moldado à frio da classe S355, com módulo de elasticidade de 210GPa. As barras de reforço, quando adotadas, foram de resistência nominal de 500MPa e foram empregadas à taxa de 2,37%.

Os resultados experimentais destas colunas à temperatura ambiente, relatados, foram na direção do esperado, ou seja: quando a excentricidade aumentou, a carga máxima diminuiu. Destacam ainda os pesquisadores que o efeito das barras de reforço no comportamento geral das colunas foi nulo. Consequentemente, afirmam que as barras de reforço não contribuem para melhorar a resistência e a rigidez das colunas quando a excentricidade é aplicada em torno do eixo de menor inércia. Asseveram ainda que este resultado para colunas elípticas não está de acordo com os resultados alcançados por eles mesmos em um trabalho anterior para colunas circulares, onde uma diferença perceptível foi observada entre colunas reforçadas com barra e não reforçadas.

Um segundo conjunto de amostras de colunas ocas de seção transversal elíptica preenchidas com concreto foi concebido com a mesma dimensão transversal (220 x 110 x 12mm) agora para experimentação em temperaturas elevadas. As colunas eram de comprimento de 3.180mm com as condições de apoio em rótulas numa extremidade e fixa na outra o que segundo autores

resultou em comprimento de flambagem semelhante às colunas anteriormente ensaiadas a frio. O carregamento aplicado foi de 20% da sua capacidade máxima teórica à temperatura ambiente. Os resultados experimentais mostraram que a falha típica em todas as colunas foi encurvadura em torno de seu eixo de menor inércia e nenhuma flambagem local foi observada nas colunas. O tempo de resistência ao fogo adotado nos experimentos fogo foi obtido de acordo com a EN 1363-1 (1999). O deslocamento axial com o tempo obtido para os seis corpos-de-prova testados apresentou apenas dois estágios devido à alta esbeltez das colunas. Numa primeira fase houve o alongamento do tubo de aço e a segunda fase, no encurtamento axial da coluna, o tubo de aço começa a ceder. Portanto, nesses testes, o enchimento de concreto não desempenhou um papel importante no comportamento mecânico das amostras, o que é, frequente no caso de colunas com alta esbeltez, relataram os pesquisadores.

Quanto ao efeito da excentricidade de carga nas colunas reforçadas e não reforçadas. O relato dos pesquisadores diz que em face do nível de carga baixo, 20% de sua capacidade máxima teórica à temperatura ambiente, o valor da carga aplicada às colunas com maior excentricidade foi menor e, portanto, o tempo de resistência ao fogo resultante foi maior. Assim, explicam, quando a excentricidade da carga é aumentada, o tempo de resistência ao fogo resultante também aumenta. Observam ainda que a carga aplicada às colunas carregadas concentricamente foi aproximadamente duas vezes a carga aplicada às colunas com 50mm excentricidade, enquanto a diferença em termos de tempo de resistência ao fogo não foi proporcional ao incremento de carga, com um incremento de tempo de apenas 25%. A adição de barras de reforço, relatam, não produziu uma diferença perceptível em termos de resistência ao fogo quando comparada no mesmo nível de carga, embora salientem que o valor da carga aplicada às colunas reforçadas tenha sido ligeiramente superior ao da carga aplicada em suas contrapartes não reforçadas. Observaram também que, embora a carga aplicada aos corpos de prova reforçados tenha sido maior, os valores de sua resistência ao fogo foram semelhantes ou, em alguns casos, superiores aos das colunas não reforçadas, confirmando o efeito favorável da contribuição das barras de reforço na situação de incêndio.

O trabalho também discute as regras de projeto da NP EN 1994-1-1 (2011) para as colunas em temperatura ambiente e da NP EN 1994-1-2 (2011) para colunas sob ação do fogo. Quanto a rotina de projeto à temperatura ambiente, em comparação com os resultados obtidos nos experimentos concluem os autores que os métodos em NP EN 1994-1-1 (2011) para membros em compressão axial ou em compressão combinada e flexão uniaxial, no eixo fraco, fornecem resultados razoavelmente precisos para avaliar a resistência de flambagem de colunas de seção oca elíptica preenchidas com concreto.

Na avaliação de resistência ao fogo com base nos experimentos realizados e nas previsões da cláusula 4.3.5.1 da NP EN 1994-1-2 (2011) os pesquisadores constataram que estas previsões produzem resultados inseguros para colunas carregadas concentricamente, com um valor médio do erro igual a 0,85.

Por sua vez, para colunas excêntricas, o método produziu resultados seguros, sendo o valor do erro médio, 1,71. No entanto, apesar do modelo de cálculo simples fornecer previsões seguras nesses casos, resulta excessivamente conservador, com altos erros de previsão (acima de 1,5). Tais resultados conforme relatado são devidos aos baixos valores dos coeficientes φ_s e φ_δ obtidos do Anexo H, que penalizam fortemente os valores das cargas de flambagem calculadas.

O estudo contém ainda uma os resultados da aplicação de metodologia desenvolvida pelos autores, em substituição às metodologias da NP EN 1994-1-2 (2011). Esta metodologia está descrita ao pormenor nesta dissertação na subsecção 2.4.

O relato da comparação da metodologia desenvolvida pelos autores com os resultados experimentais mostra que o método proposto produziu resultados seguros para colunas carregadas concentricamente, resolvendo a insegurança do método atual em NP EN 1994-1-2 (2011). Em relação às colunas excêntricas, o método também produziu resultados seguros, embora com altos erros (média de 2,53 com as temperaturas equivalentes e 3,19 com as temperaturas medidas), resultando excessivamente conservador. Isto é devido novamente pelos baixos valores dos coeficientes φ_s e φ_δ a partir das Figuras H.1 e H.2 do Anexo H, que penaliza os valores das cargas de encurvadura calculados. Observam que o uso dos coeficientes de correção do Anexo H para colunas excêntricas em combinação com o modelo de cálculo simples na Cláusula 4.3.5.1 foi feito como uma tentativa de abordagem neste artigo, no entanto, foi provado que não é uma boa prática, resultando em previsões excessivamente conservadoras. Portanto, concluem os autores que coeficientes de correção específicos para levar em consideração a excentricidade de carga e porcentagem de reforço devem ser desenvolvidos, a fim de estender a validade do método proposto para colunas ocas de seção transversal elíptica preenchidas com concreto carregadas excentricamente.

(Rodrigues e Laim 2017) apresentaram resultados e análise de experimentos de comportamento ao fogo em colunas compostas feitas com seções ocas preenchidas com concreto sob diferentes condições de contorno. Os principais objetivos desta pesquisa foram: investigar a influência da geometria da seção; a esbeltez; os efeitos da rigidez da estrutura circundante no alongamento térmico das colunas; o fator de seção e condições de contorno no desempenho estrutural deste

tipo de coluna frente a solicitação pelo fogo. O estudo apresenta e avalia os tempos críticos, a resistência ao fogo, a distribuição da temperatura de falha e os respectivos modos de falha das colunas. Ainda estes resultados experimentais são comparados com as previsões das atuais regras de projeto europeias NP EN 1994-1-2 (2011).

O programa de testes abrangeu um total de 21 ensaios de resistência ao fogo em pilares mistos de aço-concreto com alongamento térmico contido. Sete testes foram realizados em colunas sob restrição axial de 30kN/mm para o alongamento térmico e sem restrição rotacional, sete outras sob restrição axial de 30kN/mm e restrição rotacional de 94.615kN.m/rad, e as demais sob ambas as restrições, uma axial de 110kN/mm e uma à rotação de 13,1340kN.m/rad. O valor mais baixo, 30kN/mm, segundo os autores, simula praticamente ausência de restrição térmica, enquanto a rigidez de 110kN/mm simula um edifício comum de dois pavimentos com modulação 3×4 e 6m de extensão. Os detalhes dos testes estão resumidos na Tabela 2-2.

Tabela 2-2 :Programa de testes.

Ref. de teste	A_m/V (m ⁻¹)	$\bar{\lambda}$	$k_{a,c}$ (kN/m)	P_0 (kN)	k_a (kN/mm)	k_r (kN.m/rad)	$k_a/k_{a,c}$	$k_r / (k_r + k_{r,c})$
CC273-30ka-PP	14,7	0,51	1094	1128	30	0	0,03	0
SC220-30ka-PP	18,2	0,54	1005	1088	30	0	0,03	0
CC194-30ka-PP	20,7	0,71	573	571	30	0	0,05	0
RC350-30ka-PP	19,0	0,75	1104	1080	30	0	0,03	0
RC250-30ka-PP	21,3	0,77	837	835	30	0	0,04	0
SC150-30ka-PP	26,7	0,80	500	488	30	0	0,06	0
EC320-30ka-PP	19,8	0,85	965	857	30	0	0,03	0
CC273-30ka-SR	14,7	0,41	1094	1144	30	94.615	0,03	0,79
SC220-30ka-SR	18,2	0,44	1005	1125	30	94.615	0,03	0,82
CC194-30ka-SR	20,7	0,58	573	587	30	94.615	0,05	0,93
RC350-30ka-SR	19,0	0,61	1104	1164	30	94.615	0,03	0,89
RC250-30ka-SR	21,3	0,63	837	905	30	94.615	0,04	0,92
SC150-30ka-SR ^a	26,7	0,65	500	533	30	94.615	0,06	0,95
EC320-30ka-SR	19,8	0,69	965	974	30	94.615	0,03	0,92
CC273-110ka-SR	14,7	0,41	1094	1144	110	131,340	0,10	0,84
SC220-110ka-SR	18,2	0,44	1005	1125	110	131,340	0,11	0,86
CC194-110ka-SR	20,7	0,58	573	587	110	131,340	0,19	0,95
RC350-110ka-SR	19,0	0,61	1104	1164	110	131,340	0,10	0,92
RC250-110ka-SR	21,3	0,63	837	905	110	131,340	0,13	0,94
SC150-110ka-SR	26,7	0,65	500	533	110	131,340	0,22	0,96
EC320-110ka-SR	19,8	0,69	965	974	110	131,340	0,11	0,94

^a A referência SC150-30ka-SR indica o teste de resistência ao fogo em uma coluna de extremidade semirrígida (SR) com uma seção quadrada (SC) e com um lado mm, sob restrição axial de 30kN/ mm (k a).

Fonte: (Rodrigues and Laim 2017)

As amostras de teste tinham seções transversais circulares, quadradas, retangulares e elípticas e eram feitas de tubos de aço oco completamente preenchidos com concreto armado. Seções transversais circulares, identificadas pelos autores por duas letras iniciais (CC), quadradas (SC)

e retangulares (RC) de dois tamanhos diferentes: a circular (CC) foi de 193,7mm e 273,0mm, enquanto a largura do quadrado (SC) foi de 150mm e 220mm. O retangular (RC) tinha 250mm e 350mm de profundidade e 150mm de largura. Por fim, os elípticos (EC) tinham 320mm de comprimento e 160mm de largura. A espessura da parede dos tubos de aço variou de 8 a 12,5mm. As barras longitudinais de aço utilizadas foram de diâmetro de 10 a 20mm e o reforço transversal foi realizado por estribos de 8mm de diâmetro com espaçamento de 150mm. O cobrimento das armaduras adotado em todas as colunas foi de cerca de 25mm. Todas as colunas tinham 3.150mm de comprimento e eram feitas de aço estrutural S355, de acordo com a NP EN 1993-1-1 (2010). As barras de aço para reforço eram de aço estrutural B500. O concreto utilizado nos testes foi elaborado com agregados calcários de diâmetro característico de 16mm e a classe de resistência de acordo com NP EN 1992-1-2 (2010) foi de C25/30. A umidade do concreto, aferida segundo prescrições da NP EN 1097-5 (2009), foi de 4,5% após 3 a 5 dias da concretagem, segundo pesquisadores.

Quanto a evolução das temperaturas nas amostras os autores relatam que a diferença entre a curva padrão e a temperatura do forno situou-se, em média, abaixo 7%. Entretanto após 15min as temperaturas do forno seguiram bastante bem a curva de incêndio padrão ISO- 834 (1980). Quanto a geometria da seção transversal constataram que as temperaturas nas colunas quadradas eram significativamente mais altas do que as temperaturas nas colunas circulares, resultado da concentração de aquecimento nos cantos da seção e da diferença entre os seus fatores de seção. Observaram também a formação um grande gradiente térmico entre a superfície e o centro do núcleo das colunas, atingindo diferenças de temperatura em torno de 700 °C motivada pela baixa condutividade térmica do concreto. Por fim foi constatado que a evolução das temperaturas ao longo da altura da coluna, entre os 600 e os 2.500mm de altura, foi quase constante.

As forças de restrição axial geradas nas colunas aumentaram devido à sua restrição térmica até um máximo e depois começaram a diminuir até atingir a carga inicial aplicada P_0 , devido à perda de propriedades mecânicas do aço e concreto com o aumento da temperatura. Estas forças de restrição são apresentadas no documento como relação adimensional entre a carga atingida pela amostra, e a carga nominal inicial de projeto, $P_{máx}/P_0$. Assim constataram que quanto maior era a rigidez da estrutura circundante, maiores eram as forças axiais de restrição geradas nas colunas, $P_{máx}$. Observaram também que a redução da restrição rotacional reduzia a restrição axial máxima nas colunas. A média dos valores da relação não-dimensional $P_{máx}/P_0$ foi de 1,28 para as colunas de extremidades rotuladas sob uma retenção axial de 30kN/mm e 1,34 em colunas de apoios semirrígidos. Nas colunas de extremidade semirrígidas sob restrição axial de 110kN/mm a relação média alcançou 1,82. Além disso, quando a restrição axial ao

alongamento térmico aumentou de 30 para 110kN/mm, e em consequência a rigidez axial relativa $k_a/k_{a,c}$ de 0,04 para 0,14, o tempo crítico das colunas de teste diminuiu em média 5% com um valor máximo de 10% para a coluna de seção transversal circular CC194-SR. Os pesquisadores afirmam que a ordem de grandeza da restrição, $k_a/k_{a,c}$, em edifícios reais, é geralmente entre 2 e 3%.

O efeito da restrição rotacional sobre o comportamento ao fogo das colunas foi descrito pelos pesquisadores inicialmente afirmando que as condições de suporte final tiveram um efeito desprezível na resistência ao fogo de colunas quando os dois eixos de flambagem principais eram iguais e consequentemente, iguais rigidezes rotacionais. Já quando os eixos de flambagem são muito diferentes, o tempo crítico das colunas pode ser significativamente influenciado pelas condições de suporte final. As curvas de carregamento das colunas retangulares e elípticas com apoios rotulados mostram tendências muito diferentes em comparação com as respectivas colunas quadradas e circulares. Essas duas curvas têm um período de decréscimo rápido após atingir o valor máximo. As forças de restrição axiais relativas máximas na coluna de seção transversal elíptica, EC-320-30ka-PP, foi apenas 6% menor do que na coluna de seção transversal elíptica EC-320-30ka-SR. Para as colunas quadradas e circulares, essa diferença atingiu 11 e 13%, respectivamente. O comportamento ao fogo das colunas elípticas com condições de apoio em rotulas foi muito afetado pela ausência de restrição rotacional em suas extremidades. Verificaram que a resistência ao fogo da coluna com apoio semirrígido ($\bar{\lambda} = 0,69$) foi de 42,5 min, ao passo que foi 33,4 min quando os apoios eram rotula dos ($\bar{\lambda} = 0,85$), correspondendo a uma diminuição de 22%.

Diferentes resistências ao fogo foram obtidas para valores semelhantes de esbeltez relativa, dependendo da forma da seção. Uma razão para isso é possivelmente a diferença entre os fatores de seção da seção das colunas: na seção transversal quadrada era de $26,7\text{m}^{-1}$, e retangular de $21,3\text{m}^{-1}$. Foi observado também que a falha em algumas colunas de teste, seção transversal circular - CC273-30ka-SR, seção transversal quadrada - SC220-30ka-SR e e seção transversal retangular - RC350-30ka-SR, apareceu mais cedo do que em colunas elípticas, EC320-30ka-SR, apesar da primeira possuir valores de esbeltez e fatores de seção menores que a segunda. Como o tubo de aço está diretamente exposto ao fogo e suas propriedades mecânicas são fortemente afetadas pelas altas temperaturas, a adição de barras de reforço pode, portanto, ter um efeito favorável na resposta ao fogo das colunas tubulares compostas, proporcionando uma maior resistência ao fogo.

Os deslocamentos axiais observados, como esperado, demonstraram que quanto maior a rigidez da estrutura circundante, menores eram os deslocamentos das colunas. Quando os deslocamentos axiais começaram a diminuir, os deslocamentos laterais das colunas a meia

altura, foram sofrendo grande incremento. Quando foram usadas condições de contorno com extremidades fixas, o efeito de flambagem global foi mais notado. Consequentemente as rotações nas extremidades das colunas apoiadas em rótulas foram muito mais altas que as observadas nas amostras com apoios semirrígidos. As rotações na coluna de seção transversal elíptica, EC320-30ka-PP, com apoios rotulados, em torno do eixo fraco, foi de cerca de 50×10^{-3} rad no fim do teste e apenas 10×10^{-3} rad no caso da EC320-110ka-SR, apoio semirrígido com restrição axial de 110kN/mm.

(Ramos, et.al, 2016) apresentou na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, a sua dissertação de mestrado intitulada “Resistência ao Fogo de Colunas Tubulares de Seção Circular e Elíptica com Restrição à Dilatação Térmica. Esta investigação foi desenvolvida no âmbito do projeto europeu FRISCC – Fire Resistance as Innovative and Slender Concrete Filled Tubular Composite Columns, EU RFSR-CT-2012-00025. Este projeto de investigação tinha como principais objetivos desenvolver métodos para o dimensionamento ao fogo de colunas tubulares preenchidas com concreto e de elevada esbelteza, alargar os métodos de cálculo existentes para colunas tubulares em aço preenchidas com concreto de seção quadrada, retangular, circular e elíptica, facilitar e executar um grande estudo experimental com foco no comportamento em situação de incêndio de colunas de colunas metálicas ocas preenchidas com concreto, uma base necessária para o desenvolvimento de modelos numéricos e métodos de cálculo simplificado. Foram as seguintes as principais conclusões desta investigação:

- Quanto maior a seção transversal, menor a evolução de temperaturas no interior dos elementos tubulares.
- Um aumento do nível de carregamento sobre as colunas ensaiadas levou a uma redução do tempo crítico, das forças de restrição relativas e a da temperatura crítica.
- O tempo crítico e a temperatura crítica obtida para as colunas tubulares com restrição à dilatação térmica foram maiores do que o obtido por outros autores para colunas sem restrição à dilatação térmica.
- Para 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.
- O principal modo de instabilidade obtido para as colunas ensaiadas foi a encurvadura global.

(Scullion e Nadjai 2011b) publicaram resultados de estudo experimental sobre desempenho de colunas de aço de seção transversal elíptica ocas sob ação de fogo de hidrocarbonetos. O conjunto de amostras era composto de seis colunas de 1.800mm de comprimento, em duas seções transversais, $250 \times 125 \times 8.0$ mm e $200 \times 100 \times 8.0$ mm, identificadas pelo autor com

amostras do tipo (A) e (B) respectivamente. Os experimentos foram executados em três níveis de carga, 30, 45 e 60% da capacidade de carga à temperatura ambiente. Foram registrados os dados relativos aos deslocamentos axiais, perfis de temperatura, modos de falha de flambagem local e global exclusivos da seção oca elíptica. As condições de apoio nas extremidades das colunas permitiam apenas a rotação no sentido do eixo de menor inércia. A falha foi determinada quando o alongamento térmico axial da coluna foi cancelado pela contração das colunas, passando a linha de referência registrada antes do aquecimento.

Verificaram, os autores, que aumentar o nível de carga reduzia o tempo de falha e, conseqüentemente, a resistência ao fogo das colunas. Ao se comparar a trajetória de falha de ambas as colunas, A e B, com os níveis de carga imposto, observaram que a seção mais encorpada, A, produz uma falha não linear o que segundo autores sugere uma falha por flambagem local. Já a seção, B, mais esbelta, a falha é linear com o acréscimo de percentual de carga sugerindo então uma falha por flambagem de Euler.

Comparando os efeitos do nível de carga em ambos os tipos de seção, A e B, verificaram que o maior deslocamento axial foi alcançado em níveis de carga mais baixos para os dois tipos de colunas elípticas. Deslocamentos de 5,12mm e 8,52mm foram obtidos para carregamento de 60% e 30%, para as colunas do tipo A. Com deslocamentos de 5,69mm e 8,37mm ocorrendo para os níveis de carga equivalentes de B. Sendo o fator de seção (A_m/V) semelhante para ambas as colunas, A e B, o aumento de temperatura deve ser quase paralelo e isso mostrou-se evidente para todos os níveis de carregamento de 60%, 45% e 30%. Ao analisar o desenvolvimento médio da temperatura do aço nas colunas observaram que nas de tipo B, menos esbeltas, com 30% da carga a temperatura alcançou 597 °C e 460 °C com 60% da carga. Nas colunas tipo A a mesma tendência foi observada. A comparação entre os dois tipos de coluna resultou em uma diferença de 71 °C a 60% da carga e 11 °C para 30 %. Os fatores de seção para as colunas do tipo A e B eram 134 m^{-1} e 136 m^{-1} respectivamente, com os fatores da seção inferior aquecendo mais lentamente do que os fatores de seção maiores.

Os pesquisadores ainda compararam os resultados de temperatura com os previstos por meio dos Eurocódigos e observaram que para o tipo de seção A, com 60% de carga, o método do Eurocódigo subestimou as temperaturas médias do aço obtidas na falha em 25,4%. Com 30% de carga isto foi reduzido para 8,5%. Para o tipo de seção B, o método Eurocode subestimou as temperaturas críticas do aço em 8,6% e 4,5% para cargas de 60% e 30%, respectivamente. Estas experiências demonstraram que, para o incêndio de hidrocarbonetos, as temperaturas médias de falha de aço medidas, eram muito mais baixas do que as temperaturas de aço críticas calculadas usando o método do Eurocódigo.

Quanto aos modos de falha da seção os pesquisadores relatam que embora algumas das colunas tenham demonstrado uma formação geral de flambagem global, o início da falha foi motivado por flambagem local, devido à taxa de aquecimento severa. A flambagem local iniciou excentricidades no alinhamento da coluna elíptica, provocando falhas, seguidas de flambagem global. Modos de falha de flambagem locais para dentro e para fora foram observados em todos os experimentos. Todas as falhas de flambagem ocorreram a uma altura aproximada de 600mm. Registros de temperatura de termopar do forno indicaram um ponto quente específico nesta região, relacionado ao alinhamento do queimador a gás, o que resultou em uma pequena excentricidade de temperatura neste local.

(Scullion e Nadjai 2011a) publicaram os resultados de um novo programa experimental sobre o efeito da restrição axial no desempenho de colunas de aço da seção transversal elíptica oca, submetidas a solicitação por fogo de hidrocarbonetos. Este programa experimental foi composto por 12 testes de colunas ocas de seção transversal elíptica de duas esbeltezas, $\lambda_z = 40.1$ e $\lambda_z = 50.8$, seção transversal 250 x 125 x 8mm, identificada pelo autor como do tipo “A” e 200 x 100 x 8mm, identificada como do tipo “B”, sob três diferentes níveis de carga, 30, 45 e 60%. Inicialmente, seis colunas foram testadas sem restrições, seguidas agora por seis testes de coluna sujeitas a restrição axial. A resistência ao fogo das colunas restritas foi posteriormente comparada com os testes de coluna sem restrições, testadas sob as mesmas condições de carga mecânica e térmica. A rigidez axial foi imposta por um pórtico de rigidez k_s de 61,2 kN / mm. A rigidez de cada coluna (k_C) foi calculada como 526 e 416 kN/mm para EHS-A e EHS-B, produzindo um grau de restrição axial (α_k) de 0,12 e 0,15 respectivamente. A falha na coluna foi considerada quando deslocamentos negativos foram registrados, isto ocorreu quando o alongamento térmico da coluna foi cancelado pelo encurtamento da coluna. Os pesquisadores elaboraram suas conclusões e observações após a comparação entre os experimentos de colunas com e sem restrição:

A adição de restrição à seção oca elíptica reduziu o tempo de falha final em todas as colunas. A aplicação dessa contenção teve um impacto percentual maior no tempo de falha em colunas menos carregadas. Nas colunas do tipo A sob carga de 60% teve uma redução no tempo de falha de apenas 0,7% quando contida e de 17,3% para a coluna com 30% de carga;

Forças de restrição maiores foram evidentes em colunas com as cargas mais baixas, colunas carregadas com 30% da sua capacidade quase duplicando sua carga fria original. A coluna do tipo A com fator de restrição de 0.12, aumentou sua carga de 400 kN na temperatura ambiente para 749 kN sob condições de temperatura elevada. Um aumento percentual similar foi evidente para as colunas do tipo B com fator de restrição de 0,15, aumentando de 300 kN para 641 kN em seu pico. As temperaturas médias do aço no momento da falha foram menores para as

colunas retidas. Com uma diminuição máxima de temperatura no momento da falha de 14,5%.

2.3 Investigação Numérica

(Espinós et al. 2011) publicaram trabalho intitulado “Comportamento ao fogo de colunas de aço elíptico preenchidas com concreto”, onde a resposta deste tipo estrutural para este tipo de solicitação foi estudada através da modelagem de elementos finitos. Na ausência de ensaios de fogo em colunas elípticas o modelo numérico inicialmente foi validado para colunas circulares cheias de concreto expostas ao fogo. Como validação adicional, a resposta das colunas elípticas preenchidas com concreto à temperatura ambiente foi estudada por meio do modelo numérico e comparada com os resultados dos testes. O modelo mostrou boa concordância com os testes, relatam os pesquisadores, indicando que é capaz de representar o comportamento composto entre o aço e o concreto em seções elípticas. Tendo obtido uma boa representação da interação da temperatura ambiente para colunas elípticas, o comportamento em temperaturas elevadas foi estudado. Estudos paramétricos foram conduzidos para avaliar a influência da esbeltez da coluna, dos níveis de carga, da esbeltez da seção transversal e do tamanho da seção na resposta ao fogo das colunas elípticas preenchidas com concreto.

Como esperado, verificaram que a resistência ao fogo das colunas diminui com um aumento na esbeltez e o nível de carga no membro, bem como com um aumento do fator de seção (relação A_m/V). A influência da esbeltez da seção transversal e da espessura da seção não se mostrou tão clara, com tendências opostas obtidas para colunas curtas e esbeltas, o que está relacionado aos seus diferentes modos de falha. Ao comparar os resultados das colunas longas, circulares e elípticas, observaram que para um determinado comprimento de coluna e capacidade de carga à temperatura ambiente, as colunas circulares atingem maior resistência ao fogo do que as colunas elípticas, com uso reduzido de material. Concluíam então que a menor relação (A_m/V) que as seções circulares apresentam retarda o aquecimento proporcionando assim um maior tempo de resistência ao fogo. Os efeitos seccionais têm uma influência menor.

