



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

João Carlos Pereira de Sousa

**MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO AO
FOGO DE PILARES EM AÇO ENFORMADO A FRIO COM
SECÇÃO SIGMA**

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas, orientada pelo Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Outubro de 2021

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

João Carlos Pereira de Sousa

Modelação Numérica do Comportamento ao Fogo de Pilares em Aço Enformado a Frio com Secção Sigma

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor João Paulo Correia Rodrigues.

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Outubro de 2021

1 2  9 0

UNIVERSIDADE D
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

A realização do mestrado em Engenharia Civil que culmina nesta dissertação que aqui se apresenta, teve apoios essenciais em que só me resta agradecer.

Ao meu orientador, Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues, pela orientação, apoio, transmissão de conhecimento e disponibilidade durante todo o processo de realização desta dissertação.

Ao Rúben Lopes, pela incansável disponibilidade na ajuda à realização dos modelos numéricos. À Aline Camargo e ao Rafael Oliveira pelo apoio à realização deste documento.

A todos os meus amigos que me apoiaram e viveram comigo grandes momentos ao longo deste percurso académico, em particular ao Francisco Martim, pelo companheirismo neste curso e essencialmente no decorrer desta dissertação.

Um agradecimento à minha família, em especial, aos meus pais e irmãos, pois sem vocês nada disto era possível.

A todos, um muito obrigado!

RESUMO

Ao longo dos últimos anos tem-se verificado um uso crescente de elementos em aço enformado a frio (AEF) na construção, crescimento que se deve às vantagens que apresenta quando comparado com outros materiais. A elevada procura deste material levou à criação de normas de dimensionamento à temperatura ambiente. No entanto, não foram ainda estabelecidas normas de dimensionamento específicas para elementos de AEF em situação de incêndio, na qual as estruturas de aço são susceptíveis de sofrer fenómenos de encurvadura e degradação das suas propriedades mecânicas.

A presente dissertação procura avaliar o comportamento de colunas em aço enformado a frio com secção transversal em sigma (Σ), sigma-plus ($\Sigma+$), 2-sigma (2Σ) e 2-sigma-plus ($2\Sigma+$), submetidas a temperaturas elevadas, de modo a identificar o seu comportamento estrutural em situação de incêndio. Os modelos numéricos destes elementos foram realizados com o auxílio do software de elementos finitos *Abaqus*, e calibrados a partir de resultados experimentais.

Este trabalho divide-se em duas partes, sendo a primeira dedicada à realização e calibração do modelo numérico com os resultados experimentais obtidos e a segunda à análise de influência de alguns parâmetros que não foram avaliados experimentalmente, como os diferentes níveis de carregamento, a espessura da secção transversal e a distância entre parafusos nas secções compostas.

O estudo do comportamento das colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio deve ser continuado. Não obstante, como verificado nesta dissertação, em alguns casos as metodologias de dimensionamento presentes na EN 1993-1-2 (2005) podem apresentar resultados conservadores para estes elementos, não beneficiando das suas vantagens estruturais face a outros materiais.

Palavras-chave: Coluna, Aço enformado a frio, Secção Sigma, Fogo, Encurvadura, Análise Numérica

ABSTRACT

Over the last few years, there has been an increasing use of cold-formed steel elements (CFS) in construction. This growth has occurred due to the advantages that this material presents when compared to others. Its high demand has led to the creation of design methods for ambient temperature. However, specific design methods have not been yet established for CFS elements in a fire situation, in which steel structures are likely to suffer buckling phenomena and degradation of their mechanical properties.

This dissertation aims to present a work on the evaluation of the behavior of cold-formed steel columns with sigma (Σ), sigma-plus ($\Sigma +$), 2-sigma (2Σ) and 2-sigma-plus ($2\Sigma +$) cross sections, subjected to high temperatures, in order to identify its structural behavior. The numerical models of these elements were performed with the support of the finite element software Abaqus, and calibrated with experimental results.

This dissertation is divided in two parts. The first one dedicated to the calibration of the numerical model with the experimental results and the second one with the analysis of the influence of some parameters that were not experimentally evaluated, such as the different loading levels, the thickness of the steel profile and the distance between screws in the compound sections.

The study of the behavior of cold-formed steel columns in fire conditions must be continued. However, as verified in this dissertation, in some cases the design methodologies that are in EN 1993-1-2 (2005) may give conservative results for these elements, not benefiting from their structural advantages over other materials.

Keywords: Column, Cold-formed steel, Sigma Section, Fire, Buckling, Numerical analysis

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE QUADROS	ix
SIMBOLOGIA	x
ABREVIATURAS	xiii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento geral	1
1.2 Objetivos da dissertação	2
1.3 Organização da Dissertação	2
2 ESTADO DA ARTE.....	4
2.1 Considerações gerais.....	4
2.2 O aço enformado a frio	5
2.2.1 Processos de fabrico	5
2.2.2 Elementos de aço enformado a frio	6
2.2.3 Vantagens e desvantagens	7
2.2.4 Imperfeições geométricas e tensões residuais	8
2.3 Colunas de aço enformado a frio a temperatura ambiente.....	10
2.3.1 Comportamento estrutural	10
2.3.2 Estudos realizados em colunas de aço enformado a frio a temperatura ambiente	12
2.4 Colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio.....	14
2.4.1 Comportamento estrutural	14
2.4.2 Temperatura e a sua influência nas propriedades mecânicas do aço.....	15

2.4.3	Estudos realizados em colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio	18
2.5	Dimensionamento segundo a EN 1993.....	20
2.6	Método da Resistência Direta.....	26
2.7	Considerações finais.....	27
3	ANÁLISE NUMÉRICA.....	28
3.1	Introdução.....	28
3.2	Programa experimental.....	28
3.3	Modelos Numéricos.....	29
3.4	Propriedades mecânicas e térmicas do aço enformado a frio.....	30
3.5	Modelação estrutural em situação de incêndio.....	32
3.5.1	Discretização em elementos finitos.....	32
3.5.2	Condições de fronteira, contactos e carregamentos.....	33
3.5.3	Tipos de análise.....	35
3.5.4	Calibração dos modelos numéricos.....	35
3.6	Considerações finais.....	39
4	Estudo Paramétrico.....	40
4.1	Introdução.....	40
4.2	Influência do nível de carregamento.....	40
4.3	Influência da espessura.....	44
4.4	Influência da distância entre parafusos.....	49
4.5	Influência da restrição axial.....	51
4.6	Influência da restrição rotacional.....	54
4.7	Considerações finais.....	57
5	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	58
5.1	Conclusões.....	58
5.2	Desenvolvimentos futuros.....	60
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	61
	LISTA DE WEB SITES VISITADOS.....	66
	Anexo A.....	1

A.1 Evolução da força restrição nas colunas em relação ao deslocamento consoante a espessura e as condições de apoio	1
A.2 Evolução da força restrição nas colunas em relação ao deslocamento consoante o espaçamento entre parafusos e as condições de apoio.....	3

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Aplicação de perfis de aço enformado a frio na construção de uma cobertura	4
Figura 2.2 - a) Perfiladora (Algoro@); b) Fases do processo de perfilagem (Rhodes,1991).....	6
Figura 2.3 - a) Quinadeira (Adira@); b) Fases do processo de quinagem (Veríssimo, 2008) ...	6
Figura 2.4 - Perfis em AEF: a) Perfil em U; b) Perfil em C; c) Perfil em Z; d) Perfil em Σ ; e) Perfil em Σ com duplo reforço nas extremidades; f) Perfil em Ω ; g), h) e i) Secções compostas (EN1993-1-3:2006)	7
Figura 2.5 -Painéis de aço enformado a frio (Yu & LaBoube, 2010)	7
Figura 2.6 – Imperfeições geométricas locais na alma (d1) e banzo (d2) (Schafer & Peköz, 1998).....	9
Figura 2.7 -Tensões residuais de flexão e de membrana (Schafer & Peköz, 1998)	9
Figura 2.8 – Curvas tensão-extensão: a) Curva tensão-extensão para secções enformadas a frio; b) Curva tensão-extensão para secções laminadas a quente (adaptado de Yu e LaBoube, 2010)	11
Figura 2.9 – Modos de encurvadura de uma coluna à compressão. Modo simples: a) Local; b) Distorcional; c) Global por flexão; d) Global por torção; e) Global por flexão-torsão; f) Local e Distorcional; g) Local e Global por flexão; h) Distorcional e Global por flexão; i) Local e Global por flexão-torsão; j) Distorcional e Global por flexão-torsão (Rondal & Dubina, 2005)	12
Figura 2.10 – Secções em estudo da análise paramétrica (adaptado de Zhang e Young, 2015)	13
Figura 2.11 – Secções transversais e respetivos modos de encurvadura: a) Secção C; b) Secção Σ ; c) Secção C com reforço de alma em V (Wang <i>et al</i> , 2016).....	14
Figura 2.12 – Provetes ensaiados à tração (Chen & Young, 2006).....	16
Figura 2.13 – Comparação entre os fatores de redução experimentais com outros estudos e com a EN 1993-1-2:2005: a) e c) Tensão de cedência; b) e d) Módulo de elasticidade (Craveiro <i>et al</i> , 2016).....	17
Figura 2.14 – Comparação dos fatores de redução para o módulo de elasticidade (Javed <i>et al</i> , 2017).....	18
Figura 2.15 – Secções transversais estudadas nos ensaios experimentais (mm): a) Secção C; b) Secção I; c) Secção R; d) Secção 2R (adaptado de Craveiro,2015)	19
Figura 2.16 – Secção em C: a) Bruta; b) Efetiva; c) Efetiva com espessura reduzida (Silvestre, 2009).....	20
Figura 2.17 – Sistema estrutural para um reforço de extremidade com dobra simples (EN 1993-1-3, 2006)	22
Figura 2.18 – Fatores de redução para a relação tensão-extensão de secções da Classe 4 de enformados a frio e laminados a quente a altas temperaturas (EN 1993-1-2:2005).....	25
Figura 3.1 - Curvas tensão-extensão do aço S320GD+Z275, em função da temperatura.....	30