As conclusões, ressaltam os autores, são válidas apenas para colunas carregadas centralmente sob compressão axial, pois para cargas excêntricas as formas elípticas fornecem um desempenho estrutural mais eficiente do que as seções circulares.

As diretrizes de projeto para colunas ocas preenchidas por concreto descritas na NP EN 1992-1-2 (2010) também foram avaliadas neste trabalho tendo sido observado que adotar coeficientes de redução a rigidez à flexão iguais a unidade, ou seja negligenciar o efeito das tensões térmicas diferenciais, dá origem a resultados inseguros para colunas com esbeltez relativa acima de 0,4, na temperatura ambiente. Os autores recomendam então a utilização dos coeficientes de

redução propostos no anexo nacional francês da NP EN 1992-1-2 (2010) em combinação com a curva de encurvadura “c” da NP EN 1993-1-1 (2010) utilizando um diâmetro equivalente para as seções elípticas de ($D = P / \pi$).

Estudos paramétricos foram realizados com base em uma série de seções ocas elípticas preenchidas com concreto de dimensões comercialmente disponíveis. Os tamanhos de seção elíptica nominal empregados foram (150 × 75) mm e (300×150) mm. As espessuras estudadas foram 4, 5 e 6,3mm para as seções de (150 x 75) mm e 8, 10, 12,5 e 16mm para as (300×150) mm. O comprimento das coluna variou de 1 a 4 m. Três diferentes níveis de carga foram aplicados a cada amostra de coluna: 20%, 40% e 60% de sua resistência de flambagem do eixo fraco à temperatura ambiente calculada de acordo com a Cláusula 6.7.3.5 da NP EN 1992-1-2 (2010) empregando a curva de flambagem “a” dada na Cláusula 6.3.1.2 da NP EN 1993-1-1 (2010) para seção oca acabada a quente. Os pesquisadores relatam que não consideraram o aumento da resistência do concreto derivado do confinamento. Os fatores de redução de resistência dos materiais utilizados nos cálculos foram $\gamma_s = 1,0$ e $\gamma_c = 1,5$ para aço e concreto, respectivamente. O tempo de resistência ao fogo das colunas foi determinado mediante aplicação das prescrições da EN 1363-1 (1999). Este padrão estabelece que, para membros verticais em compressão, a falha ocorre quando um dos dois critérios a seguir é atingido:

–Limite de deslocamento axial: $L / 100\text{mm}$

–Limite de velocidade de deslocamento axial: $3 L / 1000\text{mm} / \text{min}$.

Quanto ao modelo de elementos finitos empregado os autores descrevem que foram necessários dois modelos, um térmico e um mecânico, e assim foi realizada uma análise de tensão térmica acoplada sequencialmente. Foram adotados elementos sólidos sendo que na análise mecânica estes elementos eram do tipo C3D8R - oito nós com integração reduzida. Um elemento com tamanho máximo de 20mm foi empregado para engrenar tanto o núcleo de concreto quanto o tubo de aço e foram empregadas duas camadas de elementos através da espessura do tubo de aço. Devido à simetria da geometria e das condições de contorno, apenas um quarto da coluna foi modelado. O modelo numérico continha uma imperfeição geométrica inicial gerada por meio da primeira forma do modo de flambagem global de uma coluna articulada equivalente multiplicada por um fator de amplificação. O valor de $L/1000$ para o fator de amplificação foi usado e segundo relato dos pesquisadores este valor também tem sido frequentemente empregado por outros autores ao modelar o comportamento de fogo de colunas.

As simulações numéricas levaram em conta as propriedades térmicas e mecânicas dependentes

da temperatura do aço e do concreto. Para o aço estrutural foram adotadas as propriedades térmicas e mecânicas dependentes da temperatura recomendadas na NP EN 1993-1-2 (2010). Para o concreto as propriedades térmicas à temperaturas elevadas foram extraídas da NP EN 1992-1-2 (2010). Também para o concreto foi empregado o modelo mecânico desenvolvido por Lie juntamente com a superfície hiperbólica de produção Drucker–Prager. Um teor de umidade de 3% no peso do concreto foi adotado seguindo as recomendações da NP EN 1994-1-2 (2011).

Para análise de transferência de calor não linear foi adotada a curva de incêndio padrão ISO-834 (1980) sendo todo o comprimento das colunas exposto ao fogo. Os valores recomendados na NP EN 1991-1-2 (2010) foram adotados para os parâmetros que governam o problema da transferência de calor. A resistência térmica na fronteira entre o tubo de aço e o núcleo de concreto foi considerada através de um valor de condutância da espaço de $200 \text{ W/m}^2 \text{ K}$. Além disso, o mecanismo de transferência de calor por radiação foi modelado na interface aço-concreto com emissividades de superfícies de aço e concreto iguais a 0,7 e um fator de configuração igual a 1.

A interação mecânica entre o tubo de aço e o preenchimento de concreto foi modelada na direção normal, utilizando uma formulação de contato de “hard contact” e a interação tangente, foi utilizado o modelo de atrito de Coulomb, com um coeficiente de atrito de 0,3. Os autores relataram a observação de dois estágios nas simulações ao fogo: expansão do tubo de aço e falha final sendo que a coluna encurva antes do contato da placa de carregamento entrar em contato com o núcleo de concreto. A explicação para este fenômeno, escrevem, se dá em face da alta esbeltez das colunas. Concluem então que a contribuição do núcleo de concreto para a capacidade de carga das colunas em uma situação de incêndio depende fortemente da esbeltez da coluna.

A influência da esbeltez não-dimensional foi investigada em um conjunto de colunas com dimensões transversais fixas - $(150 \times 75 \times 5) \text{ mm}$ e $(300 \times 150 \times 10) \text{ mm}$ variando-se o comprimento da coluna de 1 a 4m. Três níveis de carga diferentes foram utilizados neste estudo: 20%, 40% e 60%. Como esperado, o tempo de resistência ao fogo das colunas diminuiu com um aumento da esbeltez não dimensional e níveis de carga mais altos produziram a mesma tendência, com maior abatimento nos tempos de resistência. Ainda sobre a influência dos níveis de carregamento o estudo relata que a resistência ao fogo da coluna diminuiu com um aumento da carga aplicada e que a queda na resistência é mais abrupta para as colunas maiores devido à maior contribuição térmica e mecânica do núcleo de concreto. A figura 2-3 em sequência retirada do trabalho ilustra o efeito da esbeltez não dimensional no tempo de resistência ao fogo.

Destaca-se que os níveis de tempo de resistência ao fogo (FRR) mostrados na figura 2-3 (b) são superiores aos da figura 2-3 (a), uma vez que quanto maior a seção transversal, maior o efeito do preenchimento do concreto em retardar o aumento da temperatura.

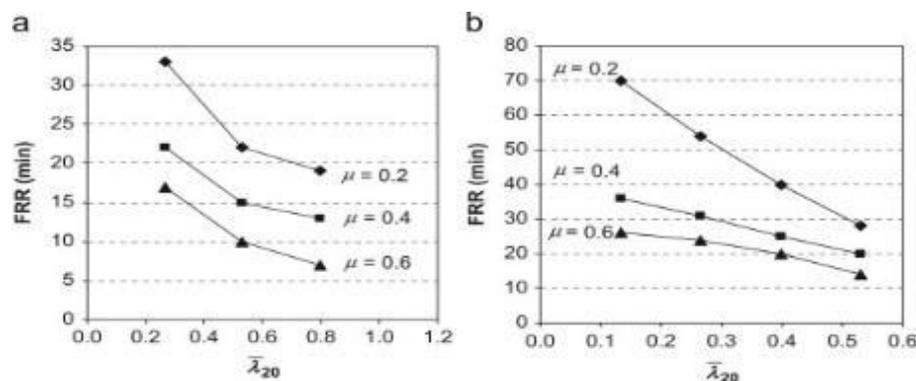


Figura 2-3: Efeito da esbeltez não-dimensional na classificação da resistência ao fogo das colunas (a) 150mm x 75mm x 5mm e (b) 300mm x 150mm x 10mm.
Fonte: (Espinosa et al. 2011)

Para avaliar o efeito da seção transversal na solicitação ao fogo os pesquisadores fizeram variar a espessura dos perfis metálicos mantendo fixas as dimensões externas, o comprimento e o nível de carga. O nível de carga utilizado na parametrização foi de 20%, a seção transversal do perfil era de 300 x 150 e as espessuras de perfil adotadas foram de 8, 10, 12,5 e 16mm. Este conjunto foi agrupado em dois sub conjuntos, o primeiro de comprimento de coluna de 1m e outro de 4m. A figura 2-4 na sequência retirada do trabalho ilustra os resultados obtidos.

Para as colunas curtas, comprimento de 1m, carregadas com baixa porcentagem de sua capacidade à temperatura ambiente, verificou-se que quanto maior a esbeltez da seção transversal de aço, maior a resistência ao fogo da coluna. Significando, segundo autores, que as colunas com menor espessura de parede do tubo de aço proporcionam maior resistência ao fogo para as mesmas dimensões externas. As colunas longas, comprimento de 4 m, mostraram a resposta inversa: quanto maior a esbeltez da seção transversal de aço, menor a resistência ao fogo da coluna.

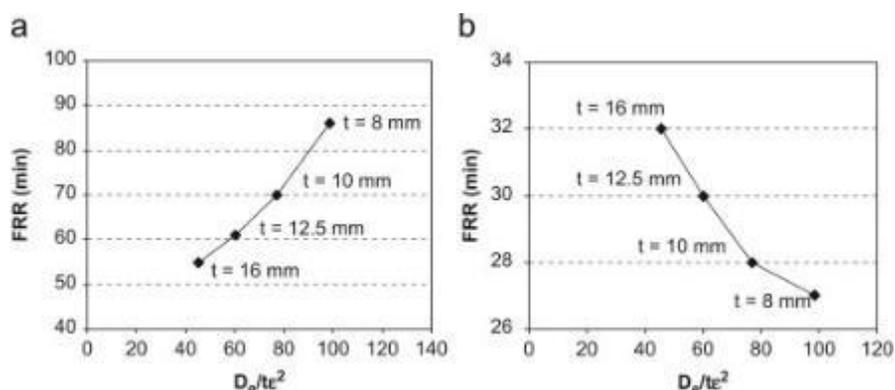


Figura 2-4 : Efeito da esbeltez da seção transversal na resistência ao fogo das colunas (a) (300×150) mm, $L = 1\text{m}$, $\mu = 0,2$ e (b) (300×150) mm, $L = 4\text{m}$, $\mu = 0,2$.
Fonte: (Espinos et al. 2011)

O efeito do tamanho da seção foi medido por meio da razão (A_m/V) (também conhecida como fator de seção), onde A_m é a área da superfície exposta ao fogo da coluna por unidade de comprimento e V é o volume da seção coluna composta por unidade comprimento. As simulações contaram com espécimes de mesma esbeltez transversal e esbeltez não-dimensional. As amostras de colunas eram de (75×37,5×2 x500)mm; (150×75×4x1.000)mm, (300×150×8 x 2.000)mm e (600×300×16x4.000)mm; (maior dimensão transversal x menor dimensão transversal x espessura do perfil x comprimento da coluna). Os níveis de carga empregados foram três: 20%, 40% e 60% da resistência da temperatura ambiente. A figura 2-5 na sequência, retirada do trabalho, ilustra os resultados encontrados.

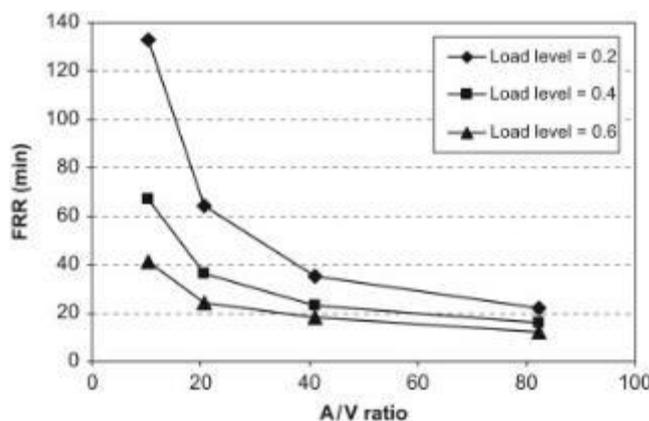


Figura 2-5 : Efeito do fator de seção na classificação de resistência ao fogo das colunas
Fonte: (Espinos et al. 2011)

Os autores explicam que uma coluna com uma alta relação (A_m/V) expõe uma superfície relativamente alta ao fogo, aquecendo mais rápido, enquanto uma coluna com baixa relação (A_m/V) expõe uma superfície menor ao fogo para o mesmo volume, atrasando assim seu

aquecimento. Portanto, como esperado, as colunas com as razões (A_m/V) mais altas tiveram um período menor de resistência ao fogo do que aquelas com baixas taxas (A_m/V). Esta tendência pode ser observada nos três níveis de carga experimentados sendo mais acentuada para níveis de carga menores.

(Dai e Lam 2012) apresentaram resultados de estudo numérico sobre o efeito da forma da seção transversal no comportamento de pilares tubulares de aço preenchidos com concreto, carregados axialmente, à temperatura elevada. A temperatura crítica, neste documento, foi definida como a temperatura máxima do tubo de aço acima da qual a coluna carregada começa a experimentar uma deformação progressiva. As propriedades dos materiais constituintes das colunas foram extraídas da NP EN 1993-1-2 (2010) para o aço e da NP EN 1994-1-2 (2011) para o concreto. A classe do aço empregado foi a de resistência nominal de 350 N/mm^2 e o concreto era de resistência característica de 30 N/mm^2 .

Neste artigo, os autores assumem que a coluna é exposta a um fogo padrão ISO- 834 (1980) por 60 min. Durante a exposição ao fogo, o calor é transferido para a superfície do tubo através da transferência de calor por convecção e radiação. O coeficiente condutor de $25 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ foi adotado. A emissividade efetiva da superfície de 0,5 e o fator de configuração de 1,0 foram adotados. O fluxo de calor adotado neste trabalho é conduzido diretamente do tubo de aço para o núcleo de concreto. Para validar a precisão do método de análise de transferência de calor usado para a pesquisa, foram adotados os desenvolvimentos de temperatura das colunas ocas preenchidas com concreto sob testes de incêndio padrão observados por (Ding e Wang, 2008) e uma boa concordância foi verificada.

Para comparar o efeito da forma da seção transversal no comportamento estrutural ao fogo de colunas tubulares ocas de aço preenchidas com concreto, uma série de colunas tubulares com quatro formas seccionais típicas foram avaliadas. Seções elípticas, seções circulares, seções quadradas, e seções retangulares. O comprimento adotado para todas as colunas foi de 500mm e a espessura dos perfis adotados foi de 5mm. As colunas simuladas estavam divididas em três grupos por três aspectos importantes das colunas tubulares ocas de aço preenchidas com concreto: Grupo 1 – igual resistência da seção à temperatura ambiente; Grupo 2 – igual área da seção transversal do aço e Grupo 3 – igual área da seção transversal do concreto.

No grupo 1 foram avaliadas colunas com mesma resistência mecânica à temperatura ambiente nas quatro seções transversais, elíptica, circular, quadrada e retangular. Suas resistências mecânicas, N_y , são quase idênticas com diferenças menores que 0,3%. No entanto, quando se compara a área transversal do aço, a área de aço da seção quadrada é 7,3% maior que a da seção

elíptica e a seção circular é 3,5% menor do que a da seção elíptica. Quanto ao núcleo de concreto valor da área da seção quadrada é aproximadamente 10% menor que a da seção elíptica, enquanto a área da seção transversal circular do concreto é 6,6% maior que a da seção elíptica. Do ponto de vista econômico, relatam os autores, à temperatura ambiente, a coluna com seção circular deve ser a primeira escolha devido ao menor uso em aço.

No grupo 2, colunas com diferentes formas seccionais, mas com áreas transversais de aço iguais. A comparação indica que a coluna com formato de seção circular possui a resistência à compressão mais alta, seguida por coluna com formato de seção elíptica. A coluna com seção transversal retangular apresentou o menor resultado. As diferenças de resistência de seção entre estas quatro colunas compostas selecionadas são resultado das diferentes áreas transversais de concreto de núcleo e efeito de forma. Observaram que comparando com a área da seção transversal do concreto da forma elíptica, a seção circular é 14,6% maior e as seções quadrada e retangular são, respectivamente, 11,4% e 23,4% menores.

O grupo 3, colunas com diferentes formas seccionais, mas com áreas transversais de concreto iguais. Tendo como base a seção elíptica, a área transversal de aço da seção circular é 6,4% menor, e as seções quadradas e retangulares são 6,1% e 13,5% maiores, respectivamente. À temperatura ambiente, para as colunas sob compressão centrada axial, a resistência do aço domina a resistência à compressão da coluna composta, portanto, quanto maiores as áreas da seção transversal do aço, maior a capacidade de compressão axial. Verificaram que a capacidade de compressão das amostras com seção circular é cerca de 4% menor que as de seção elíptica e as capacidades de compressão axial das amostras de seção quadrada e retangular eram 4% e 9% maiores, respectivamente.

Ao comparar a distribuição da temperatura nas diversas formas seccionais os autores descrevem que para colunas circulares, a temperatura do tubo de aço pode ser tomada uniformemente por toda a parte com as diferenças máximas de cerca de 4 °C. Para outras formas seccionais, a temperatura do aço no canto afiado é muito maior do que a lateral sendo que as diferenças máximas podem atingir 70 °C, 55 °C e 45 °C para seções retangulares, elípticas e quadradas, respectivamente.

Para as colunas do grupo 1, seção transversal de mesma capacidade resistente, a seção circular teve melhor desempenho no fogo, seguida pela seção quadrada, devido às baixas temperaturas desenvolvidas. A seção retangular parece ser a pior devido à menor distância condutora de calor da superfície do aço até o centro do núcleo de concreto. Para colunas com áreas transversais de aço iguais, grupo 2, a seção circular tem um desempenho melhor do que a seção retangular

enquanto o desempenho das seções elípticas e quadradas são semelhantes. No grupo 3, de áreas transversais de concreto iguais, constataram que a temperatura no centro do núcleo de concreto com seção circular e quadrada foi semelhante, e que eram menores que as temperaturas do concreto com seções elípticas e retangulares. Para colunas com mesma resistência mecânica, grupo 1, e colunas com igual área de seção de aço, grupo 2, as colunas de seção circular tem o maior tempo de exposição antes da falha, seguida de elíptica, quadrada e seção retangular. Já para as colunas com área seccional de núcleo de concreto igual, grupo 3, a duração da exposição ao fogo, de colunas de seção transversal quadrada e retangular, é maior que a de colunas circulares e elípticas devido ainda esta última possuir menor área seccional de aço.

Os autores elaboraram comparativo de temperatura crítica, entre as diversas formas seccionais mediante aplicação de níveis de carregamento. As cargas aplicadas variaram de 500 kN a 1.000 kN o que representa razões de carga de 0,38 a 0,90. A tabela 2-3 resume a análise apresentada. Pode-se concluir que a temperatura crítica diminui com o aumento da taxa de carga, independentemente das formas seccionais. Embora para colunas com diferentes formatos de seção transversal, as temperaturas críticas sejam semelhantes, no entanto, comparando o tempo de exposição ao fogo antes que as colunas tenham deformação progressiva, verifica-se que a coluna com seção circular tem o maior tempo de exposição ao fogo seguido por coluna com seção elíptica. A coluna com forma seccional retangular apresentou o menor tempo de exposição ao fogo.

Tabela 2-3: Variação de respostas térmicas e mecânicas das seções transversais

Tipo de seção	Elíptica	Circular	Quadrada	Retangular
Variação de temperatura na superfície (°C)	50	4	41	66
Redução do TRRF com 40% carga de projeto (%)	-11	-8	-13	-12
Redução do TRRF com 60% carga de projeto (%)	-27	-25	-28	-28
Redução do TRRF com 80% carga de projeto (%)	-44	-43	-45	-38

Fonte: (Dai e Lam 2012)

Os autores ainda avaliaram os resultados das simulações frente as metodologias prescritas nas normas europeias. Inicialmente a previsão de capacidade de carga com a solicitação pelo fogo depende da distribuição de temperaturas pela seção transversal dos elementos. Depende ainda, segundo os autores do nível de carregamento a que estão submetidas. Foi constatado também que a relação entre a temperatura média do concreto e a temperatura do aço é de aproximadamente 0,4 a 0,8 vezes a temperatura do tubo de aço dentro de 60 minutos de exposição ao fogo.

Portanto, para avaliar a capacidade de compressão das colunas metálicas ocas preenchidas com concreto sob a solicitação ao fogo usando as diretivas da NP EN 1994-1-2 (2011), propõe-se adotar uma temperatura média do núcleo de concreto sem comprometer a precisão. De acordo com os resultados da pesquisa apresentados, os autores propuseram, para perfis de seção transversal circular, CHS, a adoção da temperatura média do núcleo de concreto na ordem de 70% da temperatura superficial do perfil metálico. De 60% para as colunas de seção transversal elíptica, EHS, e 45% para as colunas de seção transversal retangular e quadrada, SHS e RHS respectivamente. Os autores alertam que os índices foram obtidos para seções de dimensões menores que 200mm.

2.4 Avaliação do tempo de resistência ao fogo

A partir de uma metodologia de cálculo para aferição das temperaturas equivalentes do tubo de aço e do núcleo de concreto em colunas de seções transversais circulares descrito pelos autores em (Espinosa et al., 2012), desenvolveu-se uma extensão desta para colunas de seção transversal elíptica em (Espinosa, et al., 2013). A mecânica de cálculo visa obter o valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial em situação de incêndio, $N_{fi, pl, Rd}$ descrito na rotina de cálculo da seção 4.3.5.1 da NP-EN-1994-1-2 (2011)

A metodologia apresentada tem como argumentos iniciais a temperatura equivalente dos componentes da coluna mista num dado tempo de requerido de resistência ao fogo - TRRF, que inicialmente foi estabelecido para 30, 60, 90 e 120 minutos. Os efeitos destas temperaturas nas propriedades dos materiais componentes são aplicados a rotina de cálculo da seção 4.3.5.1 da NP-EN-1994-1-2 (2011) para obtenção do valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial em situação de incêndio, $N_{fi, pl, Rd}$. Nesta extensão do método os autores realizaram estudo paramétrico em seis geometrias diferentes, selecionando para a espessura da parede do tubo de aço um valor intermediário dentro da faixa disponível comercialmente: $150 \times 75 \times 5\text{mm}$; $200 \times 100 \times 8\text{mm}$; $250 \times 125 \times 10\text{mm}$; $300 \times 150 \times 12,5\text{mm}$, $400 \times 200 \times 12,5\text{mm}$ e $500 \times 250 \times 12,5\text{mm}$. Para cada uma das geometrias selecionadas, uma análise de transferência de calor foi realizada por meio do modelo numérico desenvolvido pelos autores e uma vez obtido o campo de temperatura para as seis geometrias, o procedimento adotado para as colunas circulares foi aplicado as seções elípticas, de modo a obter as temperaturas equivalentes do tubo de aço e do núcleo de concreto correspondentes aos períodos normais de incêndio (R30, R60, R90 e R120). A tendência na evolução das temperaturas equivalentes com o fator de seção e o período de resistência ao fogo foi similar àquela obtida para as colunas circulares, embora os valores do fator de seção para as colunas elípticas (de 10 a 45 m^{-1}) fossem comparativamente superiores aos das colunas circulares.

Para cada uma das classes de resistência ao fogo estudadas, uma curva de regressão foi ajustada aos dados. Com o auxílio das equações de regressão, foi construído uma tabela de seleção, que permite obter a temperatura equivalente do tubo de aço e do núcleo de concreto para um determinado período de incêndio diretamente do valor do fator de seção da coluna.

Tabela 2-4: Tabela de seleção, que permite obter a
Temperatura equivalente do tubo de aço e do núcleo de concreto

A_m / V (m^{-1})	R30		R60		R90		R120	
	$\theta_{c,eq.}$ ($^{\circ}C$)	$\theta_{a,eq.}$ ($^{\circ}C$)						
5	232	623	359	855	410	956	465	1014
10	299	641	475	866	593	963	696	1019
15	361	659	577	878	727	970	842	1024
20	419	677	663	889	822	976	925	1029
25	472	695	734	900	884	983	965	1034
30	520	713	789	912	922	990	985	1040
35	564	731	828	923	945	997	1005	1045
40	603	749	853	934	961	1004	1046	1050

Fonte: (Espinos et.al, 2013)

Equações alternativas para as temperaturas equivalentes do núcleo de concreto e tubo de aço também foram desenvolvidas usando análise de regressão não-linear múltipla. Essas expressões incluem o efeito do fator de seção (A_m / V) e R e, portanto, são válidas para qualquer período de resistência a fogo.

Para as colunas de seção transversal elíptica reforçadas por barras, as temperaturas correspondentes às estas barras de reforço foram obtidas a partir das simulações numéricas das seções elípticas estudadas, para um valor de cobrimento do concreto igual a 30mm. A temperatura das barras de reforço foi tomada como a do núcleo de concreto na mesma localização. Os autores observaram que, à medida que o tempo de exposição ao fogo aumentava, a temperatura equivalente das barras de reforço tornava-se maior.

Para cada uma das classes de resistência ao fogo estudadas, uma curva de regressão foi ajustada aos dados. A partir dessas equações de regressão, foi construído uma tabela de seleção, que permite obter a temperatura equivalente das barras de reforço para um determinado período de fogo diretamente a partir do valor do fator de seção da coluna.