Figura 3.2 – Extensão térmica de acordo com a EN 1993-1-2 (2005), comparativamente com os estudos realizados por Chen & Young (2007) e Craveiro <i>et al</i> (2016).....	31
Figura 3.3 – Propriedades térmica do aço, de acordo com a EN 1993-1-2 (2005): a) Calor específico; b) Condutibilidade térmica.....	32
Figura 3.4 -Malha de elementos finitos adotada: a) Coluna Σ ; b) Coluna $\Sigma+$; c) Coluna 2Σ ; d) Coluna $2\Sigma+$; e) Parafuso.....	33
Figura 3.5 – Modelos estruturais em situação de incêndio: a) Secção Simples; b) Secção Composta (Mota, 2016).....	34
Figura 3.6 – Comparação/Calibração entre os resultados experimentais e numéricos: a) Σ_PP ; b) Σ_SR ; c) $\Sigma+_PP$; d) $\Sigma+_SR$; e) $2\Sigma_PP$; f) $2\Sigma_SR$; g) $2\Sigma+_PP$; h) $2\Sigma+_SR$	38
Figura 4.1 – Variação do nível de carregamento em condições de apoio diferentes para as secções sigma: a) Σ_PP ; b) Σ_SR ; c) $\Sigma+_PP$; d) $\Sigma+_SR$; e) $2\Sigma_PP$; f) $2\Sigma_SR$; g) $2\Sigma+_PP$; h) $2\Sigma+_SR$	44
Figura 4.2 - Variação da espessura em condições de apoio diferentes para as secções sigma: a) Σ_PP ; b) Σ_SR ; c) $\Sigma+_PP$; d) $\Sigma+_SR$; e) $2\Sigma_PP$; f) $2\Sigma_SR$; g) $2\Sigma+_PP$; h) $2\Sigma+_SR$	48
Figura 4.3 - Variação do espaçamento entre parafusos em condições de apoio diferentes para as secções sigma: a) $2\Sigma_PP$; b) $2\Sigma_SR$; c) $2\Sigma+_PP$; d) $2\Sigma+_SR$	51
Figura 4.4 - Variação da restrição axial para as diferentes secções: a) Σ_PP ; b) $\Sigma+_PP$; c) $2\Sigma_PP$; d) $2\Sigma+_PP$	54
Figura 4.5 - Variação da restrição rotacional para as diferentes secções: a) Σ b) $\Sigma+$; c) 2Σ ; d) $2\Sigma+$	56

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Programa experimental para os ensaios em situação de incêndio.....	29
Quadro 2 - Variação do parâmetro nível de carregamento nas colunas	41
Quadro 3 – Variação do parâmetro espessura nas colunas.....	45
Quadro 4 - Variação do parâmetro espaçamento entre parafusos nas colunas.....	49
Quadro 5 - Variação do parâmetro restrição axial.....	52
Quadro 6 – Variação do parâmetro restrição rotacional.....	54