Tabela 2-5 : Valores das temperaturas equivalentes para barras de reforço ($\theta_{s,eq.}$) em função do fator de seção, para seção transversal elíptica

A_m / V (m^{-1})	$\theta_{s,eq.}$ ($^{\circ}C$)			
	R30	R60	R90	R120
5	176	355	422	510
10	182	371	521	629
15	201	427	611	731
20	233	506	692	816
25	277	593	763	884
30	333	671	825	935
35	402	724	878	969
40	483	736	922	986

A validade das expressões e tabelas propostas para os coeficientes de redução da rigidez à flexão foi estudada para o caso das colunas de seção transversal elíptica. A forma de uma elipse é caracterizada por suas dimensões externas $2a$ (eixo maior) e $2b$ (eixo menor), portanto, o coeficiente de redução do tubo de aço não pode ser avaliado através de um único diâmetro. Em vez disso, um diâmetro equivalente deve ser atribuído relatam os autores. No primeiro termo da equação (2.10) para obter (D/t) , um valor $(D_{eq.} = P/\pi)$ deve ser usado (diâmetro do círculo que tem o mesmo perímetro P que a seção elíptica), enquanto no terceiro termo, (l_{θ}/D) , após várias considerações, a utilização de $D = 2b$ forneceu um erro médio melhor, mais próximo da unidade. Esta suposição é razoável, segundo os autores, já que sob carga axial concêntrica, uma coluna elíptica é mais propensa a se dobrar em torno de seu eixo de menor inércia. Assim coeficiente de redução da rigidez à flexão pode ser obtido pela equação:

$$\varphi_{a,\theta} = \varphi_{a,\theta 1}(D_{eq.}/t) \cdot (1,73 - 0,72 \cdot (A_m/V)^{0,047}) \cdot (0,118 + 0,0015 \cdot (l_{\theta}/2b)^{1,72}) \leq 1 \quad (2.3)$$

Ou alternativamente pela tabela 2-6:

Tabela 2-6: Valores do coeficiente de redução do aço ($\varphi_{a,\theta}$), para colunas de seção transversal elíptica.

l_{θ}/D	< 10	10 – 15	15 - 20	20 – 40	≥ 40
≤ 12	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2
24	-	0,5	0,5	0,4	0,3
36	-	-	0,7	0,7	0,7
≥ 46	-	-	-	-	1

Fonte: (Espinosa et.al, 2013)

(Kodur, 1999) apresentou uma equação de projeto simplificada para avaliar a resistência ao fogo de colunas mistas constituídas por seções tubulares, circular e quadrada, cheias com concreto. O autor revela que o National Research Council of Canada (NRC) com o apoio da indústria siderúrgica norte-americana concluiu pesquisa, experimental e numérica, com o objetivo de desenvolver métodos de cálculo simplificados que podem ser usados pela indústria da construção para avaliar a resistência ao fogo deste tipo de colunas preenchidas com diferentes tipos de concreto.

Na pesquisa foram avaliadas colunas, de seção transversal circular e quadrada, sem proteção externa, com concreto de enchimento sob três configurações: sem barras de reforço, com barras de reforço e reforçados com fibra de aço. Os estudos experimentais contaram com setenta e cinco colunas que foram testadas por exposição ao fogo até a falha. O diâmetro externo das colunas circulares variou de 141 a 406 mm, enquanto a largura das colunas quadradas variou de 152 a 305 mm. A espessura da parede dos perfis metálicos variou de 4,8 a 12,7mm. Todas as colunas experimentadas tinham 3.810mm de comprimento e a resistência média do concreto ficou compreendida entre 30 e 50MPa.

As variáveis avaliadas nos experimentos foram as dimensões seccionais do pilar, a espessura da parede do perfil, a intensidade de carregamento, as condições de apoio finais, a resistência do concreto, tipo de agregado no concreto e tipo de armadura. A maioria das colunas foi submetida a cargas concêntricas e a carga aplicada era compreendida entre 10 a 45% da resistência à compressão da coluna mista, calculada de acordo com as especificações do CAN / CSA-S16. Padrão 1-M94. Os testes foram conduzidos sob a solitação de fogo padrão ASTM E119 (1988) onde a carga era mantida constante durante todo o teste e o critério de falha estabelecido foi de verificar o momento, tempo, que a coluna conseguia manter a carga inicial aplicada.

Os dados dos estudos experimentais foram utilizados para o desenvolvimento de modelos matemáticos para a previsão do comportamento de colunas metálicas ocas preenchidas com concreto e expostas ao fogo. O procedimento numérico contido no modelo matemático foi então incorporado aos programas de computador que produziram dados extensos sobre o comportamento deste tipo de colunas em condições de incêndio. A validade dos programas de computador foi estabelecida pela comparação dos resultados do modelo com os dados de teste.

Em um estudo paramétrico os programas de computador foram usados para investigar a influência de uma série de fatores, como carga, dimensões da seção transversal, tipo de

enchimento de concreto, resistência do concreto e tipo de agregado. O autor relata que estes estudos revelaram que o tipo de enchimento de concreto, o tamanho da seção transversal, o comprimento efetivo e carga aplicada têm forte influência na resistência ao fogo de colunas metálicas ocas preenchidas com concreto. A resistência do concreto e o tipo de agregado têm influência moderada e a espessura da parede de aço não influencia significativamente a resistência ao fogo do pilar.

Os dados destes estudos paramétricos foram usados para desenvolver uma equação simples para o cálculo da resistência ao fogo de colunas metálicas ocas de seção transversal circular ou quadrada, preenchidas com qualquer um dos três tipos de concreto: concreto sem reforço por barras (*PC*), reforçado por barras (*RC*) e com adição de fibras metálicas (*FC*). Foi possível expressar a resistência ao fogo desses pilares em função dos parâmetros que a determinam, por meio de uma equação unificada. Nos estudos paramétricos o autor verificou que os parâmetros mais importantes que influenciam a resistência ao fogo de colunas metálicas ocas preenchidos com concreto foram: O tipo de enchimento de concreto (sem reforço por barras, reforçado com barra e reforçado com fibra); O diâmetro externo ou a largura externa da coluna; a carga na coluna; o seu comprimento efetivo; a resistência do concreto; o tipo de agregado e a excentricidade de carga. Com base na relação entre a resistência ao fogo e os parâmetros acima, o autor propôs uma equação empírica para a resistência ao fogo das colunas quando submetidas ao carregamento axial:

$$R = f \left(\frac{f'_c + 20}{KL - 1000} \right) \cdot D^2 \cdot \frac{\sqrt[2]{D}}{C} \quad (2.4)$$

onde R é a resistência ao fogo em minutos; f'_c é a resistência do concreto aos 28 dias especificada em MPa; D é o diâmetro externo ou largura da coluna em mm; C é a carga aplicada em kN; K é o fator de comprimento efetivo de acordo com o padrão CAN / CSA-S16.1-M89; L é o comprimento sem suporte da coluna em mm; f é um parâmetro que leva em consideração o tipo de enchimento de concreto (*PC*, *RC* e *FC*), o tipo de agregado usado (carbonato ou silicioso), a porcentagem de reforço, a espessura da cobertura de concreto e a forma da seção transversal de a coluna metálica oca preenchida com concreto, de seção circular ou quadrada. As unidades são expressas no sistema internacional. Os valores do parâmetro f são mostrados na Tabela 2-11 .

Tabela 2-7 : Valores do parâmetro f na Eq. 2.4 para colunas circulares e quadradas

Tipo de enchimento	Concreto liso		Concreto armado com barra							
	Silicioso	Carbonato	Silicioso				Carbonato			
% de reforço de aço	N / D		<3%		≥3%		<3%		≥3%	
Espessura da cobertura de concreto	N / D		<25 mm	≥25 mm	<25 mm	≥25 mm	<25 mm	≥25 mm	<25 mm	≥25 mm
Seção Circular	0,07	0,08	0,075	0,08	0,08	0,085	0,085	0,09	0,09	0,095
Seção quadrada	0,06	0,07	0,065	0,07	0,07	0,075	0,075	0,08	0,08	0,085

Fonte: (Kodur, 1999)

A equação (2.4) é aplicável a colunas metálicas ocas, de seção transversal quadrada ou circular, preenchidas com concreto simples, reforçado com barra ou reforçado com fibra de aço. No entanto, a equação é válida para a faixa de variáveis especificada na Tabela 2-12.

Tabela 2-8 : Limites de aplicabilidade das variáveis na equação 2.4

Variável		Concreto sem reforço	Concreto armado com barra	Concreto reforçado com fibra de aço
Resistência ao fogo:	R	≤120 min	≤180 min	≤180 min
Carga axial:	C	≤1,0 vezes	≤1,7 vezes	≤1,1 vezes
Resistência à compressão do núcleo de concreto de acordo com CAN / CSA-S16.1-M94				
Comprimento efetivo:	KL	2.000 a 4.000 mm	2000–4500 mm	
Força compressiva	f'_c	20–40 MPa	20–55 MPa	
Tamanho HSS:				
Circular		140–410 mm	165–410 mm	140–410 mm
Quadrado		140–305 mm	175–305 mm	100–305 mm
% de aço reforço		Não aplicável	1,5–5%	
Cobertura de concreto para reforço principal				
Relação largura externa para espessura	D / t	Não deve exceder a seção de classe 3 de acordo com CAN / CSA-S16.1-M94		

Fonte: (Kodur, 1999)

2.5 Avaliação da resistência ao fogo segundo os Eurocódigos

2.5.1 Modelos de cálculo simplificados

O NP EN 1994-1-2 (2011) prevê uma rotina para cálculo simplificado para cálculo da resistência plástica à compressão axial em situação de incêndio. Esta metodologia tem seu uso

limitado para colunas inseridas em pórticos contraventados e com esbeltez normalizada $\bar{\lambda}$, à temperatura normal ambiente ≤ 2 . O valor de cálculo, em situação de incêndio, da resistência das colunas mistas à compressão axial (carga de encurvadura) é obtido pela expressão:

$$N_{fi,rd} = \chi N_{fi,pl,Rd} \quad (2.5)$$

onde:

χ = coeficiente de redução à curva de encurvadura “c”, função da esbeltez normalizada $\bar{\lambda}_\theta$, item 6.3.1 da NP EN 1993-1-1 (2010);

$N_{fi,pl,Rd}$ = valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial em situação de incêndio.

O valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial em situação de incêndio é obtido pela aplicação da expressão:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{cy,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (2.6)$$

onde:

$A_{i,\theta}$ = área de cada elemento que compõe a seção transversal que poderá ser afetada pelo fogo;

A rigidez de flexão efetiva é calculada por:

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (2.7)$$

onde:

$I_{i,\theta}$ momento de inércia da parte i , parcialmente reduzida, da seção transversal em relação ao eixo de menor resistência ou ao eixo de maior resistência;

$\varphi_{i,\theta}$ coeficiente de redução dependente do efeito das tensões térmicas;

$E_{c,sec,\theta}$ valor característico do módulo secante do concreto em situação de incêndio, obtido pela divisão de $f_{c,\theta}$ por $\varepsilon_{cu,\theta}$.

A curva de encurvadura de Euler ou carga crítica elástica em situação de incêndio é igual é obtida por:

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{(EI)_{eff}}{l_\theta^2} \quad (2.8)$$

em que:

l_{θ}^2 é comprimento de encurvadura da coluna em situação de incêndio.

A esbeltez normalizada é obtida pela expressão:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt[2]{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} \quad (2.9)$$

onde:

$N_{pl,R}$ é o valor de $N_{pl,Rd}$ obtido pela aplicação da expressão (2.13) adotando os coeficientes redutores $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$ e $\gamma_{M,fi,c}$ iguais a 1,0.

2.5.2 Roteiro para cálculo com cargas excêntricas

Para carregamento excêntrico é indicado a rotina de cálculo do anexo H onde a força axial equivalente N_{equ} é obtida pela aplicação da seguinte expressão:

$$N_{equ} = \frac{N_{fi,Ed}}{(\varphi_s \cdot \varphi_{\delta})} \quad (2.10)$$

$N_{fi,Ed}$ = valor de cálculo da carga axial atuante em situação de incêndio;

δ = excentricidade de carga;

φ_s = obtido da figura H.1 e φ_{δ} = obtido da figura H.2.

A aplicação da rotina prescrita está restrita aos casos em que a relação entre o momento fletor (M) e a força axial (N), $M/N = \delta$ não exceda 0,5 vezes a dimensão da seção transversal.

Para seções transversais quadradas e circulares a rotina de cálculo poderá ser aplicada mas restrita a;

- Ao comprimento de encurvadura $l_{\theta} \leq 4,5\text{m}$ e
- $140\text{mm} \leq$ lado b ou diâmetro d da seção transversal $\leq 400\text{mm}$;
- $C20/25 \leq$ classe de resistência do concreto $\leq C40/50$;
- $0\% \leq$ percentagem de armadura $\leq 5\%$;
- Resistência ao fogo padrão ≤ 120 min.

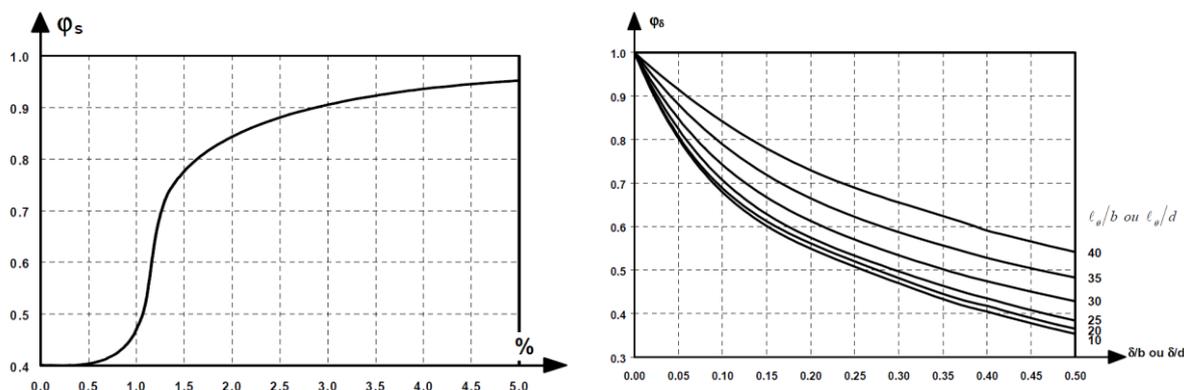


Figura 2-6 :Coeficiente de correção ϕ_s em função da percentagem de armadura – Figura H.1 EC-4

Coeficiente de correção ϕ_s em função da excentricidade – Figura H.2. EC-4

Fonte: NP EN 1994-1-2 (2011)

2.6 Considerações Finais

Neste capítulo foi apresentado uma revisão dos vários estudos experimentais e numéricos realizados em colunas tubulares de seção transversal elíptica submetidas a solicitação por fogo. A pesquisa foi de grande importância para o suporte de toda a dissertação, assim como para avanços sobre esta matéria na realidade destes elementos estruturais.

Considerando as conclusões dos vários estudos, pode dizer-se que:

- Quanto ao modo de falha das colunas longas as pesquisas indicam que esta se dá por flambagem global na direção do eixo de menor inércia. O tempo de resistência ao fogo diminui na medida que o comprimento de flambagem aumenta. Também foi observado que a resistência ao fogo diminui com aumento do fator de seção (relação A_m/V).
- A influência da esbelteza da seção transversal e da espessura da seção no tempo de resistência ao fogo não se mostra tão clara. Tendências opostas foram obtidas para colunas curtas e longas. Para colunas longas uma maior esbelteza da seção transversal resulta em menor tempo de resistência ao fogo.
- Quando esbelteza das colunas é alta, são observados apenas dois estágios nas curvas de deslocamento axial versus tempo: alongamento axial da coluna e falha repentina após a cedência do tubo de aço, não aproveitando assim contribuição do núcleo de concreto.
- Quanto a excentricidade de aplicação da carga as constatações vão na direção de à medida que ela foi aumentada, o tempo de resistência ao fogo também aumentou em razão da menor carga

aplicada resultante da aplicação das rotinas de projeto do Eurocódigo.

- A adição de barras de reforço não produz diferença perceptível em termos de resistência ao fogo quando comparada no mesmo nível de carga, embora o valor da carga aplicada às colunas reforçadas seja ligeiramente superior ao da carga aplicada suas contrapartes não reforçadas.
- O modelo de cálculo simples da cláusula 4.3.5.1 da NP EN 1994-1-2 (2011) conduz a predições inseguras para colunas carregadas concentricamente independentemente dos valores dos coeficientes de redução usados para calcular a rigidez de flexão efetiva. Já para colunas excêntricas resultados seguros são obtidos, embora muito conservadores.
- Quanto rigidez da estrutura circundante, maior rigidez mobiliza mais força axial de restrição nas colunas e menores são os deslocamentos axiais. Quando estes deslocamentos axiais começam a regredir os deslocamentos laterais sofrem grande incremento.
- Um maior nível de carregamento inicial aplicado sobre as colunas conduz a uma redução do tempo crítico, das forças de restrição relativas mobilizadas e da temperatura crítica.
- Uma seção transversal maior resulta numa evolução de temperaturas menor no interior das colunas.

3 MODELO NUMÉRICO

3.1 Introdução

Este capítulo apresenta um modelo, tridimensional desenvolvido em um programa comercial de análise por elementos finitos, Abaqus, 2015, para prever o comportamento estrutural de colunas ocas de seção transversal elíptica preenchidas com concreto submetidas a incêndio.

Inicialmente foi feita uma descrição do sistema de experimental em uso na Universidade de Coimbra. Na sequência é feita uma descrição do programa experimental no qual se inseriam as amostras utilizadas como referência neste trabalho numérico. Fez-se então uma descrição mais detalhada da amostra de coluna experimentada por (Ramos 2016). O capítulo é complementado com a descrição do modelo numérico adotado, geometria e calibrações e ao final os dados obtidos deste modelo numérico são confrontados com as respostas dos ensaios de referência justificando a sua validação.

3.2 Descrição do modelo experimental de referência

3.2.1 Descrição do Sistema experimental

O sistema experimental aqui descrito é utilizado no desenvolvimento dos testes experimentais e foi especialmente desenvolvido na Universidade de Coimbra, com o objetivo de estudar o comportamento em situação de incêndio de colunas sujeitas a restrição axial e rotacional. As restrições, axial e rotacional, são efeitos que se verificam nos elementos reais em situação de incêndio e que têm sido estudados nos últimos anos pela comunidade científica, existindo ainda vários fenómenos por esclarecer. Sabe-se que a restrição rotacional tem um efeito positivo, aumentando a resistência ao fogo do elemento em questão. Já no que se refere à restrição axial, sabe-se que ela tem um efeito negativo, diminuindo a resistência ao fogo.

A figura 3-1 retirada do trabalho de (Correia e Rodrigues, 2012) apresenta o esquema estrutural deste sistema. Segundo os autores o sistema é composto por uma estrutura de aço de contenção de rigidez variável (1) com a função de simular a rigidez da estrutura envolvente da coluna submetida ao fogo. A utilização de uma estrutura de contenção tridimensional possibilita levar em consideração não só a rigidez axial, mas também a rotacional, tal como se observa em uma estrutura real. O pórtico de contenção é composto por quatro colunas, duas vigas superiores e duas vigas inferiores, dispostas ortogonalmente. As vigas são de perfis de aço HEB300, classe

S355. Esses elementos estruturais são conectados por meio de parafusos M24 grau 8.8, exceto nas conexões entre os pilares e vigas superiores (2) onde são utilizadas hastes roscadas M27 grau 8.8. Um conjunto de posições dos furos nos flanges das vigas do quadro de contenção faz com que os pilares possam ser montados em diferentes posições, permitindo simular diferentes vãos das vigas que correspondem a diferentes valores de rigidez da estrutura envolvente.

As colunas são submetidas a uma carga de compressão constante destinada a simular a carga de manutenção do pilar quando parte de uma estrutura de edifício real. Esta carga, via de regra situa-se entre 30 e 70% do valor de projeto da resistência à flambagem em temperatura ambiente calculada de acordo com o Eurocódigo correspondente. A carga foi aplicada por meio de um macaco hidráulico de capacidade de 3 MN (3) e controlada por meio de uma célula de carga de capacidade de 1 MN colocada entre a viga superior do quadro de contenção e a cabeça do macaco hidráulico (4). O macaco hidráulico é fixado em um quadro de reação bidimensional (2D) (5). Este quadro é equipado com um sistema de segurança (6) para evitar a destruição do *set-up* de teste quando ocorre o colapso repentino das colunas em teste. A ação térmica foi aplicada por meio de um forno elétrico modular (7) que pode as forças de restrição geradas nas colunas em teste, durante os experimentos de resistência ao fogo devido à restrição térmica fornecida pela estrutura circundante (8)

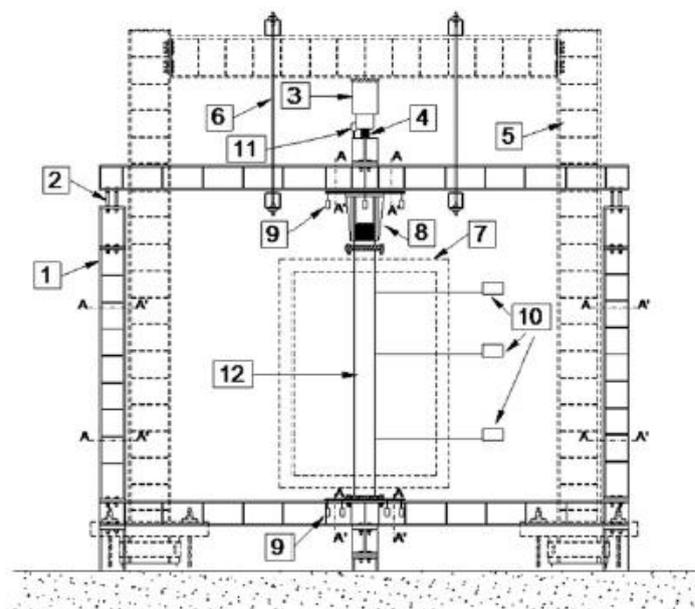


Figura 3-1 : Esquema da configuração de teste ao fogo da Universidade de Coimbra.
Fonte: (Correia e Rodrigues 2012)

Os deslocamentos axiais da coluna são medidos por transdutores de deslocamento variável linear (LVDT) colocados em cada extremidade das colunas de teste (9). Os LVDTs são

dispostos ortogonalmente para permitir a medição de todos os planos de deformação das extremidades dos pilares de teste e, conseqüentemente, suas rotações. Os deslocamentos laterais da coluna são medidos por transdutores de deslocamento de cabos colocados em duas direções ortogonais, em três alturas em relação à base do pilar (10). Além disso, um transdutor de deslocamento extra é normalmente colocado no centro da estrutura de restrição 3D próximo ao ponto de aplicação da carga para confirmar os deslocamentos axiais das colunas de teste (11). Medidores de deslocamentos são utilizados para medir as deformações nos pilares e vigas do quadro de contenção 3D, a fim de confirmar indiretamente as forças de restrição geradas nas colunas em teste e determinar as deformações em diferentes pontos desta estrutura (seções AA0). Cada uma dessas seções possui normalmente quatro extensômetros tipo TML FLA-6-11 nos flanges, posicionados a 10 mm da borda. A coluna em teste é colocada no centro da estrutura de restrição 3D (12) e firmemente fixada nela, ou em duas direções ortogonais, em relação ao eixo central da estrutura de restrição 3D.



Figura 3-2 : Visão geral do sistema experimental da Universidade de Coimbra
Fonte: (Correia e Rodrigues 2012)

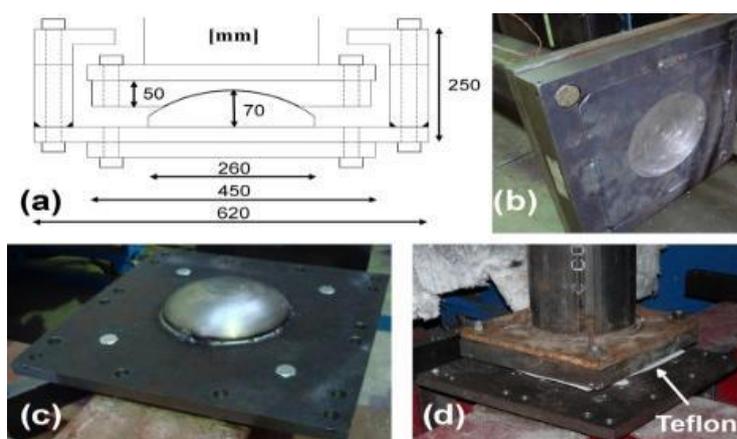


Figura 3-3 : Ilustração do dispositivo para simular as condições de apoio das colunas por rótulas nos experimentos. Vista esquemática (a), vista interior superior (b), vista interior inferior (c) e vista interior geral (sem caixa de segurança) (d) suportes montados. Fonte: Ramos (2016)

3.2.2 Programa experimental

Um programa experimental sobre o comportamento de elementos tubulares de seção circular e elíptica com restrição axial e rotacional à dilatação térmica, em situação de incêndio foi desenvolvido na Universidade de Coimbra, Ramos (2016). Neste trabalho experimental foram realizados 6 ensaios de colunas tubulares em situação de incêndio, ensaiando-se duas seções transversais distintas a circular e a elíptica, e em 3 configurações diferentes, colunas tubulares ocas de aço inoxidável, CHS-SS, colunas tubulares ocas de aço carbono, e colunas tubulares mistas de aço carbono preenchidas com concreto 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 tubulares mistas de aço carbono e preenchidas com concreto 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 (1980). A tabelas 3-1 identifica as amostras do conjunto de ensaios.

Tabela 3-1 :Programa experimental

Coluna	D [mm]	B [mm]	t [mm]	Armadura	[%]	$\bar{\lambda}$	k_{RA} [kN/mm]	N_{sd} (kN) (% N_{Rd})	B.C
^a CHS-SS-SR	193,7	193,7	8,0	-	-	0,42	30	300 (30%)	SR
^b CHS194-PP	193,7	193,7	8,0	4Ø12	1,9	0,58	30	571 (30%)	PP
^b CHS273-PP	273,0	273,0	10,0	4Ø10 + 4Ø16	2,3	0,41	30	1.128 (30%)	PP
^c EHS1-SR	320,0	160,0	12,5	-	-	0,62	30	735 (30%)	SR
^d EHS2-SR	320,0	160,0	12,5	-	-	0,62	30	1.224 (50%)	SR
^e CEHS-PP	320,0	160,0	12,5	4Ø20	4,19	0,85	30	857 (30%)	PP

Legenda: ^a (CHS – *Circular hollow section*) de aço inoxidável (SS – *Stainless steel*), fixas em ambas as extremidades (SR); ^b (CCHS194-PP e CCHS273-PP) para colunas tubulares mistas de seção circular (CCHS) rotuladas em ambas as extremidades (PP) com diâmetros de 193,7 mm e 273 mm respetivamente; ^c (EHS1-SR” e “EHS2-SR) para colunas tubulares ocas de aço carbono de secção elíptica (EHS – *Elliptical hollow section*) e ^e (CEHS-PP) para colunas tubulares mistas de secção elíptica rotuladas em ambas as extremidades.