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

A_c	área comprimida de uma placa metálica
$A_{c,eff}$	área efetiva de uma placa comprimida
A_{eff}	área efetiva da secção transversal
A_s	área efetiva do elemento reforçado
$A_{s,red}$	área reduzida da secção efetiva do elemento reforçado
E, E_{20}	módulo de elasticidade à temperatura ambiente de 20°C
E_a	módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente
$E_{a,\theta}$	módulo de elasticidade do aço à temperatura θ_a
H_1	meia altura da parte não reforçada da alma da secção transversal Σ
H_2	altura do reforço na alma da secção transversal Σ
I	momento de inércia
K	rigidez da mola do reforço de extremidade
L	altura da coluna
$N_{b,\dot{f},t,Rd}$	valor de cálculo da resistência à encurvadura no instante t de um elemento comprimido
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
N_{cr}	valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta
P	força de restrição axial devido à dilatação térmica

Letras minúsculas latinas

b	largura da secção transversal
b_e, b_{eff}	largura efetiva da placa
b_p	largura da placa, sem contabilização das dobras
$b_{p,c}$	largura do reforço de extremidade, sem contabilização das dobras
c	largura do reforço de extremidade

c_{eff}	largura efetiva do reforço de extremidade
d_1	imperfeição local de tipo 1
d_2	imperfeição distorcional do tipo 2
f_p	tensão limite de proporcionalidade
f_u	tensão de rotura
$f_y, f_{y,20}$	tensão de cedência à temperatura ambiente de 20°C
$f_{0.5}$	tensão de cedência para uma extensão de 0,5%
$f_{0.2p}$	tensão limite de proporcionalidade para uma extensão de 0,2% à temperatura ambiente
$f_{0.2p,\theta}$	tensão limite de proporcionalidade para uma extensão de 0,2% à temperatura θ
h	altura da secção transversal
$k_{E,t}$	fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θ_a atingida no instante t , definido na Secção 3 da EN 1993-1-2:2005
$k_{0.2p,\theta}$	fator de redução para a tensão de cedência (limite convencional de proporcionalidade a 0,2%) do aço à temperatura θ_a atingida no instante t , definido no Anexo E da EN 1993-1-2:2005
t	espessura da placa tempo de exposição ao fogo
t_{cr}	tempo crítico de exposição ao fogo
t_{pico}	tempo de pico de exposição ao fogo
t_{red}	espessura reduzida
w	largura da placa

Letras maiúsculas gregas

$\Delta l/l$	extensão térmica
Φ	coeficiente para determinação do coeficiente de redução χ

Letras minúsculas gregas

α	fator de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos
γ_{M0}	coeficiente parcial de segurança para a resistência da secção transversal
γ_{M1}	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura avaliada através de verificações individuais de cada elemento
$\gamma_{M,fi}$	Coeficiente parcial para a propriedade considerada do material em situação de incêndio
ε	extensão
θ	temperatura
θ_a	temperatura no aço
θ_{cr}	temperatura crítica
θ_{pico}	temperatura de pico
$\bar{\theta}_c$	temperatura média da coluna
$\bar{\theta}_s$	temperatura média da secção
$\bar{\lambda}$	esbelteza normalizada
$\bar{\lambda}_d$	esbelteza normalizada distorcional
$\bar{\lambda}_\theta$	esbelteza normalizada à temperatura θ
μ	média ponderada
ρ	fator de redução para cálculo das larguras efetivas
σ	tensão
	desvio padrão
$\sigma_{com,Ed}$	tensão de compressão resistente da placa
$\sigma_{cr,s}$	tensão crítica elástica de encurvadura
φ_θ	coeficiente para determinação do coeficiente de redução χ_{fi} à temperatura θ
χ	coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
χ_d	coeficiente de redução relativo à encurvadura distorcional
χ_{fi}	coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio

ABREVIATURAS

AEF	Aço enformado a frio
LSF	Construção em Aço Leve (<i>Light Steel Framing</i>)
MLE	Método da Largura Efetiva
MRD	Método da Resistência Direta

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento geral

A indústria da construção tem se desenvolvido no sentido de criar soluções construtivas mais económicas e sustentáveis, garantindo sempre um desempenho estrutural igual ou superior. Assim, nos últimos anos verificou-se um crescimento na aplicação de elementos estruturais de aço enformado a frio (AEF), devido às vantagens deste material comparativamente aos mais correntes nas obras de engenharia civil, como o aço laminado a quente, o betão armado ou a madeira. As principais vantagens são a leveza, associada à sua capacidade resistente, tempo reduzido de produção e montagem, custos de transporte mais baixos, facilidade de manuseamento e sustentabilidade, tornando assim um material competitivo no setor da construção.

Devido ao processo de fabrico dos elementos em AEF é possível obter diversas secções transversais, sendo as mais comuns os perfis em U, C, Z, Σ , Ω e tubulares, com e sem reforços ao longo da secção. Embora as suas vantagens relativamente a outros materiais, a geometria destes elementos conduz a fenómenos de encurvadura quando comprimidos, devido à sua esbelteza. A espessura reduzida das secções juntamente com a não coincidência dos centros geométricos e de corte da secção conduz a uma baixa rigidez torsional dos elementos. Os reforços ao longo da secção (dobras) melhoram a resistência à encurvadura dos elementos com um pequeno acréscimo de material, contudo nessas zonas observa-se um aumento da tensão de cedência do aço.

O aço enformado a frio tem vindo a ter um crescimento na construção e a norma de dimensionamento dos elementos ainda não é bem definida nem precisa, o que me fez ter interesse nesta área de estudo e realizar a minha dissertação nesta área.

A norma que vigora atualmente é a EN 1993-1-3 (2006) que estabelece as regras de dimensionamento à temperatura ambiente, no qual dispõe as verificações específicas considerando os fenómenos de encurvadura. Todavia, em situação de incêndio, ainda não foram definidas normas de dimensionamento específicas tendo em conta os fenómenos de encurvadura. A degradação das propriedades mecânicas do aço, devido à influência de temperaturas elevadas, leva a uma redução da tensão de cedência e módulo de elasticidade, sendo capaz de resultar num colapso prematuro dos elementos. Atualmente, a norma para o dimensionamento de elementos de aço em situação de incêndio é a EN 1993-1-2 (2005), direcionada para elementos de aço laminado a quente. Esta norma recomenda a aplicação de fatores de redução para as propriedades mecânicas do aço, de maneira a estimar a degradação

do material em relação ao aumento da temperatura. Também a norma permite uma verificação dos elementos em função da temperatura crítica, sendo esta de 350°C. A norma permite a aplicação a secções transversais de Classe 4, onde se insere a generalidade das secções enformadas a frio, apesar de prever o dimensionamento para laminados a quente.

A utilização de colunas com secção transversal em sigma e sigma+, (Σ e $\Sigma+$), apresenta várias vantagens estruturais comparadas com as secções mais correntes, como por exemplo, perfis em C e U. Os reforços (dobras) aplicados nas secções Σ e $\Sigma+$, fazem com que haja uma redução da distância entre o centro geométrico e o de corte, proporcionando uma rigidez torsional superior e consequentemente uma maior capacidade resistente relativamente à encurvadura local. A adição de reforços à temperatura ambiente conduz a uma maior resistência à encurvadura, mas o aumento de temperatura na secção leva a uma redução significativa da rigidez dos reforços, que pode resultar no colapso do elemento.

Esta dissertação de mestrado tem a finalidade de contribuir para os estudos relativamente ao comportamento ao fogo de elementos em aço enformado a frio em situação de incêndio.

1.2 Objetivos da dissertação

Os estudos no âmbito do comportamento ao fogo em elementos em aço enformado a frio são ainda escassos, logo, é uma área que necessita ainda de mais investigação para o desenvolvimento da metodologia de cálculo a temperaturas elevadas. Devido à falta de investigação, leva a que haja uma ausência de normas específicas para a verificação de segurança de estruturas em aço enformado a frio em situação de incêndio. Deste modo, é neste enquadramento que surge esta dissertação.

No âmbito desta dissertação foi desenvolvido um estudo numérico em colunas de aço enformado a frio com secção transversal em sigma (Σ), sigma-plus ($\Sigma+$), 2-sigma (2Σ) e 2-sigma-plus ($2\Sigma+$), sujeitas a altas temperaturas.