Fonte: Ramos (2016)

A coluna tubular mista de aço carbono preenchidas com concreto armado CEHS-PP de seção transversal 320 x 160, espessura da parede do perfil de 12,5mm, reforçada por 4 vergalhões de 20mm e condições de apoio rotuladas foi selecionada como referência de ensaio para a validação do modelo numérico e será descrita na sequência.

3.2.3 Descrição da coluna experimental

O modelo experimentado por Ramos (2016) e (Rodrigues e Laim, 2017) consistia em uma coluna tubular de seção transversal elíptica de dimensões transversais de 320 x 160 mm, espessura de 12,5mm e comprimento de 3,15m. O concreto do núcleo desta coluna foi reforçado por 4 vergalhões de 20mm e por estribos longitudinais de 8mm espaçados de 150mm. A figura 3-4 ilustra a disposição das armaduras de reforço empregadas no modelo experimental. O concreto adotado foi da classe C25/30 e foi elaborado com agregados de dimensão máxima de 16mm. O abatimento especificado segundo a norma NP EN 206-1 (2007) era do tipo S4. A umidade deste concreto, aferida segundo prescrições da NP EN 1097-5 (2009), foi de 4,5% após 3 a 5 dias da concretagem, segundo os pesquisadores. O aço empregado no perfil metálico tinha resistência nominal de 375MPa e no reforço de armadura foi de 500MPa.

As condições de apoio nas extremidades da coluna eram do tipo rotuladas. Foi imposto à coluna, durante o experimento, por meio do pórtico de restrição descrito no item 3.2.1 uma restrição axial de 30kN/mm. As tabelas 3-2 e 3-3 resumem os principais dados recolhidos das publicações referidas e utilizadas para validar o modelo numérico.

Tabela 3-2 : Principais características geométricas e mecânicas da coluna ensaiada

Coluna	D (mm)	B (mm)	t _s (mm)	f _y (MPa)	f _c (MPa)	d / t	d / b	ρ _s (%)	A _m / V (m ⁻¹)	$\bar{\lambda}$	k _a (kN / mm)
CEHS-PP	320,0	160,0	12,5	375	33	25,6	2,0	4,2	19,8	0,85	30

Fonte: (Rodrigues e Laim, 2017)

Tabela 3-3: Resumo dos principais resultados obtidos durante o ensaio

Coluna	N _{b,Rd} (kN)	P ₀ (kN)	P máx. (kN)	P máx. Tempo (min.)	P rest. máx. (kN)	P rest. máx. / P ₀ (%)	Tempo crítico (min)	Temperatura Crítica (°C)
CEHS-PP	2858	857	1.180,4	29,08	323,4	37,74	33,37	648

Fonte: (Ramos, et.al, 2016)

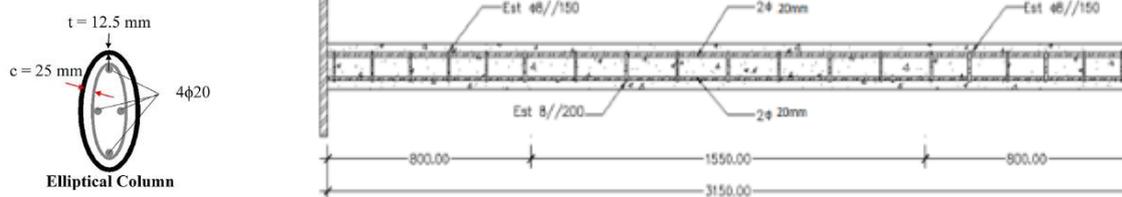


Figura 3-4 : Detalhe da armadura longitudinal da coluna

Fonte: Adaptado de (Garcia et al. 2013) e (Rodrigues e Laim, 2017)

A coluna experimentada foi instrumentada para aferição da temperatura e dos deslocamentos ao longo do tempo do experimento. As temperaturas foram obtidas por meio de termopares do tipo *K*, feitos de crómio e alumínio. Para a sua aferição a coluna foi dividida em 5 seções transversais ao longo do seu comprimento a fim de caracterizar o gradiente térmico. Em todas as seções transversais foram instalados 2 termopares e na seção 3, à meia altura da coluna, 4 termopares. A figura 3-5 retirada do relato dos pesquisadores ilustra a distribuição dos termopares ao longo do comprimento da coluna e através da sua seção transversal. 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 (início, meio e fim do forno).

Para a medição dos deslocamentos, foram utilizados 6 transdutores de fio do tipo DP – 1000D, e 8 transdutores de êmbolo, modelo SDP 200 D. Os transdutores de fio do tipo DP-1000D, destinados a obter a deformação lateral, foram instalados em três pontos ao longo da altura da coluna, 850, 1900 e 2.550mm, medidos a partir da base do forno. Na base e no topo da coluna foram instalados LVDT's do tipo SDP 200 D, quatro em cada extremidade, para aferição dos deslocamentos e rotações.

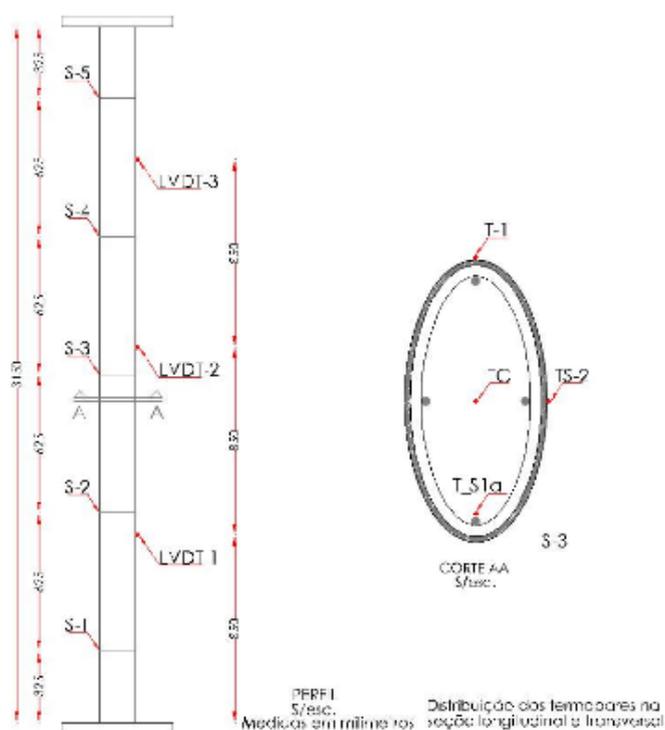


Figura 3-5 : Distribuição dos termopares na seção longitudinal e transversal da coluna testada
Fonte: Adaptado de Ramos (2016)

Os resultados disponibilizados pelos pesquisadores em suas publicações quanto as temperaturas estão na tabela 3-4

Tabela 3-4: Comparativo das distribuições de temperatura entre os modelos experimental e numérico

CEHS -30ka-PP experimental	^a $t_{P\text{máx.}}$	^b $T_{S2\text{ Pmáx.}}$	^c $t_{cr.}$	^d $T_{S1a\text{ cr.}}$	^e $T_{S2\text{ cr.}}$	^f $T_{I\text{ cr.}}$	^g $T_{M\text{ cr.}}$
	(min)	(° C)	(min)	(° C)	(° C)	(° C)	(° C)
	29,1	568	33,4	264	619	676,6	648

Legenda: ^a $t_{P\text{máx.}}$ Tempo em que a força máxima na coluna restrita foi atingida; ^b $T_{S2\text{ Pmáx.}}$ Temperatura no perfil metálico no momento da força máxima; ^c $t_{cr.}$ Tempo crítico; ^d $T_{S1a\text{ cr.}}$, ^e $T_{S2\text{ cr.}}$ e ^f $T_{I\text{ cr.}}$ Temperatura nas seções ^d T_{S1a} , ^e T_{S2} e ^f T_{I} no momento do tempo crítico. ^g $T_{M\text{ cr.}}$ Temperatura média no perfil metálico no momento do tempo crítico.

Fonte: (Rodrigues e Laím, 2018) e Ramos (2016)

3.3 Descrição do modelo numérico

3.3.1 Geometria

As colunas para esta análise numérica foram moldadas em quatro partes distintas: O perfil metálico oco; o núcleo de concreto, as eventuais armaduras de reforço e os apoios. Foram selecionados inicialmente da biblioteca disponível do software Abaqus dois tipos de elementos finitos para modelar, o do tipo casca *S4R* e tipo sólido *C3D8R*. Segundo instruções do software estes elementos são apropriados para simulações de flexão e eliminam o bloqueio de cisalhamento “Shear Locking”.

O *S4R* é um elemento do tipo casca (S- Shell), de quatro nós com interpolação de primeira ordem ou linear, com deformação finita de membrana e integração reduzida (R). A integração reduzida, diminui o tempo de processamento porque é um elemento com um único ponto de integração no centro do elemento. Este elemento possui ainda seis graus de liberdade em cada nó (três componentes de translação e três de rotação), e é um elemento que permite variações da espessura além de considerar o efeito da deformabilidade por esforço transversal.

O elemento finito de tipo sólido *C3D8R* é um elemento contínuo (C), tridimensional (3D), com oito nós (8) e com integração reduzida (R). Este elemento *C3D8R* também possuiu uma formulação com interpolação de primeira ordem ou linear, e tem a opção “hourglass control”.

O “hourglassing” ou aproximadamente “ vitrificação” é um modo de deformação de energia zero, deformação, mas sem tensão. Para o seu controle, os manuais sugerem ainda a adoção de mais de um elemento através da seção transversal com cuidado para um eventual perda de

rigidez prematura no caso de vários elementos serem adotados.

Para uma maior uniformidade foram então adotados elementos do tipo C3D8R com “hourglass control” no modo aprimorado, para o perfil metálico e no núcleo de concreto.

Uma avaliação de sensibilidade para a quantidade de elementos através da seção do perfil foi executada com dois, três e quatro elementos na seção transversal. A utilização de três elementos na seção transversal conduziu a uma flexão prematura da seção e conseqüentemente um tempo crítico muito afastado do obtido no teste físico de referência. Na comparação entre quatro e dois elementos através da seção transversal, este conduziu a um tempo crítico mais consistente com o experimento num tempo de processamento menor. A figura 3-6 ilustra a trajetória de forças de restrição com o número de elementos através da seção transversal.

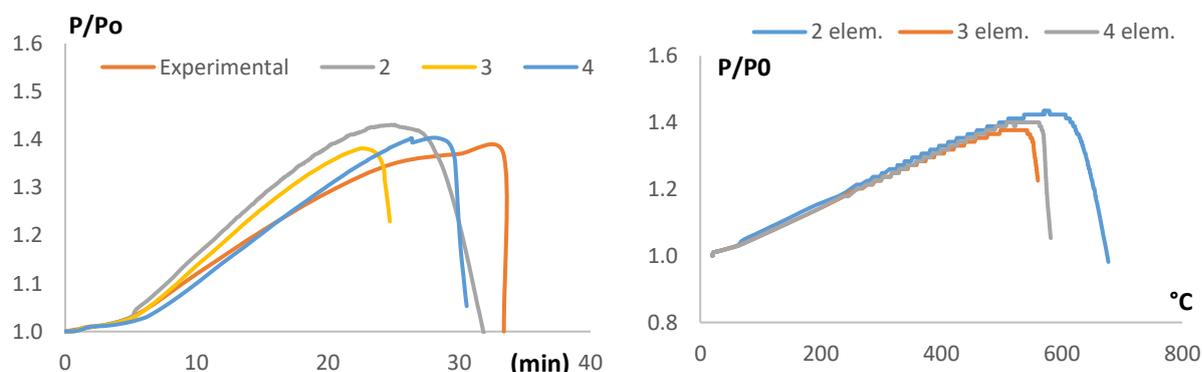


Figura 3-6 : Resultados para aplicação de número de elementos na seção transversal do perfil

Também com base nos resultados de um estudo de sensibilidade de malha, e com base nos experimentos de (Dai et al, 2014) e (Espinos et.al, 2013) foi encontrado um tamanho de elemento adequado que forneceu resultados precisos com tempos computacionais práticos: 20mm para o tubo de aço e para o núcleo de concreto.

Para modelar as armaduras de reforço longitudinais e transversais utilizou-se o elemento $T3D2$, da biblioteca do programa comercial de análise por elementos finitos, Abaqus (2015). É um elemento de geometria linear de barra, 3D, constituído por 2 nós e cada nó possui três graus de liberdade: translações segundo as direções X , Y e Z . O elemento finito $T3D2$ utilizado na modelação do aço de reforço é compatível com o elemento finito $C3D8R$ utilizado na modelação do concreto do núcleo.

3.3.2 Calibração do modelo

A calibração térmica dos elementos em estudo consiste em efetuar uma comparação da evolução das temperaturas em função do tempo de ensaio, registradas em cada um dos elementos, durante a análise experimental e a análise numérica. Estes valores foram experimentalmente determinados por via da utilização de termopares localizados ao longo da altura da coluna e ao longo da sua seção transversal. Na validação do modelo numérico foi utilizada a curva real de temperaturas seguida pelo forno uma vez que o forno elétrico apresenta um pequeno atraso no aquecimento nos primeiros dez minutos.

Para os parâmetros que governam o problema da transferência de calor foram adotados os valores recomendados na NP EN 1994-1-2 (2011). O mecanismo de transferência de calor por radiação foi modelado na interface aço-concreto com emissividades de superfícies de aço e concreto iguais a 0,7 e um fator de configuração igual a 1. Os coeficiente de transferência de calor por convecção (h_c) adotados foram de 25 W/m² K para o fogo ISO- 834 (1980) e 50 W/m² K para curva de incêndio por hidrocarbonetos. A tabela 3-5 resume os parâmetros descritos.

Tabela 3-5: Parâmetros do modelo térmico

Parâmetro	Valor	Unidade
Temperatura inicial (θ_0)	20	°C
Emissividade do fogo (ε_f)	1	---
Emissividade do material (ε_m)	0,7	---
Zero absoluto	-273	°C
Constante de Stephan-Boltzmann (σ)	$5,67 \times 10^{-8}$	W/m ² K ⁴
Fator de configuração da radiação (φ_r)	1	---
Coefficiente de transferência de calor por convecção (h_c) -ISO 834	25	W/m ² K
Coefficiente de transferência de calor por convecção (h_c) -Hidrocarbonetos	50	W/m ² K

Os resultados da análise não linear de transferência de calor foram transformados em curvas temperatura-tempo para todos os nós dentro do modelo tridimensional, que na sequência foram aplicados como carga térmica ao modelo mecânico.

As propriedades térmicas do concreto em temperaturas elevadas foram obtidas da NP EN 1994-1-2 (2011) e para o aço estrutural, foram adotadas as propriedades térmicas e mecânicas dependentes da temperatura recomendadas na NP EN 1993-1-2 (2010). Na sequência são ilustradas as relações tensão deformação do concreto e do aço e sua evolução com a temperatura, utilizados nos testes físicos,

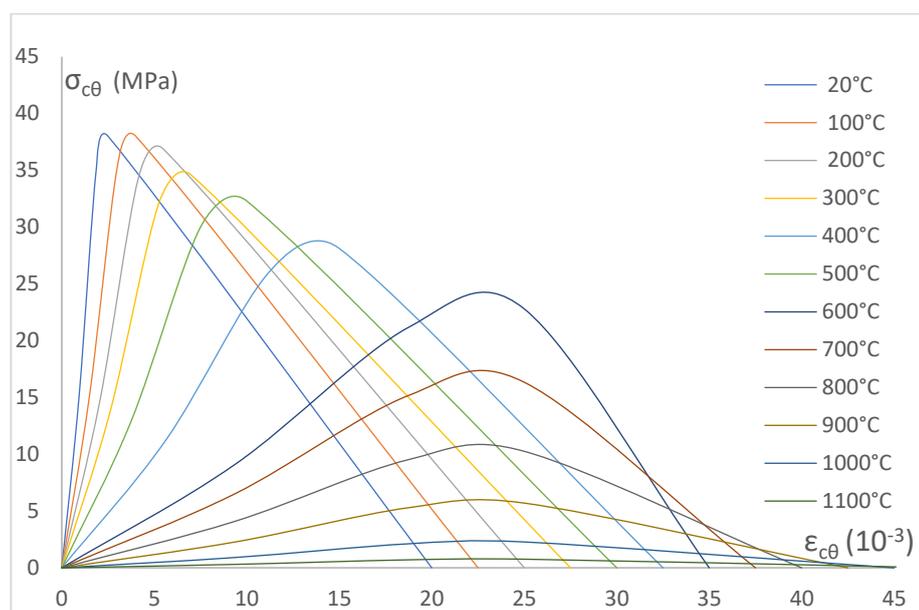


Figura 3-7 : Relação tensão-extensão do concreto F_{ck} 33MPa evolução com a temperatura

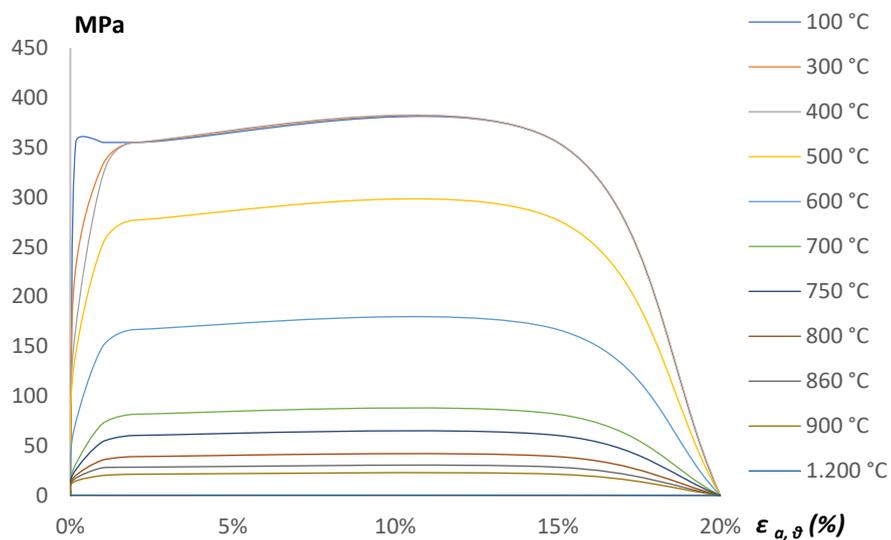


Figura 3-8 : Relação tensão-extensão do aço F_y 375MPa evolução com a temperatura

A resistência térmica na fronteira entre o tubo de aço e o núcleo de concreto foi considerada através de um valor de condutância de espaço de $200 \text{ W} / \text{m}^2 \text{ K}$ em conformidade com os obtidos por (Capilla, 2012) ao estudar as formulações para tubos preenchidos com concreto realizados por (Ghojel, 2004).

O teor de umidade do núcleo de concreto foi considerado através de um valor de pico no calor específico, representando o calor latente da vaporização da água. Um teor de umidade de 3% em massa do concreto proporcionou melhor convergência com o experimento. Assim, seguindo as recomendações da NP EN 1994-1-2 (2011), foi introduzido um valor específico de pico de calor de $2020 \text{ J} / \text{kg K}$.

A figura 3-9 ilustra a evolução das temperaturas na coluna de teste.

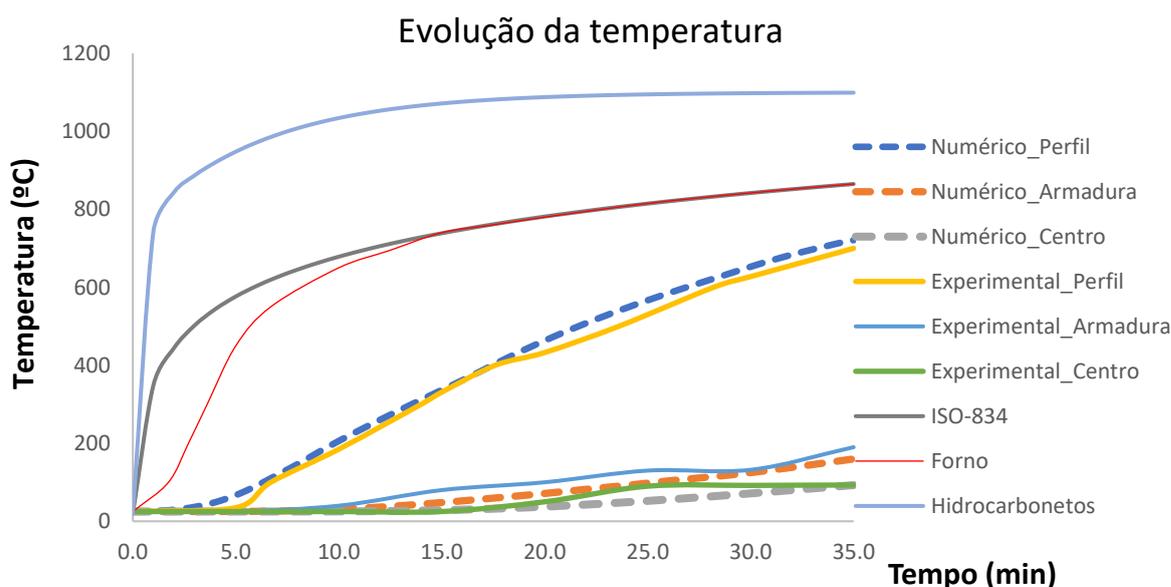


Figura 3-9: Evolução das temperaturas – comparativo entre o modelo experimental e numérico

Comparando os resultados obtidos na análise numérica com os relatados pelos pesquisadores em seu experimento é então possível discutir e validar o modelo numérico desenvolvido, com vista à sua utilização no estudo termomecânico do comportamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com concreto. A tabela 3-6 resume os valores de temperatura do modelo experimental e numérico bem como a diferença percentual entre eles. Pode-se observar que as diferenças obtidas foram inferiores a 10% em todos os pontos e tempos analisados.

Tabela 3-6: Comparativo das distribuições de temperatura entre os modelos experimental e numérico

	$t_{P\text{ máx.}}$	$T_{S2\text{ P máx.}}$	$t_{cr.}$	$T_{S1a\text{ cr.}}$	$T_{S2\text{ cr.}}$	$T_{I\text{ cr.}}$	$T_{M\text{ cr.}}$
	(min)	(° C)	(min)	(° C)	(° C)	(° C)	(° C)
Coluna experimental	29,1	568	33,4	264	619	676,6	648
Numérico	26,2	579	32,1	245	664	694,4	679
Diferença-numérico/experimental	-10%	+5,1%	-3,9%	-7,2%	7,3%	+2,6%	+4,6%

Legenda: ^a $t_{P\text{ máx.}}$ Tempo em que a força máxima na coluna restrita foi atingida; ^b $T_{S2\text{ P máx.}}$ Temperatura no perfil metálico no momento da força máxima; ^c $t_{cr.}$ Tempo crítico; ^d $T_{S1a\text{ cr.}}$, ^e $T_{S2\text{ cr.}}$ e ^f $T_{I\text{ cr.}}$ Temperatura nas seções ^d T_{S1a} , ^e T_{S2} e ^f T_I no momento do tempo crítico. ^g $T_{M\text{ cr.}}$ Temperatura média no perfil metálico no momento do tempo crítico.

Os valores dos parâmetros adotados nesta validação foram utilizados nas análises de transferência de calor não linear para cada uma das colunas do estudo numérico. As curvas de incêndio padrão ISO - 834 (1980) e de hidrocarbonetos foram aplicadas à superfície exposta das colunas como uma carga térmica, através dos mecanismos de condução, convecção e transferência de calor por radiação e aplicados a todo o comprimento das colunas.

Após a transferência de calor e antes da análise não linear de tensão realizou-se a análise “buckle” onde foram avaliados os modos de deformação das colunas e é o meio no qual se inserirão os valores multiplicadores relativos às imperfeições geométricas iniciais. Adotou-se sempre nas análises numéricas o modo de flambagem global. O fator de amplificação adotado para as simulações numéricas realizadas foi de $L/1000$ seguindo a recomendação dos autores (McCann et.al, 2015), (Dai et al. 2014) e (Espinosa et al, 2015) entre outros. Os estudos experimentais consultados, bem como o experimento adotado como parâmetro para esta pesquisa não informavam o valor inicial das imperfeições.

A restrição axial produzida pelo pórtico no ensaio foi materializada no modelo numérico pela colocação de uma mola calibrada na direção do comprimento da coluna. A mola era acionada imediatamente após o término do carregamento mecânico e em conjunto com o aquecimento. Desta forma a mola produzia resultados válidos no período compreendido entre o início do aquecimento, alongamento da coluna e contração até o retorno da carga inicialmente aplicada, período do tempo crítico ($t_{cr.}$).

A figura 3.10 retirada do modelo ilustra a colocação da mola calibrada para simular a restrição axial imposta pelo pórtico de ensaios.

.

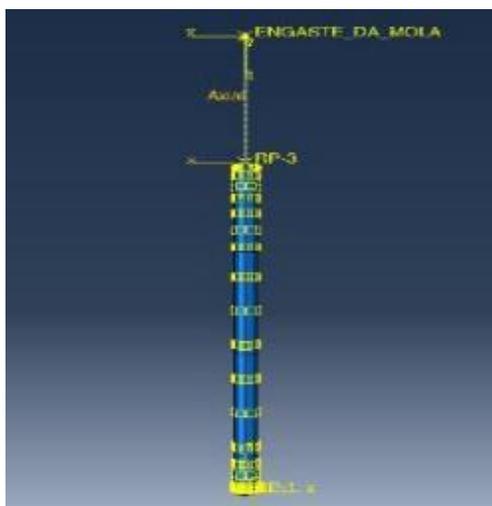


Figura 3-10 : Detalhe da mola de restrição

Uma avaliação do modelo adotado como parâmetro experimental nesta pesquisa, em face das rotações observadas nos apoios sugere que havia uma imperfeição inicial equivalente de $L/250$. Apesar deste ser um índice importante no dimensionamento foi possível verificar que dentro do tempo de resistência ao fogo, adotado nesta pesquisa e no experimento avaliado, tempo compreendido entre o início do aquecimento, expansão da coluna e retorno da carga ao valor inicialmente imposto, as diferenças são pequenas tendo demonstrado maior relevância nas deformações laterais. A tabela 3-7 explicita estas diferenças.

Na figura 3-10 (a) é possível visualizar que a relação P/P_0 , carga máxima por carga inicial imposta, ao longo do tempo de experimento apresentam pequenas diferenças com a adoção de imperfeição inicial de $l/250$ ou $l/1000$. A diferença entre os tempos críticos foi menor que 1%. Também na figura 3-10 (b) apresenta-se a evolução da relação P/P_0 com a temperatura.