1.3 Organização da Dissertação

A presente dissertação está organizada em cinco capítulos. No primeiro capítulo é apresentado um enquadramento geral acerca do aço enformado a frio, assim como as motivações e objetivos da dissertação. No segundo capítulo é exposto uma revisão da literatura, acerca das considerações gerais dos elementos de AEF, processos de fabrico, vantagens e desvantagens, comportamento estrutural à temperatura ambiente e em situação de incêndio e as suas normas de dimensionamento. No terceiro capítulo é demonstrado o estudo numérico realizado, com a descrição de todo o processo e calibração do mesmo a partir dos resultados obtidos experimentalmente. No quarto capítulo é mostrado o estudo paramétrico para avaliar a

influência do nível de carregamento aplicado nos perfis, a espessura do perfil dos elementos, a distância entre parafusos ao longo da altura dos perfis, a restrição axial e a restrição rotacional. E no quinto capítulo são apresentadas as conclusões e possíveis desenvolvimentos futuros.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 Considerações gerais

O aço estrutural utilizado na construção encontra-se dividido em três grupos. Sendo estes o aço laminado a quente, perfis resultantes da soldadura de chapas e aço enformado a frio. No caso de estruturas com maior capacidade resistente é mais utilizado o aço laminado a quente e/ou perfis resultantes da soldadura de chapas. Os elementos em aço enformado a frio são produzidos a partir de chapas de parede muito fina (comparando com a sua altura e largura) e com espessura uniforme, conseguindo dar formas variadas às secções, com boas propriedades mecânicas e gastos de material reduzidos (Simões, 2007), tornando assim uma solução mais leve e consequentemente uma solução mais económica.

Ao longo dos últimos anos, o aço enformado a frio (AEF) tem tido um uso crescente na construção, particularmente mais utilizado como elementos secundários em estruturas, coberturas, fachadas de pavilhões, reabilitação de edifícios e ampliação de edifícios (Figura 2.1). Estes elementos têm uma excelente relação resistência/peso, assim sendo, podem ser usados como elementos principais em edifícios de baixa/média altura (Cheng, Li, & Kim, 2015), sendo este tipo de construção conhecido como construção em aço leve (“Light Steel Framing” – LSF).



Figura 2.1 - Aplicação de perfis de aço enformado a frio na construção de uma cobertura

Sabendo que, estes elementos têm vantagens, quando comparamos com outros materiais, apresentam fragilidades em relação ao seu comportamento a nível estrutural, sendo estes, fenómenos de instabilidade devido à elevada esbelteza dos elementos, nomeadamente, a encurvadura local, a distorcional, a global e suas interações (Veríssimo, 2008). A secção transversal destes elementos não é simétrica, o que conduz a uma não coincidência dos centros geométricos e de corte, o que implica uma baixa rigidez torsional. Como a condutividade térmica do aço é elevada e com a associação da espessura dos elementos, conduz ao aumento rápido da temperatura, degradando as propriedades térmicas, conduzindo a um baixo desempenho em situação de incêndio. Devido ao processo de fabrico destes elementos, existem imperfeições geométricas e tensões residuais, levando a uma perda da ductilidade do aço, a sua utilização não deve ser considerada em estruturas em que a fadiga seja predominante (Simões, 2007).

2.2 O aço enformado a frio

2.2.1 Processos de fabrico

Os perfis em aço enformado a frio, moldados à temperatura ambiente tem, atualmente, dois processos de fabrico mais comuns, sendo estes, a perfilagem e a quinagem. Os perfis são feitos a partir de chapas metálicas galvanizadas. O processo de galvanização consiste na aplicação de uma camada de zinco no aço, criando uma barreira protetora que atrasa o processo de corrosão, consequentemente promovendo uma maior durabilidade do aço.

A perfilagem (*cold-roll forming*) (Figura 2.2) é um processo em que a chapa metálica, na forma de rolo, é introduzida na perfiladora, composta por um conjunto longitudinal de rolos compressores, concedendo a forma pretendida da secção transversal através de pequenas dobras sucessivas na chapa. Este processo de fabrico é mais utilizado, devido ao facto de ter uma produção sistematizada, normalizada e extremamente eficiente quando queremos uma grande produção em escala ou obtenção de perfis com secções transversais mais complexas (Ferrer, 2014). A quinagem (*brake pressing*) (Figura 2.3) que implica a utilização de uma quinadeira é um processo em que a chapa metálica, já cortada à medida da secção pretendida, é pressionada em moldes, repetidamente, para obter a secção pretendida. Este procedimento é mais vantajoso para um fabrico de quantidades baixas de material, tendo o defeito de perfis de menor comprimento e limitações impostas pela dimensão da máquina.