Tabela 3-7: Comparativo da aplicação da excentricidade inicial

	P_0 (kN)	$P_{máx.}$ (kN)	$P_{rest.máx.}$ (%)	$t_{crítico}$ (min)	T_{RC} (°C)	$\delta_{máx. x}$ (mm)	$\delta_{máx. z}$ (mm)
L/1000	857	1.226	43%	32,1	679	2,35	12,3
L/250	857	1.226	43%	31,8	675	17,9	11,7

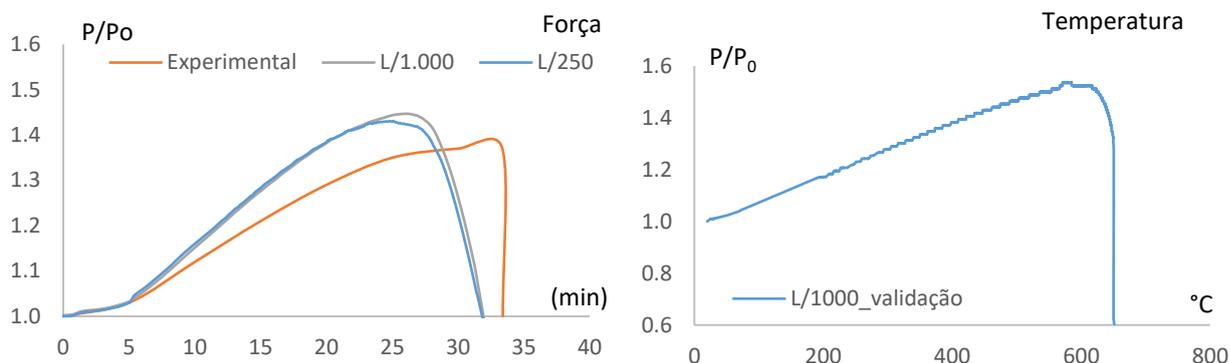


Figura 3-11: Comparativo de excentricidade inicial

A análise não-linear de tensão é posteriormente realizada representando as curvas de temperatura-tempo nodais previamente calculadas no modelo térmico e os arquivos *buckle* gerados. As malhas dos elementos finitos e a numeração dos nós foram exatamente as mesmas utilizadas no modelo de análise térmica. Na primeira etapa, a carga é aplicada no topo da coluna por meio de uma placa rígida, em temperatura ambiente. Essa carga é mantida durante a segunda etapa, a etapa de fogo, onde a evolução da temperatura com o tempo é importada para o modelo.

A interação mecânica entre o tubo de aço e o núcleo de concreto foi modelada do seguinte modo. Na direção normal, foi utilizada uma formulação de contato de “*hard contact*”, que permite qualquer valor de pressão quando as superfícies estão em contato e não transmite pressão quando as superfícies estão separadas. A interação na direção tangente, é utilizado o modelo de atrito de Coulomb, com um coeficiente de atrito de 0,25 seguindo orientações de (Espinosa et al. 2014). A mesma interação mecânica aço-concreto foi empregada para modelar o contato entre as extremidades do núcleo de concreto e as placas rígidas modeladas como apoios.

O perfil metálico foi ligado a estas placas de extremidade e carregamento por meio da restrição do tipo “*tie*”. A definição de um contato entre duas superfícies exige atribuição de uma superfície “*master*” e de uma superfície “*slave*”. A superfície *master*, segundo Bathe (2014) deve ser aquela que possui uma maior rigidez e/ou aquela que tem a malha menos refinada. De acordo com estas diretrizes, foi definida a superfície do concreto como *master* e a superfície do aço como *slave*. O contato foi definido utilizando o comando *surface-to-surface*, que formula o contato através da ponderação média dos pontos junto aos nós dos elementos, tornando assim a convergência mais eficaz.

Critério de paragem do experimento.

O critério adotado nesta pesquisa, bem como nas colunas experimentais utilizadas para validar o modelo usado nestas análises numéricas, foi o de retorno ao valor inicial de carga imposto à coluna após esta ser submetida a solicitação por fogo. Neste intervalo de tempo os materiais das colunas se dilatam pela exposição ao calor até um valor máximo e iniciam a contração devida a degradação das propriedades mecânicas, retornando assim ao valor de carregamento inicial imposto.

3.3.3 Validação do modelo

No processo de validação segundo (Pires, e Rodrigues, 2013) e (Hong, e Varma, 2009) a calibração do modelo experimental com o modelo numérico se dá por meio verificação dos tempos críticos, das forças restritivas máximas e da deformação axial máxima.

As forças de restrição axial geradas em colunas tubulares mistas de aço e concreto, sujeitas à ação de elevadas temperaturas, são apresentadas em função do tempo de ensaio a que o elemento se encontra submetido. Os resultados aqui apresentados encontram-se na forma adimensional. Estas forças de restrição axial relativas são obtidas dividindo o valor absoluto da carga aplicada em cada instante pelo valor do carregamento inicial imposto ao elemento (P/P_0).

As forças de restrição axial geradas nos elementos em estudo aumentam durante os primeiros minutos de ensaio, até atingirem um valor máximo. Após, ocorre a degradação mecânica dos materiais constituintes da coluna, o aço e posteriormente o concreto. As forças de restrição então iniciam uma fase descendente, até atingirem novamente o valor da carga inicial aplicada. Este tempo representa o tempo crítico para cada um dos elementos em estudo conforme explicitado anteriormente.

Foi observada uma ligeira diferença entre as forças de restrição máximas, $P_{máx.}$, entre o modelo experimental e numérico, cerca de 3,8%. O alongamento máximo, $\delta_{máx. z}$, obtido no modelo numérico foi de 11,1mm contra 12,5mm do modelo experimental, uma diferença de 1,4mm. O tempo crítico obtido pelos pesquisadores nos testes físicos foi de 33,4min, já o tempo crítico obtido por meio do modelo numérico foi de 32,1min. Uma diferença de 1,3minutos.

Assim, estando as forças de restrição máximas, os tempos críticos e os alongamentos axiais máximos com diferenças pequenas entre o modelo experimental e numérico pode-se considerar o modelo validado. (Pires e Rodrigues, 2013) e (Hong e Varma, 2009) consideraram em seus trabalhos diferenças de até cinco minutos no tempo crítico, 10 % nas forças de restrição e 5mm no alongamento axial máximo. A tabela 3-8 resume os dados obtidos nos testes físicos e no modelo numérico.

Tabela 3-8:Resumo da validação do modelo numérico

	P₀ (kN)	P_{máx.} (kN)	P_{rest._máx.} (%)	t_{crítico} (min)	T_{p máx.} (min)	T_c (°C)	δ_{máx. x} (mm)	δ_{máx. z} (mm)
Experimental	857	1.180	37,7	33,4	29,1	648,0	17,5	12,5
Numérico	857	1.226	43.1	32,1	26,2	679,0	20,4	11,1

A Figura 3-11 a,b, c ilustra e compara deflexão lateral a meio vão entre o topo e base da coluna. A Figura 3-11(a) foi retirada da pesquisa realizada por (Ramos et.al, 2016) e reproduz a coluna adotada nesta dissertação como parâmetro para a validação do modelo numérico. A Figura 3-11 (b) retirada do modelo numérico no momento de tempo crítico e Figura 3-11 (c) foi contruída com os dados de deflexão lateral $\delta_{máx. x}$ do teste físico e do modelo numérico.

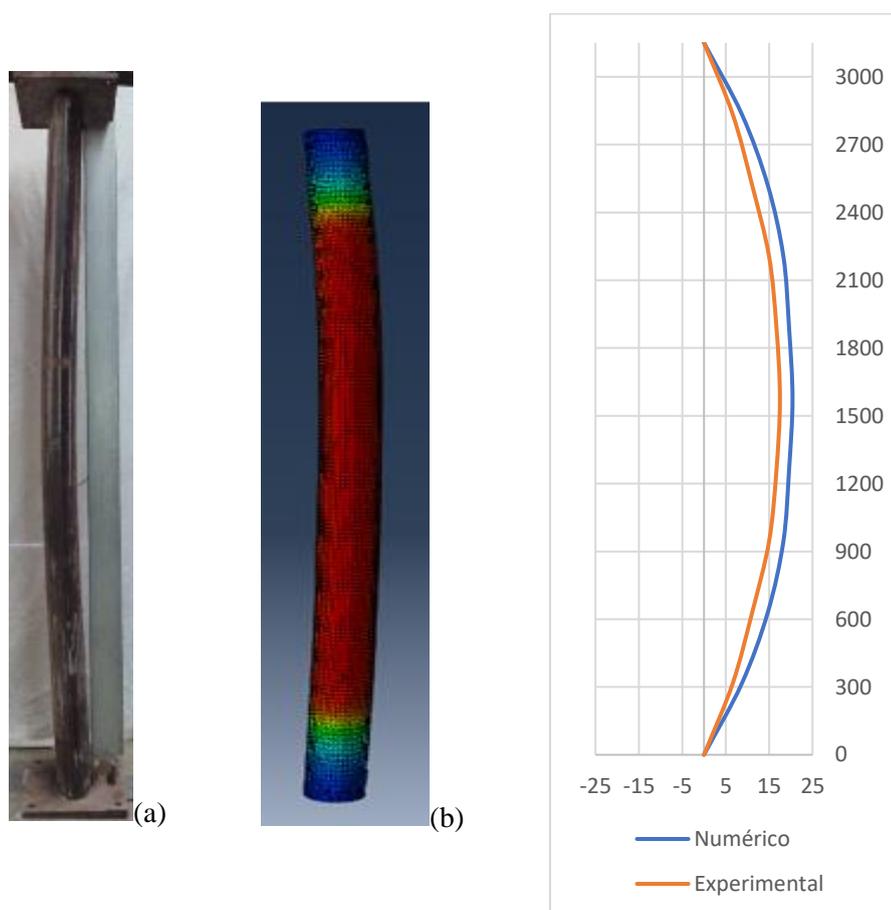


Figura 3-12: Deflexão lateral a meio vão entre o topo e base da coluna

3.4 Considerações finais

O processo de calibração de um modelo numérico mostrou-se complexo em face da grande quantidade de variáveis envolvidas. Variáveis térmicas e mecânicas de dois materiais de comportamento bem distintos, aço e concreto. Assim foram necessárias várias simulações trabalhando inicialmente a obtenção da uniformização na distribuição de temperaturas ao longo da coluna, ponto de partida para o início da validação mecânica. Na parte mecânica as simulações foram executadas acrescentando-se paulatinamente materiais e suas variáveis ao modelo. Inicialmente apenas a parte elástica de um material depois a parte elástica dos dois materiais, na sequência o mesmo procedimento para a parte plástica. Ao final, conforme demonstrado, foi obtida uma boa relação entre os resultados do teste físico de referência com o modelo numérico desenvolvido.

4 ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 Introdução

Neste capítulo foram descritos os resultados de uma ampla avaliação numérica onde características importantes do dimensionamento deste tipo de elemento estrutural foram incluídas: esbeltez, nível de carregamento, excentricidade da aplicação da carga, % de armadura de reforço do concreto do núcleo e nível de restrição da estrutura circundante. Todas as características avaliadas são descritas sob a sollicitação em duas curvas de fogos: padrão ISO-834 (1980) e hidrocarbonetos. A montagem dos modelos foi executada tendo como referência o modelo previamente validado e descrito no capítulo anterior.

Em uma segunda etapa deste capítulo foi realizado um estudo comparativo entre os resultados obtidos destas análises numéricas com duas metodologias analíticas, descrita na literatura, para prever o tempo de resistência ao fogo dos elementos estruturais.

4.2 Análise numérica da esbeltez

A análise numérica da esbeltez da coluna foi executada verificando três parâmetros isoladamente: As dimensões da seção transversal, adotando-se três tamanhos de seção transversal representativos. A esbeltez da seção transversal, $D_e/t\epsilon^2$, utilizando três espessura do perfil metálico distintas e a esbeltez não dimensional, $\bar{\lambda}$, fazendo variar o comprimento da coluna e três tamanhos distintos.

4.2.1 Análise da influência das dimensões da seção transversal da coluna

Foram simulados três tamanhos de seção transversal distintos 250 x 125, 320 x 160, e 400 x 200mm. As colunas tinham espessura do perfil metálico de 12,5mm e comprimento de 3.150mm, apoiadas em rótulas em ambas as extremidades, sem restrição axial e com imperfeições geométricas iniciais de $L/1000$. O carregamento mecânico aplicado foi de 30% da capacidade de carga das colunas à temperatura ambiente obtidas da aplicação das rotinas previstas para o tipo estrutural na NP EN 1994-1-1 (2011)

A análise dos três tamanhos de seção transversal selecionados revelou três esbeltezes não dimensionais, $\bar{\lambda}$, distintas, três fatores de massividade A_m/V e três esbeltezes da seção transversal do perfil metálico. Os parâmetros de esbeltez não dimensionais, $\bar{\lambda}$, e fator de massividade A_m/V produziram resultados decrescentes com o aumento das dimensões da seção

transversal. Já a esbeltez da seção transversal do perfil metálico foi crescente com o aumento das dimensões da seção transversal.

O trabalho de (Espinosa et al. 2011) descritos no capítulo do estado da arte, relata que o aumento da esbeltez não dimensional, $\bar{\lambda}$, bem como o aumento da esbeltez da seção transversal do perfil, $D_e/t\epsilon^2$, conduz a menores tempos de resistência ao fogo. Neste trabalho os autores fizeram variar a espessura do perfil metálico mantendo fixas a seção transversal. Na presente avaliação numérica a espessura do perfil metálico empregado foi mantida fixa em 12,5mm e fez-se variar as dimensões globais da seção transversal. As tabelas 4-1 e 4-2 resumem as principais características das colunas experimentadas e os resultados obtidos após as simulações.

Resultados experimentais e numéricos com estas características são bastante raros tendo sido encontrado apenas alguns resultados para colunas de seção transversal circular nos trabalhos de (Pires et al. 2012). Neste trabalho o autor obteve experimentalmente para duas seções circulares distintas, diâmetros de 168,3 e 219,1mm, com mesma espessura de perfil, e com concreto sem reforço tempos de resistência ao fogo aproximadamente iguais.

Ao examinar o nível de tensão a que estavam submetidos os perfis metálicos logo após o seu carregamento mecânico, imediatamente antes do início do aquecimento, observou-se que o nível de tensão no perfil metálico da menor seção transversal, 250 x 125, é cerca de 35% menor que o nível de tensão da maior, 400 x 200. Assim o perfil submetido a maior nível de tensão, durante o aquecimento, degradou-se mais rapidamente que o perfil de menor nível de tensão, seção transversal. A figura 4-1 mostra a trajetória das tensões de Von Mises para os diferentes tamanhos de seção e sob a sollicitação por fogos de hidrocarbonetos.

A maior relação de superfície aquecida por volume, A_m/v , obtida na coluna com menor seção transversal, 250 x 125mm, como se esperava, produziu a maior temperatura no momento do tempo crítico. Em consequência foi nesta seção transversal que se observou a maior deformação axial. A Figura 4-2 ilustra a trajetória da deformação axial das três seções transversais submetidas a curva de incêndio padrão ISO- 834 (1980) e de hidrocarbonetos.

Comparativamente as sollicitações por curva de incêndio padrão ISO - 834 (1980) e de hidrocarbonetos, produziram resultados semelhantes, na mesma direção, entretanto, num tempo menor, cerca de um terço do tempo crítico.

Tabela 4-1: Comparativo dos tamanhos das seções transversais para curva de incêndio ISO-834 (1980)

Seção Transversal (mm)	P ₀ (kN)	P _{máx.} (kN)	t _{crítico} (min)	^a T _{RC} (°C)	^b δ _{máx. z} (mm)	^c λ̄	^d D _e /te ²	^e A _m /v	^f σ* (MPa)
250 x 125	554	556,0	25,2	659	17,1	1,03	49	0,86	64,7
320 x 160	930	995,5	24,1	619	14,7	0,80	65	0,81	79,9
400 x 200	1.363	1.367,2	22,8	589	13,8	0,65	83	0,77	87,9

^a Temperatura média do perfil no retorno à carga aplicada; ^b deflexão lateral; ^c alongamento axial máximo;

^d esbeltez normalizada; ^e esbeltez da seção transversal do perfil metálico; ^f Tensão de von Mises no perfil metálico.

Tabela 4-2: Comparativo dos tamanhos das seções transversais curva de incêndio de hidrocarbonetos

Seção Transversal (mm)	P ₀ (Kn)	P _{máx.} (Kn)	t _{crítico} (min)	^a T _{RC} (°C)	^b δ _{máx. z} (mm)	^c λ̄	^d D _e /te ²	^e A _m /v	^f σ* (MPa)
250 x 125	554	557,2	10,8	663	17,1	1,03	49	0,86	64,7
320 x 160	930	939,2	8,5	621	14,8	0,80	65	0,81	79,9
400 x 200	1.363	1.373	8,9	598	13,7	0,65	83	0,77	87,9

^a Temperatura média do perfil no retorno à carga aplicada; ^b deflexão lateral; ^c alongamento axial máximo;

^d esbeltez normalizada; ^e esbeltez da seção transversal do perfil metálico; ^f Tensão de von Mises no perfil metálico.

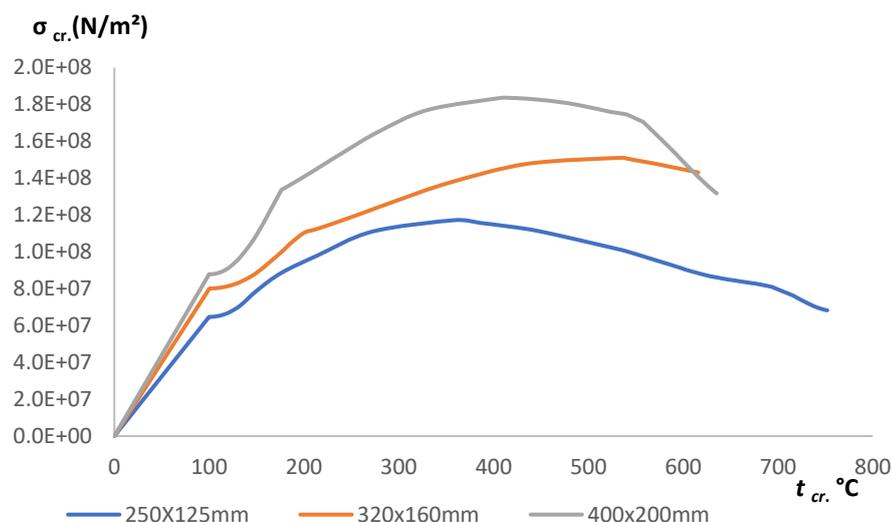


Figura 4-1: Evolução das tensões nos perfis

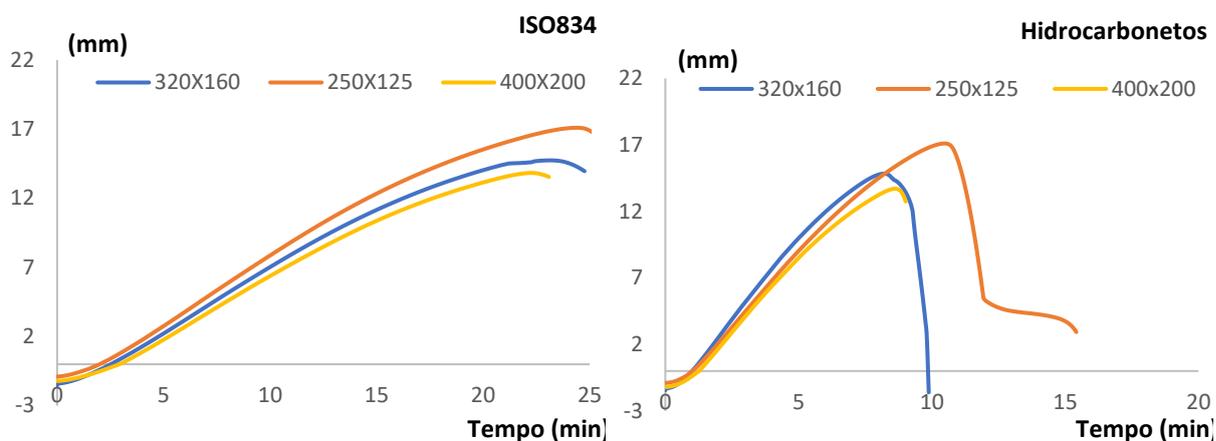


Figura 4-2: Deformação axial das seções transversais por solicitação por curva de fogo ISO-834 e hidrocarbonetos

4.2.2 Análise da esbeltez da coluna devido a espessura de perfil metálico

Para análise do comportamento ao fogo das colunas segundo esbeltez da seção transversal foram experimentadas três colunas de seção transversal de 320 x 160 e comprimento de 3.150mm; fazendo variar a espessura de perfil metálico empregado: 10, 12,5 e 14,2mm. As colunas eram apoiadas em rótulas em ambas as extremidades e foi adotado uma imperfeição geométrica inicial de $L/1000$. A capacidade de carga das colunas foi aferida conforme prescrições do NP EN 1994-1-1 (2011) e foi adotado um nível de 30% deste carregamento para todas as colunas.

As esbeltezes não dimensionais, $\bar{\lambda}$, e os fatores de massividade A_m/V por conseguinte eram muito parecidos. Já a esbeltez da seção transversal do perfil metálico, D_e/t_e^2 foi decrescente com o aumento da espessura do perfil. Das simulações observa-se que os tempos de resistência ao fogo, tempos críticos, foram maiores para perfis metálicos mais encorpados, perfis com menor esbeltez da seção transversal. Esta constatação também foi obtida por (Espinos et al., 2011) em trabalho numérico descrito no capítulo do estado da arte desta dissertação. As temperaturas no momento do tempo crítico, também foram maiores à medida que se adotava um perfil mais espesso.

As deformações, lateral medida à meia altura da coluna e axial por consequência também foram maiores nos perfis de maior espessura.

As temperaturas atingidas no tempo crítico sob a solicitação ao fogo por hidrocarbonetos e ISO - 834 (1980) foram bastante semelhantes visto que a relação da superfície de aquecimento e a massa por unidade de comprimento, relação A_m/V , 0,81, é a mesma para as três colunas

experimentadas. As tabelas 4-3 e 4-4 a seguir resumem as principais características das colunas e os resultados alcançados. As figuras 4-3 e 4-4 ilustram evolução do tempo crítico com a esbeltez transversal e as deformações axiais e laterais na sollicitação por ambas as curvas de incêndio.

Tabela 4-3: Comparativo das espessuras de parede dos perfis para curva de incêndio ISO - 834 (1980)

Espessura da parede (mm)	P ₀ (kN)	P máx. (kN)	P rest._máx. (%)	t crítico (min)	^a T _{RC} (°C)	^b δ máx. x (mm)	^c δ máx. z (mm)	^d λ̄	^e D _e /tε ²	^f δ
10,0	792,0	795,1	0,5	25,3	612	2,4	7,2	0,81	83	0.77
12,5	930,0	995,5	7,0	24,1	619	7,3	14,7	0,80	65	0.81
14,2	1.021,0	1.024,7	0,4	31,9	636	22,3	15,3	0,80	56	0.84

^a Temperatura média do perfil no retorno à carga aplicada; ^b deflexão lateral; ^c alongamento axial máximo;

^d esbeltez normalizada; ^e esbeltez da seção transversal do perfil metálico; ^f contribuição do aço.

Tabela 4-4: Comparativo das espessuras de parede dos perfis para curva de incêndio de hidrocarbonetos

Espessura da parede (mm)	P ₀ (kN)	P máx. (kN)	P rest._máx. (%)	t crítico (min)	^a T _{RC} (°C)	^b δ máx. x (mm)	^c δ máx. z (mm)	^d λ̄	^e D _e /tε ²	^f δ
10,0	792,0	804,2	1,6	6,7	600,0	0,4	14,6	0,81	83	0.77
12,5	930,0	939,2	1,0	8,5	621,0	8,5	14,8	0,80	65	0.81
14,2	1.021,0	1.030,9	1,0	10,6	626,0	3,8	15,3	0,80	56	0.84

^a Temperatura média do perfil no retorno à carga aplicada; ^b deflexão lateral; ^c alongamento axial máximo;

^d esbeltez normalizada; ^e esbeltez da seção transversal do perfil metálico; ^f contribuição do aço.

Figura 4-3 : Evolução do tempo crítico com a esbeltez da seção transversal

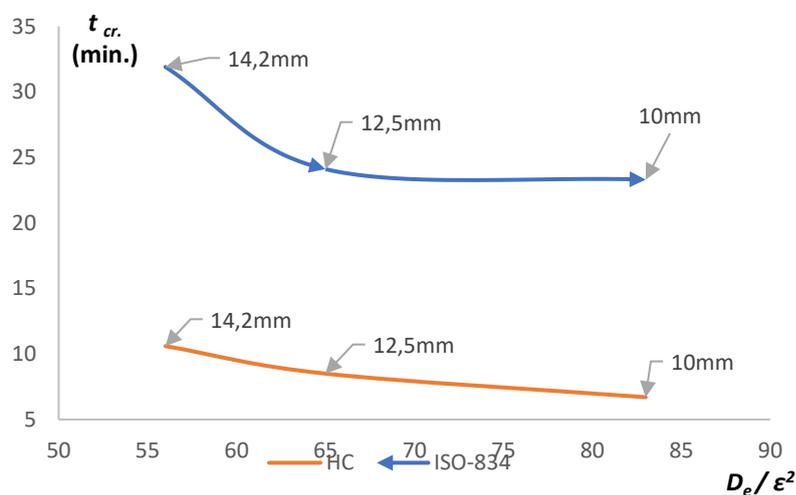


Figura 4-3 : Evolução do tempo crítico com a esbeltez da seção transversal

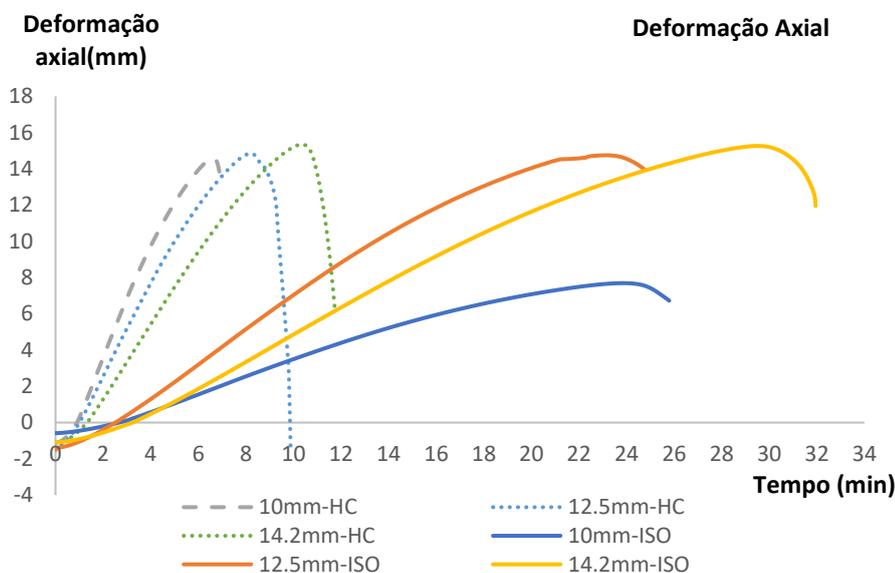


Figura 4-4 : Evolução do tempo crítico com a deformação axial

4.2.3 Análise da influência da esbeltez devido ao comprimento da coluna

Para avaliar o efeito da esbeltez da coluna na resistência ao fogo de colunas mistas ocas de seção transversal elíptica preenchidas com concreto, um conjunto de colunas com dimensões transversais fixas foi escolhido: 320 x 160 x 12,5. ($A \times B \times t$) foram selecionados. A influência da esbeltez relativa foi investigada através de três comprimentos de coluna: 3,15, 4,15 e 5,15m, o que resultou numa variação da esbeltez não dimensional $\bar{\lambda}$ de 0,80 até 1,31. Uma imperfeição inicial de $L / 1000$ foi adotada para todas as amostras e um nível de carga de 30% da capacidade de carga à temperatura ambiente das colunas foi imposto.

Sabe-se que a esbeltez desempenha um papel importante na resistência à encurvadura de uma coluna sujeita a compressão axial (Chan 2007), (Dai et al. 2014) e (Espinós et al. 2014).

Constatou-se que aumentando o comprimento da coluna o tempo de resistência ao fogo diminuí, como esperado. Em consequência a temperatura crítica, no tempo crítico, também era menor. A diferença entre o tempo crítico observado para a coluna com 3,15m e a coluna com 5,15m foi de cerca de 7,5% para solicitação por curva de incêndio padrão ISO-834 (1980) e de 9,5% para curva de incêndios de hidrocarbonetos.

As deformações longitudinais máximas e transversais no tempo crítico foram maiores na medida em que se aumentava a esbeltez da coluna. Há de se observar também que o carregamento imposto as colunas, obtidos por aplicação da rotina prescrita na NP EN 1994-1-

1 (2011) foi menor à medida que se aumentava o comprimento longitudinal. Assim o carregamento imposto à coluna com 5,15m foi cerca de 58% apenas do carregamento imposto à coluna de 3,15m. A diferença entre os tempos críticos da coluna com 5,15m e 3,15m resultou em apenas 7,5%.

A tendência de diminuição do tempo de resistência ao fogo com o aumento da esbeltez não dimensional foi relatada por diversos pesquisadores dentre eles (Espinos et al. 2014).

As tabelas 4-5 e 4-6 resumem as principais características das colunas experimentadas e os resultados alcançados. A figura 4-5 ilustra a relação da esbeltez não dimensional com o tempo de resistência ao fogo para os dois fogos solicitantes.

Tabela 4-5: Comparativo dos comprimentos das colunas sob curva de incêndio ISO- 834 (1980)

Comprimento da coluna (m)	P ₀ (kN)	P _{máx.} (kN)	P _{rest_máx} (%)	t crítico (min)	T _{RC} (°C)	δ máx. x (mm)	δ máx. z (mm)	$\bar{\lambda}$
3,15	930	995,5	7,0	24,1	619	1,5	14,7	0,80
4,15	733	737,2	0,6	23,0	609	9,7	22,3	1,06
5,15	544	546,7	0,5	22,3	598	13,9	31,7	1,31

Tabela 4-6: Comparativo dos comprimentos das colunas sob curva de incêndio de hidrocarbonetos

Comprimento da coluna (m)	P ₀ (kN)	P _{máx.} (kN)	P _{rest_máx} (%)	t crítico (min)	T _{RC} (°C)	δ máx. x (mm)	δ máx. z (mm)	$\bar{\lambda}$
3,15	930	939,2	1,0	8,5	621	3,5	10,4	0,80
4,15	733	737,2	0,6	8,0	593	3,6	22,2	1,06
5,15	544	549,1	0,9	7,7	551	5,8	31,5	1,31

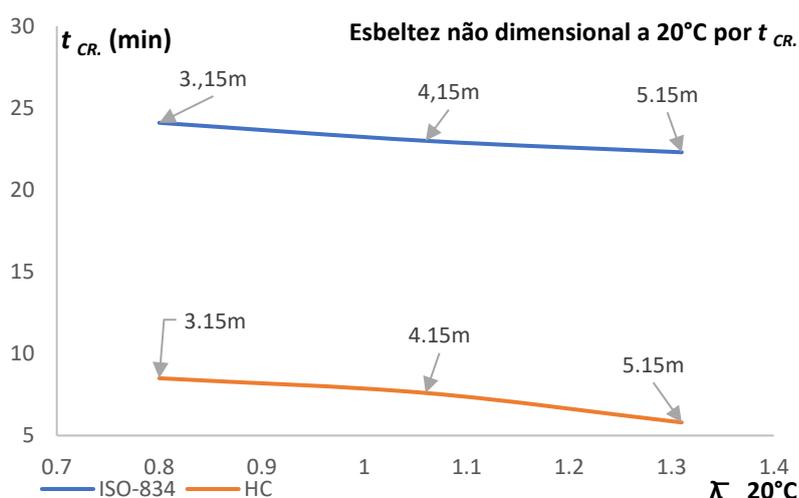


Figura 4-5 : Evolução dos tempos críticos com a esbeltez não dimensional

4.3 Análise da influência dos níveis de carregamento nas colunas

Para verificar os efeitos dos níveis de carregamento no desempenho das colunas frente a solicitação por fogo foram executadas simulações em três níveis de carregamento: 30, 50 e 70%. A coluna era de seção transversal de 320 x 160mm com espessura do perfil de 12,5mm e comprimento de 3.150mm. A carga de projeto foi obtida por meio da aplicação da rotina inserida na Cláusula 6.7.3.5 da NP EN 1994-1-1 (2011) e considerando o perfil formado a quente, com imperfeições geométricas iniciais de $L/1000$. As colunas tinham as condições de apoio em rótulas em ambas as extremidades.

Os resultados alcançados vão na direção clara da diminuição do tempo de resistência ao fogo com o aumento da carga aplicada para ambas as solicitações de fogo, ISO- 834 (1980) e hidrocarbonetos. Esta diminuição de tempo de resistência ao fogo é acompanhada por uma visível redução na temperatura, no tempo crítico e por um menor alongamento longitudinal do perfil metálico. A figura 4-6 (a) ilustra o decréscimo de tempo crítico com o aumento do percentual de carga aplicada para ambas as curvas de fogo: ISO- 834 (1980) e hidrocarbonetos. Na figura 4-6 (b) estão plotadas as deformações axiais também sob a solicitação pelas duas curvas de fogo. As figuras 4-6 (c) e (d) ilustram a evolução da relação P/P_0 com a temperatura.

A constatação do menor tempo de resistência ao fogo em face do maior nível de carregamento foi observada também por muitos autores dentre eles (Dai et al. 2014) e (Scullion e Nadjai, 2011b). As tabelas 4-7 e 4-8 na sequência resumem as características das colunas experimentadas e os resultados obtidos.

Tabela 4-7: Comparativo dos percentuais de carga para colunas para curva de incêndio ISO- 834 (1980)

% da Carga de Projeto	P_0 (kN)	$P_{máx.}$ (kN)	$P_{rest_máx}$ (%)	$t_{crítico}$ (min)	T_c (°C)	$\delta_{máx. x}$ (mm)	$\delta_{máx. z}$ (mm)
30	930,0	995,5	7,0	24,1	619	7,3	14,5
50	1.551,0	1.571,2	1,3	18,9	529	6,2	10,4
70	2.171,0	2.243,4	3,3	14,8	436	4,6	5,6

Tabela 4-8: Comparativo dos percentuais de carga para colunas sob curva de incêndio de hidrocarbonetos

% da Carga de Projeto	P_0 (kN)	$P_{máx.}$ (kN)	$P_{rest_máx}$ (%)	$t_{crítico}$ (min)	T_c (°C)	$\delta_{máx. x}$ (mm)	$\delta_{máx. z}$ (mm)
30	930,0	939,2	1,0	8,5	621	3,5	14,8
50	1.551,0	1.713,7	10,5	7,3	538	5,1	10,7
70	2.171,0	2.236,3	3,0	5,5	439	3,8	2,9

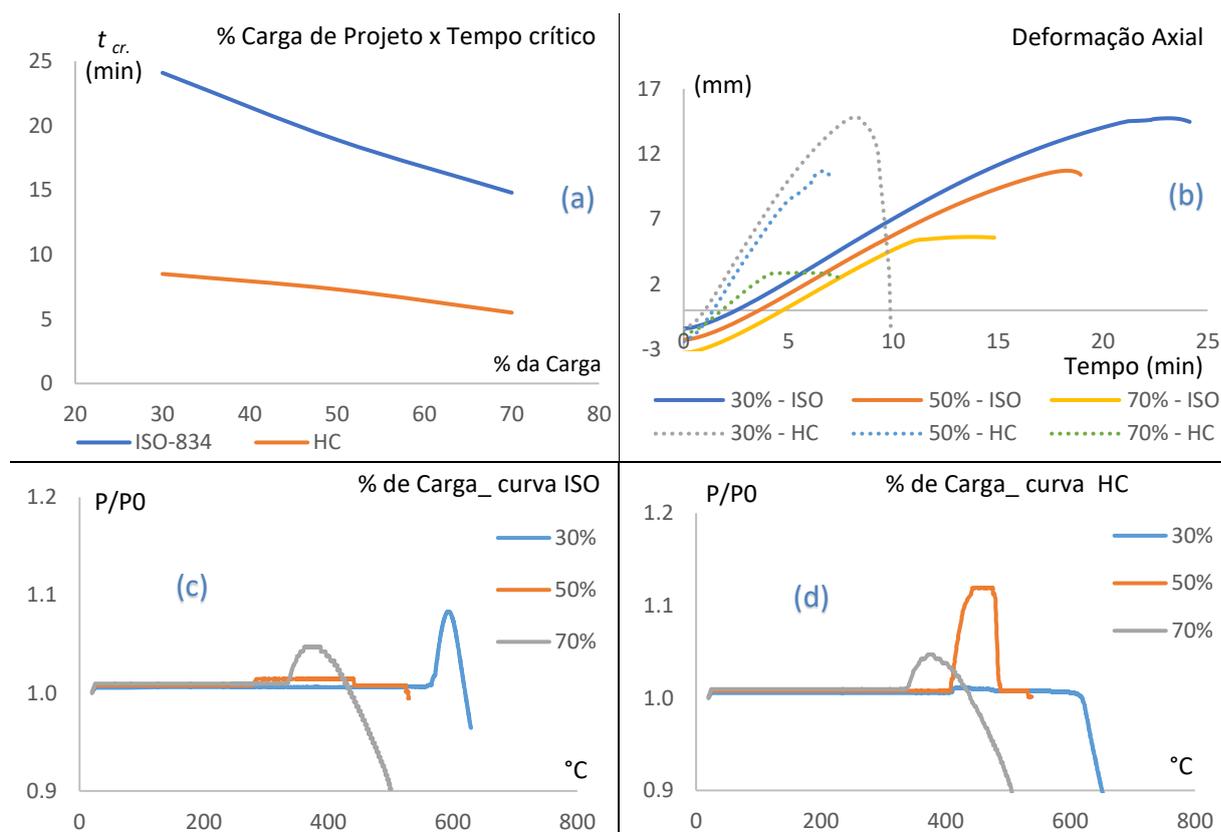


Figura 4-6 : (a) Comparativo % de carga por tempo crítico fogo ISO-834 e HC; (b) Deformação axial por % de carga curva de incêndio ISO- 834 (1980).(c) Evolução da temperatura com níveis de carga – curva ISO-834 e (d) Evolução da temperatura curva de hidrocarbonetos

4.4 Análise da influência dos níveis de restrição na coluna

As colunas selecionadas para análise de níveis de restrição eram de seção transversal de 320 x 160mm, espessura do perfil de 12,5mm, comprimento de 3.150mm e apoios rotulados em ambas as extremidades. Todas as colunas experimentadas estavam submetidas a um nível de carregamento de 30% de sua capacidade de carga à temperatura ambiente. Uma imperfeição geométrica inicial equivalente a $L/1000$ foi imposta às colunas. Foram experimentados quatro níveis de restrição a saber: S/R sem restrição, 30, 120 e 500 kN/mm para curvas de incêndio padrão ISO - 834 (1980) e de hidrocarbonetos.

A imposição de restrição axial aos modelos foi materializada com a colocação de uma mola, calibrada nas restrições axiais a experimentar e que iniciava sua atuação imediatamente após o carregamento completo da peça e concomitante ao princípio de aquecimento dos modelos. A mola era, portanto, funcional no período compreendido entre o início do aquecimento até a carga máxima e desta para a carga inicial aplicada, ou seja, no período do tempo crítico (t_{cr}).

A imposição destas restrições, que a rigor simulam os efeitos da estrutura fria circundante da coluna, a estrutura em condições reais, diminui o tempo crítico. Ao se comparar os tempos obtidos da coluna sem restrições com as restritas ao nível de 30 kN/mm vê-se que houve uma diminuição do tempo crítico da ordem de 20%. A ampliação das forças de restrição de 30 para 120 kN/mm produziu uma leve diminuição do tempo crítico da ordem de 4,5%. Esta tendência foi observada por (Rodrigues e Laim, 2017) em seus experimentos onde constataram que ampliação de um nível de restrição de 30 para 110 kN/mm produziu um decréscimo no tempo crítico de cerca de 5%. A ampliação do nível de restrição de 120 para 500 kN/mm não seguiu a tendência observada entre 30 e 120 kN/mm. Os tempos críticos observados entre 30,120 e 500 kN/mm variaram em menos de 5%.

Na solitação por fogo de hidrocarbonetos a maior diferença nos tempos críticos foi observada entre a coluna sem restrição e a coluna submetida a restrição de 120kN/mm onde se verificou um decréscimo do tempo crítico da ordem de 20%. Os demais tempos críticos variaram também menos de 5%.

A imposição de restrição axial às colunas fez também aumentar o nível de carga por elas suportado. Na medida que se aumentou o nível de restrição as forças experimentadas pelas colunas aumentavam. A figura 4-8 ilustra o desenvolvimento da relação P/P_0 , carga máxima por carga inicial aplicada, com o tempo para ambas as solitações, curva de incêndio ISO- 834 (1980) e de hidrocarbonetos.

As temperaturas observadas no momento do tempo crítico seguiram a mesma variação observada no tempo de resistência ao fogo. Na solitação por fogo ISO- 834 (1980) a maior diferença foi observada na comparação entre a amostra sem restrição e a amostra com restrição de 30 kN/mm, cerca de 13%. Também na solitação por fogo de hidrocarbonetos a maior diferença de temperatura foi observada na comparação entre a amostra sem restrições e com restrição de 120 kN/mm. A Figura 4-9: mostra a evolução da relação P/P_0 com a temperatura para as curvas ISO e hidrocarbonetos

Dos experimentos foi possível observar também que à medida que se aumentava o nível de restrição os tempos para atingir a carga máxima diminuía. Amostra sem restrições demorou 22,5min para atingir a carga máxima e a amostra com restrição de 500kN/mm o fez em um terço do tempo cerca de 8,4mim. Em consequência as temperaturas observadas no momento de força máxima eram menores, 593 °C para a coluna sem restrição e 254 °C para a restrição de 500kN/mm.

Quanto as deformações observadas nas amostras, como esperado, quanto maiores eram as

restrições impostas menores eram as deformações longitudinais observadas ($\delta_{máx. z}$). A deformação axial da coluna com restrição de 120kN/mm foi cerca de 40% menor que a deformação observada na coluna com restrição de 30kN/mm. Os níveis de deformação em função dos níveis de restrição impostos são consistentes com os observados por (Rodrigues and Laim, 2017) em seus experimentos. As tabelas 4-9 e 4-10 resumem os dados coletados nas análises.

Quanto às deformações laterais, à meia altura da coluna. Também em conformidade com o observado por (Rodrigues e Laim, 2017) em seus experimentos, os deslocamentos laterais das colunas a meia altura foram cada vez maiores após os deslocamentos axiais máximos serem atingidos. A Figura 4-7 ilustra esta observação para os três níveis de restrição 30,120 e 500 kN/mm sob a sollicitação por da curva de incêndio padrão ISO- 834 (1980).

Tabela 4-9:Comparativo dos níveis de restrição para colunas curva de incêndio ISO- 834 (1980)

Nível de restrição k_a (kN/mm)	^a $k_{a,c}$ (kN/mm)	$k_a/k_{a,c}$	P_0 (kN)	$P_{máx.}$ (kN)	$P_{rest. máx.}$ (%)	$P_{máx.}/P_0$	$t_{crítico}$ (min)	TRC (°C)	^b $\delta_{máx. x}$ (mm)	^c $\delta_{máx. z}$ (mm)
S/R				995,5	7,0	1,1	24,1	619	7,3	14,7
30	900	0,03	930,0	1.327,5	42,7	1,4	19,4	538	28,8	12,0
120		0,13		1.949,1	109,6	2,1	18,5	520	112,0	7,2
500		0,56		2.567,1	176,0	2,8	19,4	537	97,5	0,7

* ^a Rigidez da coluna; ^b Deflexão lateral no meio do vão; ^c Alongamento axial

Tabela 4-10: Comparativo dos níveis de restrição para colunas sob curva de incêndio de hidrocarbonetos

Nível de restrição k_a (kN/mm)	^a $k_{a,c}$ (kN/mm)	$k_a/k_{a,c}$	P_0 (kN)	$P_{máx.}$ (kN)	$P_{rest. máx.}$ (%)	$P_{máx.}/P_0$	$t_{crítico}$ (min)	TRC (°C)	^b $\delta_{máx. x}$ (mm)	^c $\delta_{máx. z}$ (mm)
S/R				939,2	1,0	1,0	8,5	621	3,5	10,4
30	900	0,03	930,0	1.342,3	44,3	1,4	8,6	626	16,7	12,0
120		0,13		1.979,6	112,9	2,1	6,7	522	109,4	7,2
500		0,56		2.588,9	178,4	2,8	9,0	643	68,0	2,1

* ^a Rigidez da coluna; ^b Deflexão lateral no meio do vão; ^c Alongamento axial

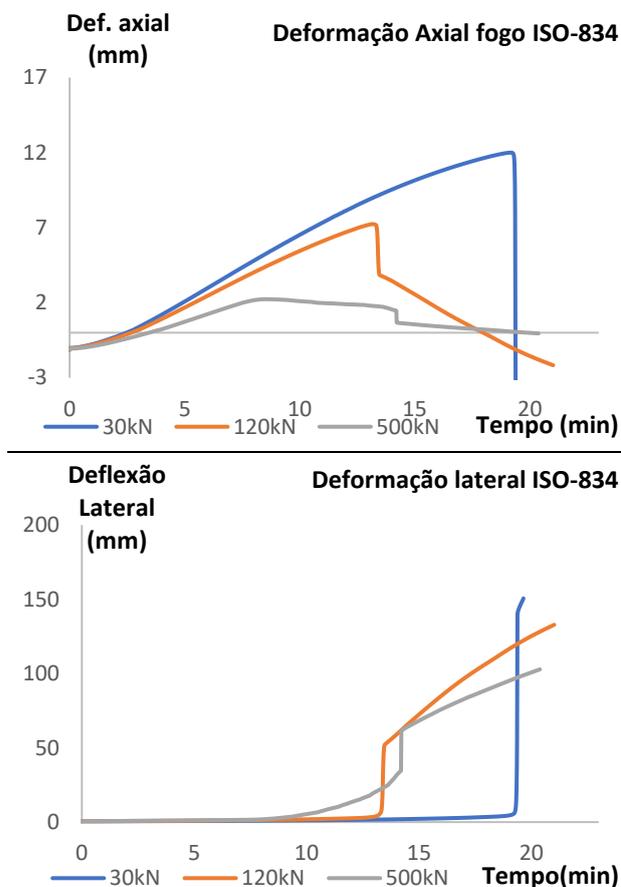


Figura 4-7 : Evolução da deformação axial e lateral

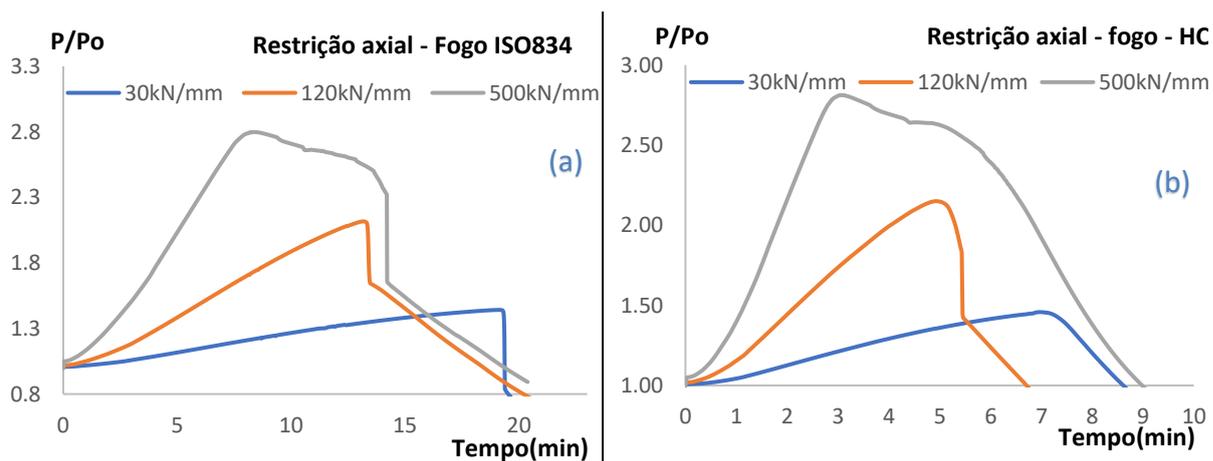


Figura 4-8: (a) Evolução das forças de restrição (P/P_0) fogo ISO; (b) Evolução das forças de restrição (P/P_0) e curva de incêndio de hidrocarbonetos.

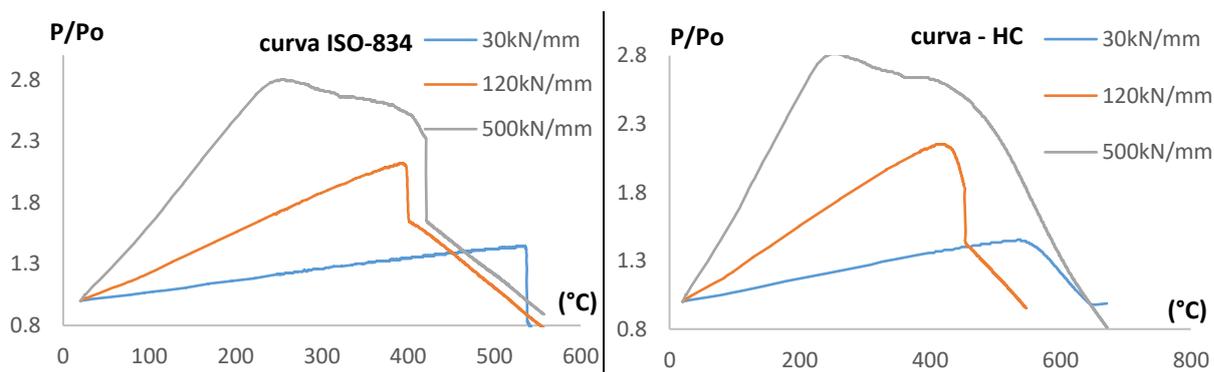


Figura 4-9: Evolução da relação P/P0 com a temperatura curvas ISO e hidrocarbonetos

4.5 Análise da influência dos níveis de excentricidade sobre o eixo de menor inércia da coluna

A coluna de seção transversal 320 x 160 com espessura de perfil de 12,5mm, comprimento de 3.150mm, sem armadura de reforço no núcleo de concreto, e sujeita ao carregamento de 25% da capacidade de carga à temperatura ambiente obtida da aplicação da rotina do item 6.7.3.2 da NP EN 1994-1-1 (2011). Foram experimentadas duas excentricidades sobre o semieixo de menor inércia das seções, 25 e 50% de seu comprimento.

O valor do carregamento aferido foi utilizado para obter a carga equivalente, nas excentricidades de 25 e 50% do comprimento do semieixo de menor inércia. Para tanto foi utilizada a metodologia própria da NP EN 1994-1-1 (2011) descrita no trabalho de Liew et.al (2015) com contabilização excentricidade inicial de $L/1.000$. O diagrama de interação simplificado resultante da aplicação da metodologia está ilustrado na Figura 4-11: As tabelas 4-11 e 4-12 resumem, para as curvas de incêndio padrão ISO- 834 (1980) e de hidrocarbonetos, respectivamente, os valores de carregamento obtidos. Nelas estão descritos os valores de P_0 que são as cargas efetivamente aplicadas nas excentricidades experimentadas.

Tabela 4-11: Resultados da aplicação de carga excêntricas curva de incêndio ISO-834 (1980)

25% N _{b rd} (kN)	% de ^a δ	^b P ₀ (kN)	P _{máx.} (kN)	P _{rest_máx} (%)	t crítico (min)	T _{RC} (°C)	δ máx. x (mm)	δ máx. z (mm)
Padrão	0	930,0	995,5	7,0	24,1	619	7,3	14,5
775	25	466,7	467,6	0,2	26,1	644	8,5	19,6
775	50	322,7	382,9	18,7	27,3	674	10,4	11,2

(a) % de excentricidade relativa ao semieixo de menor inércia; (b) Carregamento aplicado à coluna na excentricidade correspondente.

Foi observado que à medida que a excentricidade aumentou os tempos de resistência ao fogo também aumentaram.

Tabela 4-12: Resultados da aplicação de carga excêntricas curva de incêndio de hidrocarbonetos

25% $N_{b,rd}$ (kN)	% de $a\delta$	P_0 (kN)	$P_{m\acute{a}x.}$ (kN)	$P_{rest,m\acute{a}x}$ (%)	$t_{critico}$ (min)	T_{RC} (°C)	$\delta_{m\acute{a}x.x}$ (mm)	$\delta_{m\acute{a}x.z}$ (mm)
Padrão	0	930	939,2	1,0	8,5	621	3,5	10,4
775	25	466,7	469,6	0,6	8,0	636	6,3	18,8
775	50	322,7	326,3	1,1	10,3	718	22,4	20,8

(a) % de excentricidade relativa ao semieixo de menor inércia;

(b) Carregamento aplicado à coluna na excentricidade correspondente.