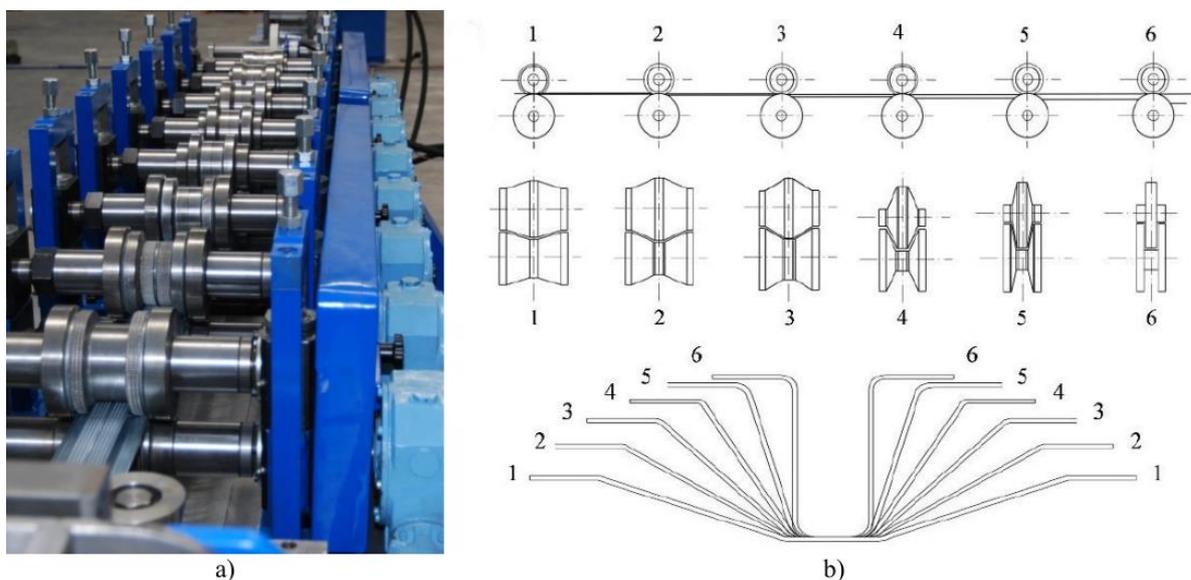


Figura 2.2 - a) Perfiladora (Algoro@); b) Fases do processo de perfilagem (Rhodes,1991)

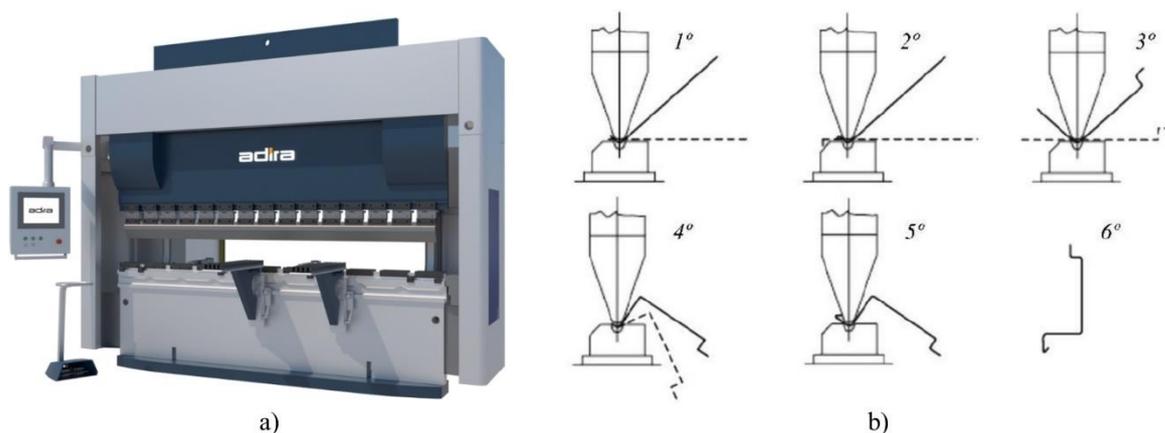


Figura 2.3 - a) Quinadeira (Adira@); b) Fases do processo de quinagem (Veríssimo, 2008)

2.2.2 Elementos de aço enformado a frio

Os elementos estruturais de AEF são distinguidos, essencialmente por dois grupos: perfis e painéis.