Da aplicação de um percentual de 20% da carga determinada pelo método simplificado para carga centrada e associado aos efeitos das excentricidades foram obtidas as forças equivalentes a serem aplicadas às colunas nas excentricidades correspondentes. Assim na excentricidade de 25% do semieixo fraco foi aplicada carga concentrada de 466,7 kN, equivalente a 15% de $N_{b,rd}$ e para a excentricidade de 50% foi aplicada uma carga de 322,7 kN, equivalente a 10,5%. A figura 4-11 ilustra a aplicação da carga excêntrica.

Pode-se inferir que a metodologia para cálculo de carregamento excêntrico descrita na (EN-1994-1-1, 2011) produz resultados seguros uma vez que foi capaz de aferir a carga equivalente que conjugada com os efeitos da excentricidade e quando submetida a sollicitação por curva de incêndio padrão ISO- 834 (1980) ou de hidrocarbonetos produz um tempo crítico similar.

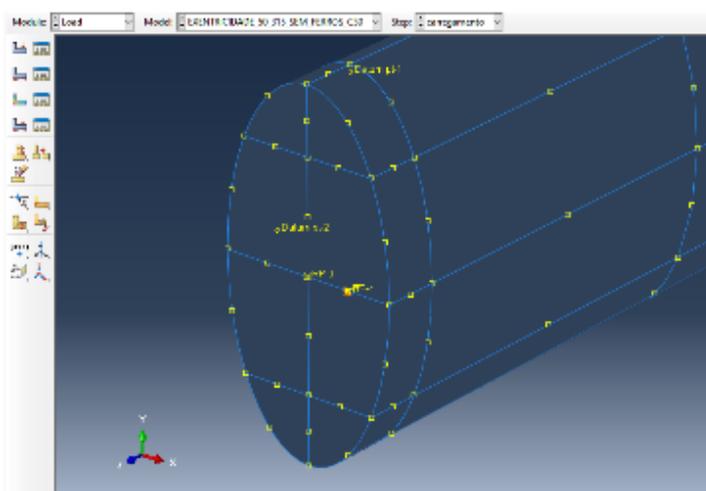


Figura 4-10: Ilustração da aplicação da carga excêntrica nos modelos

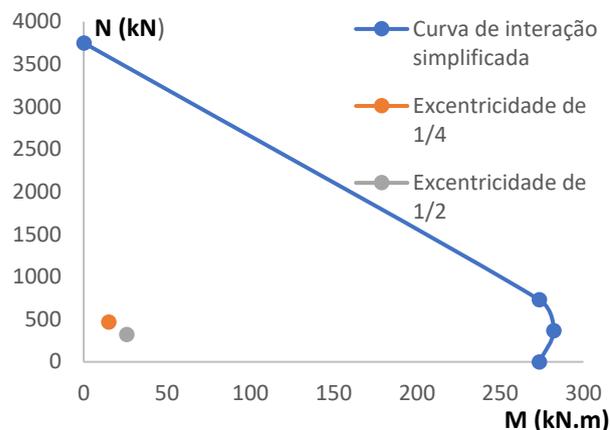


Figura 4-11 : Curva de interação simplificada

Outras quatro simulações foram executadas desta feita com aplicação de 30% de $N_{b,rd}$ aplicados nos pontos de excentricidade de 25 e 50% do comprimento do semieixo de menor inércia. O quadro 4-13 resume os principais resultados obtidos com aplicação da curva de incêndio padrão ISO- 834 (1980) e o quadro 4-14 os resultados da aplicação do fogo de hidrocarbonetos. Foi observado um decréscimo no tempo crítico na medida em que a excentricidade foi aumentada e em consequência as temperaturas finais foram menores. As deflexões laterais, como esperado, aumentaram consideravelmente na passagem da excentricidade zero para a de 25%. As tabelas 4-13 e 4-14 refletem as deflexões máximas, $\delta_{máx. x}$, no momento do retorno da carga. Quanto a solicitação por hidrocarbonetos os tempos críticos obtidos foram da ordem de 1/3 dos tempos obtidos com a curva de incêndio padrão ISO- 834 (1980) com temperaturas e deflexões equivalentes. A figura 4-13 ilustra as deformações axial e lateral das colunas

Tabela 4-13: Resultados da aplicação de carga excêntricas - curva de incêndio ISO- 834 (1980) e 30% da carga de projeto

% de Excentricidade	P_0 (kN)	$P_{máx.}$ (kN)	$P_{rest_máx}$ (%)	$t_{crítico}$ (min)	T_{RC} (°C)	$\delta_{máx. x}$ (mm)	$\delta_{máx. z}$ (mm)
0	930	995,5	7,0	24,1	619	7,3	14,5
25	930	936,8	0,7	21,7	579	12,6	14,1
50	930	939,5	1,0	18,5	520	12,9	11,4

Tabela 4-14: Resultados da aplicação de carga excêntricas - curva de incêndio de hidrocarbonetos e 30% da carga de projeto

% de Excentricidade	P_0 (kN)	$P_{máx.}$ (kN)	$P_{rest_máx}$ (%)	$t_{crítico}$ (min)	T_{RC} (°C)	$\delta_{máx. x}$ (mm)	$\delta_{máx. z}$ (mm)
0	930	939,2	1,0	8,5	621	3,5	14,8
25	930	932,1	0,2	7,9	597	15,2	15,1
50	930	935,6	0,6	7,1	540	15,0	13,1

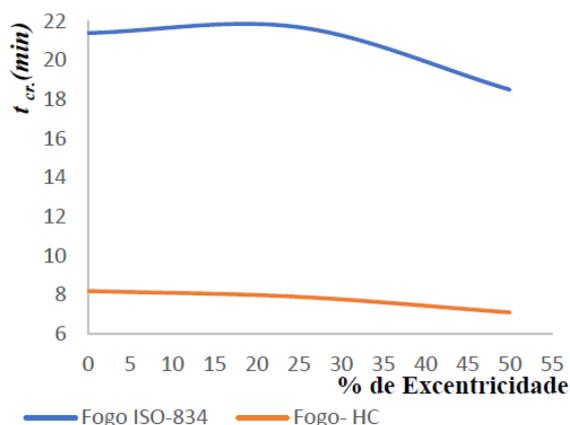


Figura 4-12 : Evolução dos tempos críticos com o percentual de excentricidade sobre o eixo de menor inércia

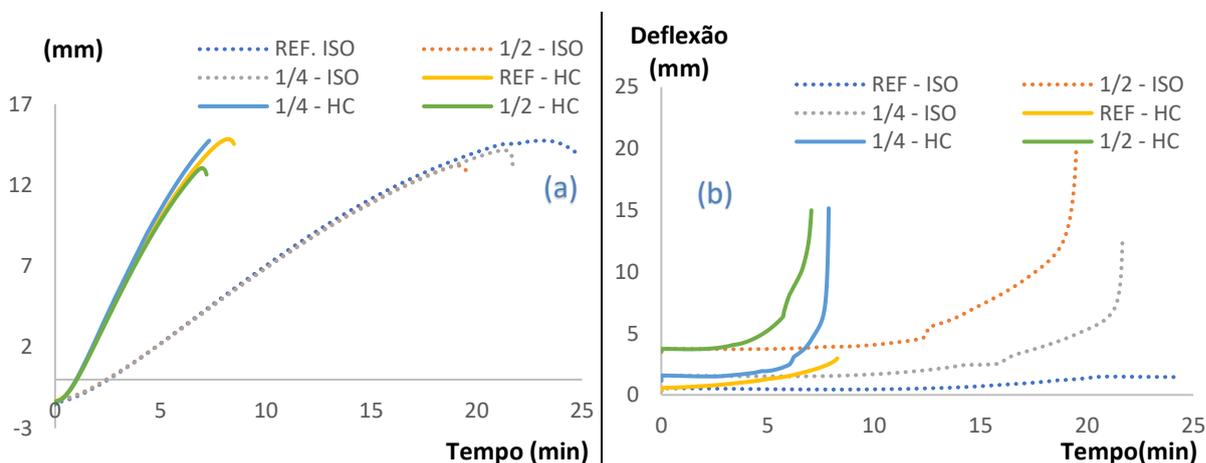


Figura 4-13: Deformações, axial e lateral, por aplicação de 30% da carga de projeto nas excentricidades selecionadas. (a) alongamento axial relativo experimento de excentricidade de carga; (b) deflexão lateral relativa até o tempo crítico dos carregamentos excêntricos

4.6 Análise da influência da percentagem de armadura longitudinal na coluna

Nas simulações com adoção de armaduras de reforço no núcleo de concreto foram testadas duas estratégias. A primeira elaborou-se detalhadamente o posicionamento das armaduras internas e tratou-se os varões das armaduras com elementos sólidos, figura 4-14 (a). Uma segunda estratégia foi buscada tratando as armaduras como fios “*wire*” embebidos no núcleo de concreto. A primeira estratégia foi de difícil convergência razão pela qual optou-se pela segunda estratégia.

Buscando implementar modelos compatíveis com os produtos correntes no mercado e visando atender os objetivos desta pesquisa, experimentar dois percentuais de armaduras, os modelos

foram montados com armaduras longitudinais compostas por quatro varões de 16mm, taxa de armadura de 2,57% e 4 varões de 20mm, 4,02%, no segundo. As armaduras longitudinais foram complementadas em ambos os casos com estribos de 8mm espaçados de 150mm. As armaduras longitudinais eram também ancoradas às superfícies de carregamento por meio de contato tipo “tie”. Os modelos eram de seção transversal de 320 x 160, espessura do perfil metálico de 12,5mm e comprimento de 3.150mm, formados à quente. A imperfeição geométrica inicial adotada em ambas as simulações foi de $L/1000$. O carregamento inicial aplicado foi 30% da carga obtida por meio da aplicação da rotina de cálculo simplificado – cláusula 6.7.3 da NP EN 1994-1-1 (2011). Os quadros 4-15 e 4-16 resumem as principais características e resultados obtidos dos modelos.

Inicialmente há que se ressaltar a condição imposta pela rotina de cálculo da NP EN 1994-1-1 (2011), quadro 6.5, que impõe a adoção da curva de encurvadura do tipo “a” para elementos com taxa de armadura de reforço inferior ou igual a 3% e curva do tipo “b” para taxas de armadura entre 3 e 6%. Estas curvas traduzem diferentes fatores de imperfeição, α , utilizados para obter o coeficiente de redução, χ , que determina o valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial em situação de incêndio. Tais condições de cálculo resultaram em uma carga inicial para o modelo reforçado com 2,57% de armaduras maior que o modelo reforçado com taxa de reforço de 4,02%. Assim após as simulações tempos críticos, temperaturas no retorno e deformação axial resultaram bastante semelhantes, sob a sollicitação de ambos as curvas de incêndio, ISO- 834 (1980) e de hidrocarbonetos.

A principal diferença observada foi quanto a deflexão lateral tomada ao meio do vão entre topo e base das colunas. Nas colunas reforçadas com 4,02% de armaduras esta deflexão foi de 2,2mm e de 18,6mm no caso de taxa de reforço de 2,57%. As medidas foram obtidas no momento do retorno da carga ao carregamento original, tempo crítico. As deflexões laterais seguiram a mesma tendencia na comparação entre as curvas de incêndio padrão ISO- 834 (1980) e de hidrocarbonetos.

Tabela 4-15: Comparativo das taxas de armadura para colunas curva de incêndio ISO- 834 (1980)

Taxa de armadura (%)	P_0 (kN)	$P_{m\acute{a}x.}$ (kN)	$P_{prest.\ m\acute{a}x}$ (%)	$t_{critico}$ (min)	T_{RC} (°C)	$\delta_{m\acute{a}x.\ x}$ (mm)	$\delta_{m\acute{a}x.\ z}$ (mm)
4#16mm	985,0	999,4	1,5	23,0	600	18,6	14,2
4#20mm	917,0	941,8	2,7	23,4	608	2,2	14,8

Tabela 4-16: Comparativo das taxas de armadura para colunas com curva de incêndio de hidrocarbonetos

Taxa de armadura (%)	P_0 (kN)	$P_{m\acute{a}x.}$ (kN)	$P_{prest.\ m\acute{a}x}$ (%)	$t_{critico}$ (min)	T_{RC} (°C)	$\delta_{m\acute{a}x.\ x}$ (mm)	$\delta_{m\acute{a}x.\ z}$ (mm)
4#16mm	985,0	1.003,1	1,8	8,1	602	13,3	14,2
4#20mm	917,0	989,4	7,9	8,4	618	2,6	14,7

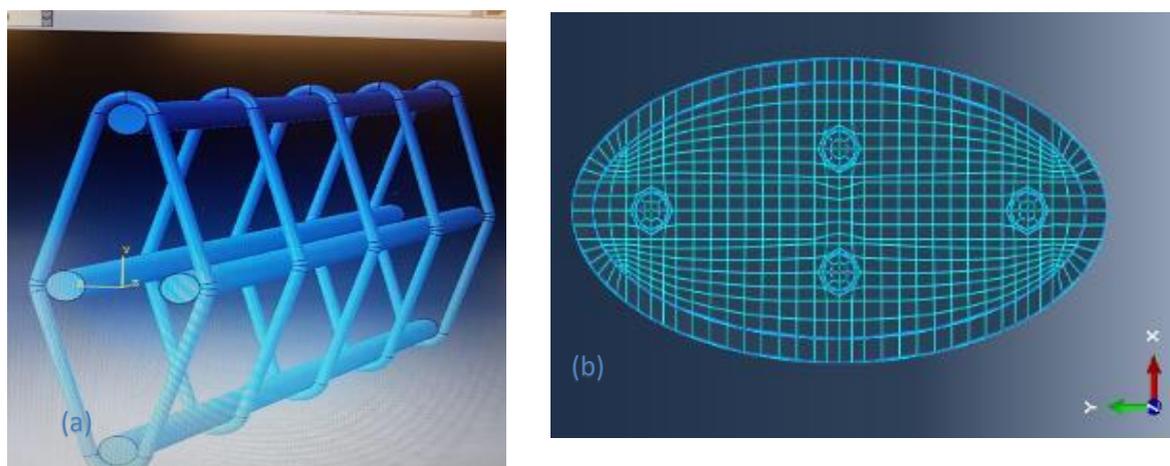


Figura 4-14 : Figura detalhe das armaduras de reforço do modelo numérico. (a): Detalhe dos estribos e ferros longitudinais dos modelos; (b) Detalhe da malha nos modelos com reforço de armaduras

4.7 Comparativo dos resultados com modelos analíticos

4.7.1 Introdução

4.7.2 Metodologia de Espinos et.al 2013

Para prever o tempo de resistência ao fogo das colunas de forma analítica foram adotadas as metodologias propostas por (Espinos et.al, 2013) e (Espinos et al. 2014). Nelas, conforme descrito anteriormente no estado da arte, a partir de um tempo requerido de resistência ao fogo, TRRF, obtém-se uma distribuição de temperatura nos diversos componentes da coluna. Esta distribuição de temperatura gera índices redutores que aplicados aos condicionantes mecânicos, índice de força e módulo de elasticidade resultam na capacidade de carga no TRRF solicitado. Em face das dificuldades relatadas por diversos pesquisadores, listados no estado da arte, de obtenção do tempo de resistência ao fogo com aplicação da metodologia do item 4.3.5.1 da NP EN 1994-1-2 (2011) e a restrição imposta à utilização do anexo H, adotou-se neste documento a metodologia proposta por (Espinos et.al, 2013).

O argumento de entrada para aplicação da metodologia proposta é o tempo de resistência ao fogo (TRRF) adotado aqui como (tempo crítico t_{cr}) ou tempo de retorno à carga originalmente aplicada após a submissão da coluna a solicitação por curva de incêndio padrão ISO- 834 (1980). A partir da informação do t_{cr} , foi gerada uma distribuição de temperatura nos diversos componentes da coluna, perfil metálico, núcleo de concreto e eventual armadura de reforço. Desta distribuição de temperatura obteve-se índices de correção da resistência e do módulo de elasticidade dos componentes e estes foram usados para apurar o valor da resistência ao fogo relativa àquele t_{cr} , inicialmente informado.

As diferenças de temperatura nos perfis metálicos obtidas das parametrizações empreendidas e das obtidas pela aplicação da proposta de (Espinós et al., 2013) ficaram abaixo de 1%, exceto nas parametrizações de níveis de restrição e percentual de carga aplicada que resultaram em 7,1% e 9,1% respectivamente. Nestas há um incremento de carga aplicada e consequente diminuição da temperatura e tempo crítico. Foi verificado que na formulação dos métodos propostos foram utilizados experimentos em colunas sem restrição e carregadas ao nível de 20% de sua capacidade nominal.

(Rodrigues e Laím, 2017) ao avaliar seus resultados de colunas com condições de apoio semi rígidas encontraram para coluna semelhante a que se experimenta neste trabalho uma diferença de -66% entre os resultados experimentais e a aplicação da metodologia proposta (Espinós et.al, 2013). Ao se comparar os resultados de carga no tempo crítico (t_{cr}) entre o experimento que embasou esta parametrização, CEHS 320 x 160 x 12,5, com condições de apoio rotuladas e com restrição axial de 30kN/mm, obteve-se uma diferença de -56%.

Da parametrização de colunas por % de armaduras o erro relativo médio verificado foi de 23% com baixa dispersão, da ordem de 0,4%.

Quando se avaliam os resultados da parametrização das colunas pela espessura do perfil, ou esbeltez da seção transversal, verifica-se que para os perfis de 10 e 12,5 há uma boa concordância, média de 15%. Já com o perfil de 14,2mm os resultados divergem em cerca de 50%. Também as diferenças de temperatura obtidas pelo método proposto e resultado da parametrização seguiram no mesmo sentido ficando diferentes cerca 0,8% entre os perfis de 10 e 12,5 mm. Para o perfil de 14,2mm esta diferença foi de 6,5%.

Os resultados da parametrização pelo tamanho da seção transversal apresentam uma média baixa porém uma forte dispersão dos resultados. Para a menor seção transversal, 250 x 125mm, a metodologia de (Espinós et al. 2013) aponta no sentido de um valor 50% a favor da segurança. Já para a seção mais encorpada, 400 x 200mm, uma subavaliação de 28%. Já as diferenças de temperaturas entre a metodologia adotada e a parametrização não excederam 3%.

Na verificação dos resultados de comprimento da coluna, ou esbeltez longitudinal, há baixa dispersão dos resultados com um erro médio de 17% a favor da segurança. Aqui também as temperaturas não divergiram mais que 0,9%.

Finalmente a avaliação dos resultados da simulação de excentricidades. Seguiu-se aqui a metodologia proposta por (Espinós et al., 2013) complementada pela rotina proposta por

(Espinos et al. 2014). Neste documento são relatados experimentos em colunas excêntricas e com reforço nas armaduras. As colunas aqui parametrizadas eram sem reforço, apenas com excentricidade de carga. Adotou-se aqui o conceito de diâmetro equivalente (P/π) previsto pelos pesquisadores como uma das variantes para aferição dos coeficientes de redução da rigidez a flexão. Assim os resultados foram bastante satisfatórios com valores da metodologia abaixo na ordem de 0,7% em média. A tabela 4-17 detalha os resultados obtidos.

Tabela 4-17: comparativo entre a metodologia de Espinos et.al 2013 e simulações numéricas

Referência	$^a\theta$ Abaqus	θ Espinos	Diferença (%)	N_{fird} (Espinos) (kN)	N_{fird} (EC-4) (kN)	ξ (%)
% de Armaduras						
320x160x12.5 - 4#20mm	600	603.8	-0.6	711	917	-22,5
320x160 x12.5 - 4#16 mm	608	607.3	0.1	769	985	-23,4
Desvio Padrão				0.4	ξ médio	-23,0
% de Carga						
320X160X125_30%	619	613.3	-0,9	768	930	-17,5
320X160X125_50%	529	567.7	7.3	1.034	930	+11,1
320X160X125_70%	436	530,0	21,6	1.275	930	+37,0
Desvio Padrão				22,3	ξ médio	10,2
Espessura da parede do perfil						
320X160X10mm	602	606.4	0.7	645	792	-18,6
320X160X125mm	619	613.3	-0.9	768	930	-17,5
320X160X14.2mm	637	677.1	6.3	520	1.021	-49,1
Desvio Padrão				14,6	ξ médio	-28,4
Dimensões da seção						
_250X125X12.5mm	659	641.4	-2.7	274	554	-50,5
_320X160X125mm	619	613.3	-0.9	768	930	-17,5
400X200X12.5mm	589	585.8	-0.5	1.749	1.363	28,3
Desvio Padrão				32.3	ξ médio	-13,2
Comprimento da Coluna						
_320X160X125_3.150	619	613.3	-0.9	768	930	-17,5
_320X160X125_4.150	609	603.8	-0.9	582	733	-20,7
_320X160X125_5.150	598	597.8	0.0	469	544	-13,9
Desvio Padrão				2.8	ξ médio	-17,4
Níveis de restrição						
_320X160_30kN/mm	538	572	6.3	1.009,8	930	8,5
_320X160_120kN/mm	520	564	8.5	1.061,2	930	14,1
_320X160_500kN/mm	537	572	6.5	1.009,8	930	8,5
Desvio Padrão				2,6	ξ médio	10,4
Excentricidade						
_320X160X125_Exc-1_4	644.2	641	-0.5	450,2	466,7	-3,5
_320X160X125_Exc-1_2	674.2	664	-1.5	329,5	322,7	+2,1
Desvio Padrão				2,8	ξ médio	-0,7

Legenda: $^a\theta$ Abaqus: Temperatura no perfil metálico obtido nas simulações numéricas

Os critérios estabelecidos pelo grupo Fire C-T-HG. EUROCODES – FIRE PARTS. Proposal for a methodology to check the accuracy of assessment methods. France: CTICM; 2014. Citado por (Espinós et al, 2013) são os que se seguem:

- 1) Os resultados de cálculo não devem estar do lado inseguro em mais de 15% do resultado de referência;
- 2) Máximo de 20% dos resultados podem estar no lado inseguro;
- 3) O valor médio de todas as diferenças percentuais entre os resultados de cálculo e os de referência devem estar no lado seguro.

Assim os resultados alcançados nas parametrizações são válidos para os três critérios apenas para as simulações por % de armaduras e excentricidade de carregamento. As simulações de comprimento longitudinal da coluna atendem aos critérios 1 e 2 apenas. Simulações de nível de restrição atendem apenas o critério um. As simulações de espessura do perfil atendem integralmente apenas o segundo critério e as de dimensões da seção apenas o critério terceiro. Finalmente para as simulações de % de carga aplicada nenhum critério é atendido integralmente.

4.7.3 Metodologia Analítica de Kodur 1999

Uma segunda rotina de aferição do tempo de resistência ao fogo proposta por (Kodur 1999) foi executada. A metodologia é de simples aplicação, porém o autor restringiu seu emprego a colunas de seção transversal quadrada e circular. Os resultados estão descritos na tabela 4-18. Por esta metodologia nenhuma avaliação de parâmetro atingiu integralmente um dos três critérios.

O erro médio para os diversos parâmetros avaliados, entretanto está abaixo de 20% em todos exceto o de comprimento da coluna com a ressalva que a metodologia foi proposta apenas para comprimentos de flambagem inferiores a 4.000mm. Para o comprimento de 3.150mm o erro aferido foi de -9,9%. Já a dispersão dos resultados situou-se acima dos 20% em dois parâmetros, % de carga e dimensão da seção

Tabela 4-18: comparativo entre a metodologia de Kodur,1999 e simulações numéricas

Referência	$t_{cr. Abaqus}$ (min.)	$t_{cr. Kodur}$ (min.)	ξ	Erro médio	Desvio Padrão
% de Armaduras					
320x160x12.5 - 4#20mm	23,4	24,6	5,1	0,6	4,7
320x160 x12.5 - 4#16 mm	23,4	22,4	-4,3		
% de Carga					
320X160X125_30%	24,1	21,7	-10,0	17,2	23,2
320X160X125_50%	18,9	21,7	14,8		
320X160X125_70%	14,8	21,7	46,6		
Espessura da parede do Perfil					
320X160X10mm	25,3	23,5	-7,1	-17,4	12,6
320X160X125mm	24,1	21,7	-10,0		
320X160X14.2mm	31,9	20,7	-35,1		
Dimensão da seção					
250X125X12.5mm	25,2	15,2	-39,7	-3,4	32,6
320X160X125mm	24,1	21,7	-10,0		
400X200X12.5mm	22,5	31,4	39,6		
Comprimento da Coluna					
320X160X125_3.150 mm	24,1	21,7	-10,0	-23,8	10,2
320X160X125_4.150 mm	23,	16,7	-27,4		
320X160X125_5.150 mm	22,3	14,7	-34,1		
Níveis de restrição					
320X160_30kN/mm	19,4	21,7	11,9	13,7	2,5
320X160_120kN/mm	18,5	21,7	17,3		
320X160_500kN/mm	19,4	21,7	11,9		
Excentricidade					
320X160X125_Exct-1_4	27,5	30,7	11,6	16,7	5,2
320X160X125_Exct-1_2	30,3	36,9	21,8		

Legenda: $t_{cr. Abaqus}$: Tempo crítico obtido nas simulações numéricas

4.8 Comparativo entre as curvas de incêndio ISO-834 e de hidrocarbonetos

Os tempos críticos obtidos pela aplicação da curva de hidrocarbonetos foram cerca de um terço dos obtidos pela aplicação da curva ISO-834 (1980) em todos as simulações. As temperaturas na superfície do perfil metálico das colunas compostas foram equivalentes também em todas as simulações realizadas. Entretanto ao se comparar as temperaturas médias do núcleo de concreto foi verificado que sob ação de curva de incêndio de hidrocarbonetos estas médias eram cerca de 50% menores que sob a ação de curva ISO-834 (1980). A figura 4-15 retirada da análise da influência do percentual de carregamento no momento do retorno da carga ao valor originalmente aplicado, tempo crítico, ilustram as afirmações.

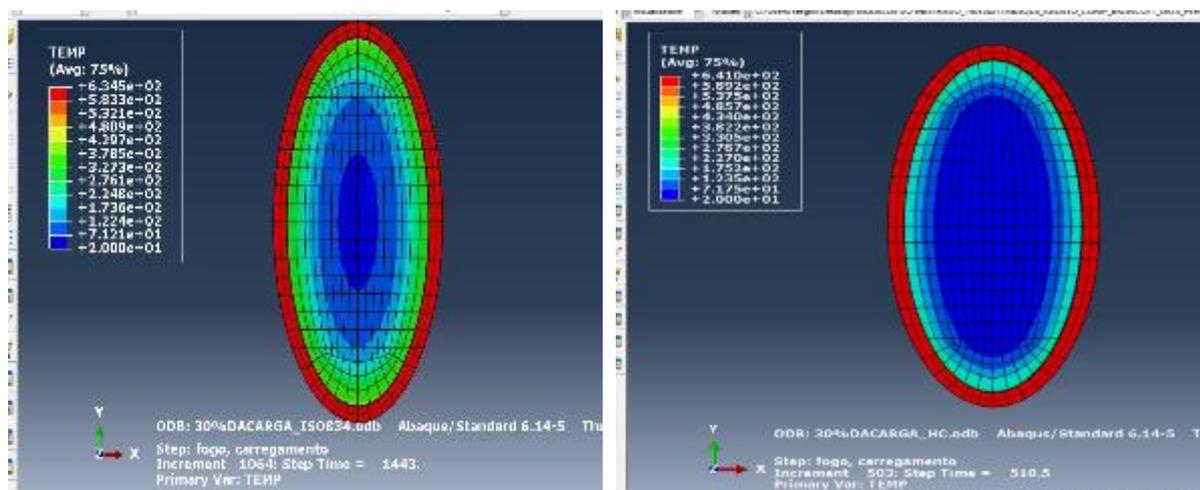


Figura 4-15: Distribuição da temperatura na seção transversal – figura à esquerda fogo ISO e figura à direita curva de Hidrocarbonetos

4.9 Considerações Finais

O presente capítulo mostrou os resultados obtidos do trabalho de simulação numérica sobre o comportamento de colunas tubulares mistas de aço e concreto com seção transversal elíptica.

Efetuaram-se 120 simulações com a discretização completa da coluna num grande esforço computacional, necessários para avaliar a distribuição da temperatura, validar o modelo e avaliar os parâmetros nas quantidades sugeridas nos objetivos iniciais desta dissertação.

Foram avaliados os parâmetros de esbeltez fazendo variar os parâmetros de parede do tubo, dimensões da seção da coluna e seu comprimento; nível de carregamento em três níveis: 30, 50 e 70%; excentricidade de um quarto e metade do semi-eixo de menor inércia, dois percentuais de armadura do concreto e três níveis de restrição. Todas elas em duas curvas de aquecimento. Os dados obtidos foram tabulados, analisados e comparados com dados numéricos e experimentais já disponíveis.

Neste sentido foi verificado que relativamente a esbeltez, pelo comprimento da coluna, os resultados foram, como esperado, e já apontados por outros pesquisadores para outras seções transversais, ou seja, uma maior esbeltez conduz ao menor tempo de resistência ao fogo. Já a esbeltez da seção transversal, quer por suas dimensões ou espessura do perfil empregado apresentou resultados bastante inovadores.

Das simulações de níveis de carregamento inicialmente imposto e de níveis de restrição axial foi possível observar as diferenças de tempo de resistência ao fogo e deformações axiais, distintas para os dois tipos de solicitação.

Já quanto à excentricidade da aplicação de carga foram empreendidas duas análises completas e distintas: a primeira com aplicação da carga equivalente ou conjugado de carga axial e momento, obtidas pela aplicação das rotinas do Eurocódigo e uma segunda com aplicação da carga de projeto nas excentricidades especificadas. Da primeira simulação observou-se que a rotina para aferição do conjugado equivalente é bastante precisa. Da segunda simulação, agora com 30% da capacidade de carga à temperatura ambiente aplicada nas excentricidades especificadas, foi verificado que a existência de excentricidade carga reduz, substancialmente, o tempo de resistência ao fogo.

Na análise dos níveis de restrição axial houve uma boa concordância com os resultados experimentais de (Rodrigues e Laim, 2017).

Os resultados destas análises foram ainda comparados aos obtidos por aplicação de duas metodologias analíticas de previsão de tempo de resistência ao fogo.

A análise realizada neste trabalho será assim, espera-se, relevante não só para os projetistas de estruturas de aço mas também para pesquisadores pois fornece dados técnicos de simulações validadas sobre o comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e concreto com seção transversal elíptica.

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Conclusões

A experimentação de elementos estruturais submetidos a solicitações por fogo é uma tarefa complexa e dispendiosa. Questões como restrições a que os elementos ficam submetidos quando inseridos em estruturas reais ou solicitação por fogo de hidrocarbonetos dificultam ainda mais a experimentação.

A adoção de simulação numérica tem se revelado um poderoso instrumento para simular o comportamento estrutural de colunas ocas preenchidas com concreto submetidas a solicitação por fogo. Neste trabalho foi possível observar muitas concordâncias do modelo numérico com os ensaios o que realça o uso desta ferramenta. Entretanto ainda hoje demanda um grande esforço computacional, uso de máquinas velozes e dispositivos de armazenamento de dados de grande capacidade.

Assim o objetivo deste trabalho foi proceder a uma extensa análise numérica com base no método dos elementos finitos usando o software comercial Abaqus do comportamento em situação de incêndio de colunas tubulares mistas de aço e concreto, com seção transversal elíptica. Esta seção transversal inovadora, seção elíptica, de grande apelo arquitetônico, tem poucos resultados disponíveis para a solicitação por fogo.

Foi realizado um amplo estudo numérico que abrangeu a validação do modelo frente aos experimentos com a pesquisa de muitos parâmetros térmicos e mecânicos relevantes e 54 simulações de colunas completas que incluíram aspectos relevantes do dimensionamento estrutural: esbeltez, nível de carregamento, excentricidade, percentual de armadura do concreto, nível de restrição e curvas de aquecimento.

Descrevem-se, a seguir as principais conclusões desta análise numérica:

A validação do modelo

A validação do modelo foi feita a partir dos dados de temperatura, deformações e tempo relatado por pesquisadores em seus experimentos. Nesta validação foram obtidas boas convergências em todos os parâmetros analisados; temperaturas, deformações e tempos.

Quanto à temperatura as diferenças entre o modelo numérico e o experimento, medidas na superfície do perfil metálico, no concreto do núcleo e junto aos varões de reforço, não

excederam 7,5%. As temperaturas no momento da força máxima e no tempo crítico também não excederam 10%.

As deformações axiais e laterais tomadas à meia altura da coluna tiveram diferenças percentuais de 11,2 e 16,6, respectivamente.

A diferença entre o tempo crítico em minutos relatado no experimento físico e o obtido no modelo numérico foi de 3,9%.

A força máxima obtida no modelo numérico foi apenas 3,9% superior à verificada no experimento físico. Os tempos para atingir a força máxima no modelo numérico foi de 26,2min e no modelo experimental de 29,1min uma diferença percentual de 10%.

Análise numérica da esbeltez

A análise numérica da esbeltez da coluna foi executada verificando três parâmetros isoladamente: As dimensões da seção transversal, adotando-se três dimensões de seção transversal representativos. A esbeltez da seção transversal, $D_e/t\epsilon^2$, em três espessuras do perfil metálico distintas e quanto a esbeltez não dimensional $\bar{\lambda}$ fazendo variar o comprimento da coluna em três valores distintos.

Na análise da esbeltez pela dimensão da seção transversal quatro parâmetros das amostras foram observados quanto ao tempo de resistência ao fogo, esbeltez não dimensional, $\bar{\lambda}$; fatores de massividade, A_m/V , esbeltez da seção transversal do perfil, $D_e/t\epsilon^2$ e as tensões aplicadas nos perfis metálicos das colunas imediatamente antes do aquecimento. Foi observado dos resultados que na medida em que o tamanho da seção transversal era aumentada, mantendo -se fixa a espessura do perfil metálico, conseqüentemente diminuindo a esbeltez não dimensional, $\bar{\lambda}$, e o fator de massividade, A_m/V , os tempos de resistência ao fogo diminuíam. Já a esbeltez da seção transversal do perfil aumentou de 49 na seção transversal 250 x 125 para 83 na seção transversal de 400 x 200mm. A literatura relata que os tempos de resistência ao fogo decrescem com o aumento da esbeltez não dimensional, $\bar{\lambda}$; do fator de massividade, A_m/V e da esbeltez da seção transversal do perfil, $D_e/t\epsilon^2$.

Em face da singularidade do conjunto de amostras desta campanha, mesma espessura do perfil com alteração do tamanho da seção transversal foi possível avaliar que as premissas da esbeltez não dimensional e do fator de massividade não se aplicam. Descobriu-se que neste caso o fator preponderante na resposta ao tempo de resistência ao fogo é a esbeltez da seção transversal,

fato confirmado com a avaliação da tensão aplicada nos perfis metálicos imediatamente antes do aquecimento. As solicitações por curva de hidrocarbonetos produziram resultados semelhantes, na mesma direção, entretanto, num tempo menor, cerca de um terço do tempo crítico.

Análise dos modelos segundo esbeltez transversal da seção

Foram experimentadas três espessuras de perfil metálico em colunas de seção transversal de 320 x 160mm. Assim esbeltezes não dimensionais, $\bar{\lambda}$, e os fatores de massividade A_m/V por conseguinte eram muito parecidos. Já a esbeltez da seção transversal do perfil metálico, $D_e/t\epsilon^2$ foi decrescente com o aumento da espessura do perfil. Os tempos de resistência ao fogo obtidos da simulação das colunas resultaram maiores para as colunas com perfis metálicos de maior esbeltez da seção transversal. Por conseguinte as temperaturas e as deformações axial e à meia altura da coluna também resultaram maiores. Pode-se concluir que para iguais esbeltezes não dimensionais e iguais fatores de massividade o tempo crítico é maior na medida que se aumenta a esbeltez da seção transversal do perfil.

Análise da esbeltez pelo comprimento da coluna

Para analisar os efeitos da esbeltez pelo comprimento da coluna foram utilizadas amostras de seção transversal 320 x 160 x 12,5mm (A , B e t) fazendo variar seu comprimento em três comprimentos distintos 3,15, 4,15 e 5,15m. Estas configurações resultaram em uma variação da esbeltez não dimensional $\bar{\lambda}$ de 0,80 até 1,31. Dos resultados obtidos, como se esperava, pode se concluir que aumentando a esbeltez não dimensional $\bar{\lambda}$ o tempo de resistência ao fogo diminui. A mesma tendência é observada na solicitação pelas duas curvas de incêndio ISO- 834 (1980) de hidrocarbonetos.

Análise das colunas segundo os níveis de carregamento

Para verificar os efeitos de nível de carregamento no desempenho das colunas frente a solicitação por fogo foram executadas simulações em três níveis de carregamento: 30, 50 e 70%. Como esperado e também como relatado por outros pesquisadores o nível de carregamento inicial das colunas influencia no tempo de resistência ao fogo. Maiores níveis de carregamento conduzem a menores tempos de resistência ao fogo. Estes tempos menores são acompanhados de temperaturas no momento do tempo crítico, menores por conseguinte.

Análise das colunas segundo níveis de restrição

A avaliação da restrição axial das colunas foi executada através da comparação de resultados de colunas submetidas a 3 níveis distintos e coluna irrestrita. Analisando os resultados pode-se concluir que a imposição de restrição axial reduz o tempo de resistência ao fogo das colunas. Já a ampliação do nível de restrição reduz pouco, menos de 5% o tempo de resistência ao fogo. Também pode-se concluir que quanto maiores eram as restrições axiais impostas menores eram os tempos para se atingir a carga máxima. Foi possível concluir também, como esperado, que a imposição de restrição axial bem como a ampliação deste valor conduz a menores deformações axiais e maiores deformações laterais.

Excentricidade de carga

Foram feitas 12 simulações para avaliar a questão da excentricidade de carga. As excentricidades selecionadas foram: carga centrada, carga posicionada à 25% da dimensão do semieixo de menor inércia e a 50% deste semieixo. Num primeiro lote, seis simulações, o carregamento aplicado nas excentricidades selecionadas foram os obtidos como carga equivalente conjugada a um momento fletor derivado desta excentricidade. No segundo lote foi aplicado a cada uma das excentricidades selecionadas o equivalente a 30% da capacidade de carga da coluna à temperatura normal, centrada. Para o primeiro lote, obteve-se resultados de tempo crítico crescentes com a ampliação da excentricidade. Isto se deveu ao baixo nível de carga aplicada nas excentricidades selecionadas, cerca de 1/3 do carregamento aplicado nas colunas concêntricas no caso da excentricidade de 50%.

Já na segunda campanha, com o carregamento de 30% da capacidade de carga da coluna à temperatura ambiente, aplicado nas excentricidades selecionadas, como esperado, os tempos críticos diminuíram à medida que as excentricidades se ampliaram.

Análise das colunas segundo percentuais de armadura longitudinal

Foram experimentadas colunas com duas taxas de armadura de reforço do concreto 2,57% e 4,02% além da coluna sem reforço para comparação e sob a solicitação por fogo padrão ISO-834 e hidrocarbonetos totalizando seis análises completas. Pode-se observar que em função da metodologia de cálculo da NP EN 1994-1-1 (2011) a adoção de taxa de armaduras de 4,02% resultava em valor de capacidade de carga ligeiramente, cerca de 7%, inferior caso se adotasse taxa de armadura de reforço de 2,57%. Assim os valores de tempo de resistência ao fogo para as duas taxas de armaduras e para a coluna sem reforço resultaram bastante próximos o que poderia levar a conclusão de que a adoção de armaduras de reforço maior é inócua para melhorar este tempo.

Comparativo com métodos analíticos

Metodologia de Espinos et.al 2013

A adoção de ferramentas de avaliação do tempo de resistência ao fogo por métodos analíticos é ideal quando se pensa sob o ponto de vista do projetista em gabinetes comerciais de projeto. A obtenção desta metodologia requer um grande esforço numérico e experimental. O método de (Espinos et.al, 2013) é uma extensão para seções elípticas do método dos mesmos autores para seções transversais circulares ocas preenchidas com concreto. O método, descrito nesta dissertação no capítulo do estado da arte, foi utilizado para o conjunto de amostras experimentadas neste estudo numérico. Boas concordâncias foram obtidas apenas em análises de resultados de excentricidade de carga, comprimento da coluna e restrição axial. Nestes obteve-se bons resultados pois o método é baseado na temperatura equivalente do perfil e do concreto de enchimento, parâmetros que foram praticamente constantes na análise numérica visto que seus tempos de resistência ao fogo foram aproximadamente equivalentes. Já quanto ao % de carga aplicada, esbeltez da seção transversal e dimensão da seção transversal a metodologia mostrou-se incapaz de captar as nuances destes parâmetros retratadas nesta dissertação. A questão do percentual de carga inicial aplicada produziu as maiores diferenças pois a metodologia parece não ter sido elaborada para captar a diminuição da temperatura no tempo crítico resultante da ampliação do percentual de carga inicial aplicada.

Metodologia de Kodur 1999

A Metodologia proposta em Kodur(1999) não se destina a colunas de seção transversal elíptica. Foi inicialmente formulada apenas para colunas de seção transversal circular e quadrada e, portanto, para seções com eixos principais de inércia iguais. Entretanto é de fácil aplicação com apenas uma fórmula e duas tabelas é possível obter o tempo de resistência ao fogo das colunas.

O método, também descrito nesta dissertação no capítulo do estado da arte, foi igualmente aplicado para o conjunto de amostras experimentadas neste estudo numérico. Boas concordâncias foram obtidas apenas em análises de resultados de % de armaduras, níveis de restrição e parcialmente em de excentricidade de carga. O método limita o comprimento de colunas a 4m razão pela qual a análise deste parametro não produziu resultados satisfatórios.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

São apresentadas algumas sugestões para futuros trabalhos após a conclusão deste estudo numérico.

Nesta análise numérica foram avaliados os parâmetros individualmente. Assim sugere-se a conjugação de alguns parâmetros tais como percentuais de armaduras com cargas excêntricas, combinações de parâmetros de esbeltez tais como dimensão da seção transversal e dimensão do perfil metálico. Também a conjugação de níveis de restrição axial e rotacional e de níveis de restrição com percentual de carga inicial aplicada.

Avaliação de armaduras de reforço menores e distribuídas no perímetro da seção transversal. Avaliação de outras condições de apoio das colunas tais como apoios rígidos e semi-rígidos.

Recomenda-se também o desenvolvimento de novos métodos analíticos de cálculo, que permitam capturar os tempos críticos em função do percentual de carga aplicado da esbeltez da seção transversal pelas suas dimensões e pela espessura do perfil metálico.

Estudar soluções para melhorar o comportamento deste tipo de elemento estrutural em situação de incêndio, como é o caso, das seções de dupla seção, um tubo de seção transversal menor, dentro de um tubo de seção transversal maior.

Soluções via elementos finitos que permitam diminuir o tempo de processamento e possibilitem assim ampliar o número de simulações.

REFERÊNCIAS

Abaqus/Standard Version 6.14 User's Manual (2015): Volumes I-III. Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. Pawtucket, Rhode Island USA.

ASTM E119 (1988). "Standard methods of fire test of building construction and materials". American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa.

Bathe K. (2014). "Finite Element Procedures". Prentice Hall, Pearson Education, Inc. Watertown, MA.

Caldas, R. (2008). "Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situação de Incêndio". Tese de Doutorado Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Capilla, A . (2012). "Numerical Analysis of the Fire Resistance of Circular and Elliptical Slender Concrete Filled Tubular Columns". Tese de Doutorado, Universidade Politécnica de Valência, Valência.

Chan, T. (2007). "Structural Behaviour of Elliptical Hollow Sections". Ph.D. Thesis, Universidade de Londres, Londres.

Chen, W. F., Lui, E. M. (1986), "Structural stability – Theory and implementation", Upper Saddle River (NJ): Prentice Hall.

Correia, A., Rodrigues, J. (2012). "Fire Resistance of Steel Columns with Restrained Thermal Elongation." Fire Safety Journal, Vol. 50, pp 1–11.

Dai, X. , Lam, D. (2012). "Shape Effect on the Behaviour of Axially Loaded Concrete Filled Steel Tubular Stub Columns at Elevated Temperature." Journal of Constructional Steel Research, Vol. 73: pp 117–27.

Dai, X. , Lam, D., Jamaluddin, N., Ye, J. (2014). "Numerical Analysis of Slender Elliptical Concrete Filled Columns under Axial Compression." Thin-Walled Structures, Vol. 77, pp 26–35.

-
- Dai, X., and Lam, D. (2010). “Numerical Modelling of the Axial Compressive Behaviour of Short Concrete-Filled Elliptical Steel Columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, Issue 7, pp. 931–42.
- Dias, P., Laím, L., Rodrigues, J. (2017). “GBT Post-Buckling Analysis of Steel Columns under Fire Conditions.”. *Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Nonlinear Models – Desig and Rehabilitation of Structures CoRASS*. Coimbra.
- Ding, J, Wang, Y C. (2008). “Realistic Modelling of Thermal and Structural Behaviour of Unprotected Concrete Filled Tubular Columns in Fire” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 1086–1102.
- Duthinh, D., (2014). “NIST Technical Note 1842 Structural Design for Fire : A Survey of Building Codes and Standards” National Institute of Standards and Technology (NIST); U.S. Department of Commerce, USA.
- Eggemann, Holger. (2003). “Vereinfachte Bemessung von Verbundstützen Im Hochbau Entwicklung, Historische Bemessung Und Herleitung Eines Näherungsverfahrens.” Von der Fakultät für Architektur der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.
- EN 1363-1 (1999): “Fire resistance tests. Part 1: General requirements”. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- Espinos, A., Romero, M. L., Portolés, J. M., Hospitaler ,A. (2014). “Ambient and Fire Behavior of Eccentrically Loaded Elliptical Slender Concrete-Filled Tubular Columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 100, pp. 97–107.
- Espinos, A., Romero ,M. , Serra ,E., Hospitaler ,A. (2015). “Experimental Investigation on the Fire Behaviour of Rectangular and Elliptical Slender Concrete-Filled Tubular Columns.” *Thin-Walled Structures* , Vol. 93, pp. 137–48.
- Espinos, A, Gardner ,L., Romero, M., Hospitaler A.. (2011). “Fire Behaviour of Concrete Filled Elliptical Steel Columns.” *Thin-Walled Structures*, Vol. 49, Issue 2, pp. 239–55.
- Espinos, A, Romero, M., Hospitaler A. (2013). “Fire Design Method for Bar-Reinforced Circular and Elliptical Concrete Filled Tubular Columns.” *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 384–95.

FIB. (2010). “Model Code 2010”. Fédération Internationale du Béton, Lausanne, Switzerland.

Garcia, I., (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., Chan T. (2007). “Cross-Section Classification of Elliptical Hollow Sections.” *Steel and Composite Structures* Vol. 7, Issue 3, pp. 185–200.

Ghojel, J. (2004). “Experimental and Analytical Technique for Estimating Interface Thermal Conductance in Composite Structural Elements under Simulated Fire Conditions.” *Experimental Thermal and Fluid Science*, Vol.28, Issue 4, pp. 347–54.

Han, L., Wei L., Reidar B.. (2014). “Developments and Advanced Applications of Concrete-Filled Steel Tubular (CFST) Structures: Members.” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 100, pp. 211–28.

Hong, S., Varma, A. (2009). “Analytical Modeling of the Standard Fire Behavior of Loaded CFT Columns” Vol. 65, Issue 1, pp.54–69.

ISO 834 (1980): “Fire resistance tests, elements of building construction”. International Organization for Standardization, Switzerland.

ISO 12570 (2000). “Hygrothermal performance of building materials and products Determination of moisture content by drying at elevated temperature” International Organization for Standardization, Switzerland.

Kodur, V. (1999). “Performance-Based Fire Resistance Design of Concrete-Filled Steel Columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 51, Issue 1, pp 21–36.

Law, K., Gardner, L. (2013). “Buckling of Elliptical Hollow Section Members under Combined Compression and Uniaxial Bending.” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 86, pp 1–16.

Liew, Richard, J., Xiong.M. (2015). “Design Guide for Concrete Filled Tubular Members with High Strength Materials to Eurocode 4”.. Research Publishing. Singapore.:

McCann, F., Gardner ,L., Qiu, W. (2015). “Experimental Study of Slender Concrete-Filled Elliptical Hollow Section Beam-Columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 113, pp 185–94.

NP EN 206-1 (2007) “Betão; Especificação, desempenho, produção e conformidade” Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 1097-5 (2009) “Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados; Parte 5: Determinação do teor de água por secagem em estufa ventilada” Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 1991-1-2 (2010). “Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-2: Acções gerais, Acções em estruturas expostas ao fogo”. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 1992-1-2 (2010). “Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão Parte 1-2: Regras gerais Verificação da resistência ao fogo”. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 1993-1-1 (2010). “ Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 1993-1-2 (2010). “ Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço Parte 1-2: Regras gerais Verificação da resistência ao fogo”. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 1994-1-1 (2011). “ Eurocódigo 4 - Projecto de estruturas mistas aço-betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

NP EN 1994-1-2 (2011). “ Eurocódigo 4 – Projecto de estruturas mistas aço-betão Parte 1-2: Regras gerais Verificação da resistência ao fogo”. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

Pettersson, O., and Witteveen, J. (1980). “On the Fire Resistance of Structural Steel Elements Derived from Standard Fire Tests or by Calculation.” *Fire Safety Journal*, Vol. 2, Issue 1, pp 73–87.

Pires T.,(2013) “Fire Resistance of Composite Columns Made of Concrete Filled Circular Hollow Sections and with Restrained Thermal Elongation.” Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Pires, T., Rodrigues, J., Silva, J. (2012). “Fire Resistance of Concrete Filled Circular Hollow Columns with Restrained Thermal Elongation.” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.77, pp 82–94.

Qiu, W., McCann, F., Espinos ,A., Romero M., Gardner, L. (2017). “Numerical Analysis and Design of Slender Concrete-Filled Elliptical Hollow Section Columns and Beam-Columns.” *Engineering Structures*, Vol.131, pp 90–100.

Ramos, M, (2016). “Resistência Ao Fogo de Colunas Tubulares de Secção Circular e Elíptica Com Restrição à Dilatação Térmica.” Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra Coimbra.

Rocha, F. (2016). “Pilares de Aço e Mistos de Aço e Concreto Inseridos Em Paredes Em Situação de Incêndio”. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo Escola de Engenharia de São Carlos Departamento de Engenharia De Estruturas 262, São Carlos.

Rodrigues, J., Laím, L.(2018). “Behavior of Concrete-Filled Circular, Square, Rectangular, and Elliptical Hollow Columns Subjected to Fire.” *Journal of Structural Engineering* Vol. 144, Issue 6, pp. 04018040.

Rodrigues, J., Laim, L. (2017a). “Fire Response of Restrained Composite Columns Made with Concrete Filled Hollow Sections under Different End-Support Conditions.” *Engineering Structures*, Vol.141, pp 83–96.

Rodrigues, J., Laim, L. (2017b).. “Fire Resistance of Restrained Composite Columns Made of Concrete Filled Hollow Sections.” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.133, pp 65–76.

Ruiz-Teran, A., Gardner, L. (2008). “Elastic Buckling of Elliptical Tubes.” *Thin-Walled Structures* Vol. 46, Issue 11, pp.1304–1318.

Sant’Anna, M. (2009). “Pilares Mistos Esbeltos em Aço Preechidos com Concreto, de Seção Quadrada, em Situação de Incêndio.” Unicamp Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

Scullion, T., Ali ,F., Nadjai, A. (2011a). “Effect of Axial Restraint on the Performance of Elliptical Hollow Section Steel Columns, in Hydrocarbon Fire.” *Engineering Structures*, Vol 33, Issue 12, pp 3155–3161.

Scullion, T., Ali ,F., Nadjai, A. (2011b). “Experimental Study on Performance of Elliptical Section Steel Columns, under Hydrocarbon Fire.” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol 67, Issue 6, pp. 986–991.

Sheehan, T., Dai, X., Chan,T., Lam, D.. (2012). “Structural Response of Concrete-Filled Elliptical Steel Hollow Sections under Eccentric Compression.” *Engineering Structures*, Vol.45, pp 314–323.

Uy, B., (1998). “Concrete-Filled Fabricated Steel Box Columns for Multi Storey Buildings : Behaviour and Design.” *Structural Engineering and Materials*, Vol.1, pp 50–58.

Wardenier, J., Packer, J., Zhao, X., and Vegte ,G.,(2010). “Hollow Sections in Structural Applications”. Edited by CIDECT. CIDECT-Comité International Pour Le Développement et l’Etude de La Construction Tubulaire. Geneva.

Zhao, X., Packer ,J., (2009). “Tests and Design of Concrete-Filled Elliptical Hollow Section Stub Columns.” *Thin-Walled Structures*, Vol 47, Issue (6–7), pp 617–28.