Existem diversas secções para os perfis de aço enformado a frio (Figura 2.4), podendo se apresentar na forma de secção aberta ou secção fechada, com a espessura compreendida entre os 1,2 e 6,4 mm. Na construção, os perfis mais comuns são em U, C, Z, Σ e Ω podendo ter reforços ao longo da secção, fundamentalmente utilizados como suporte de coberturas e fachadas. No caso de soluções onde é aplicada uma maior sollicitação estrutural, é comum adotar

secções compostas por dois ou mais perfis, permitindo vencer maiores vãos e maiores capacidades resistentes (Craveiro, 2015).

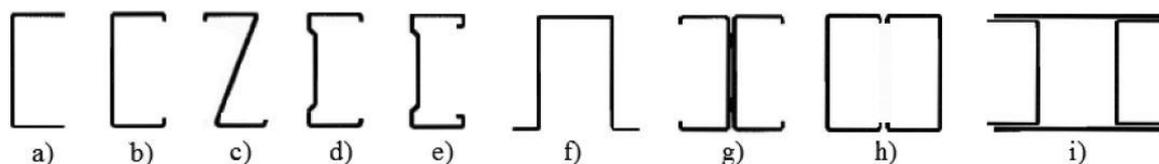


Figura 2.4 - Perfis em AEF: a) Perfil em U; b) Perfil em C; c) Perfil em Z; d) Perfil em Σ ; e) Perfil em Σ com duplo reforço nas extremidades; f) Perfil em Ω ; g), h) e i) Secções compostas (EN1993-1-3:2006)

Os painéis ou chapas perfiladas (Figura 2.5), são peças laminares com espessuras entre 0,5 e 1,9 mm, utilizados em lajes mistas de aço-betão, em paredes, pavimentos e coberturas. No caso das lajes mistas, os painéis apresentam distintas vantagens, pelo facto de o painel em si, desempenhar o papel de cofragem e armadura de tração (Pinho, 2010).

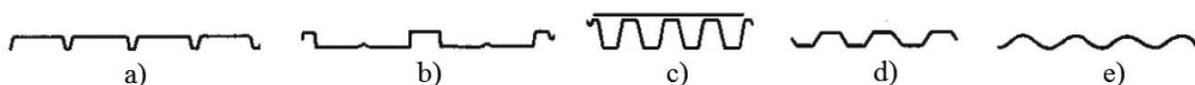


Figura 2.5 -Painéis de aço enformado a frio (Yu & LaBoube, 2010)

2.2.3 Vantagens e desvantagens

Os elementos de AEF apresentam algumas vantagens em comparação com outros materiais, tais como, o betão armado, madeira e o aço laminado a quente (Yu & LaBoube, 2010) (Simões, 2007)(Rodrigues, Laím, & Craveiro, 2014).

Vantagens dos elementos de AEF:

- Leveza estrutural que resulta na facilidade de manuseamento e instalação em obra;
- Variedade de secções transversais, resultantes de processos de fabrico em grande escala, sistematizados e rápidos;
- Eficiência estrutural elevada devido à sua relação entre a resistência e o peso;
- Material sustentável, pois tem a possibilidade de ser reciclável.

Desvantagens dos elementos de AEF:

- Devido ao seu processo de fabrico, criam-se imperfeições geométricas e tensões residuais conferindo uma perda da ductilidade do aço, não sendo aconselhável para estruturas onde a fadiga seja predominante;
- Baixa rigidez torsional, devido ao facto de as secções na sua maioria serem abertas, os centros geométricos e de corte não serem coincidentes e a espessura dos elementos ser reduzida;
- Maior vulnerabilidade a fenómenos de instabilidade, graças à espessura dos elementos e da sua esbelteza;
- Desempenho baixo quando sujeito a altas temperaturas, devido à condutibilidade térmica do aço e à espessura dos elementos, levando à degradação rápida das propriedades mecânicas.

2.2.4 Imperfeições geométricas e tensões residuais

As imperfeições geométricas referem-se a desvios na geometria perfeita afetando o comportamento estrutural dos elementos de aço enformado a frio podendo provir do processo de fabrico, transporte, armazenamento e aplicação em obra (Garifullin & Nackenhorst, 2015). A presença destas imperfeições afetam consideravelmente a resistência dos elementos, influenciando os modos de encurvadura (Rasmussen & Hancock, 1988)(Schafer & Peköz, 1998) (Zeinoddini & Schafer, 2012). Podem ser classificadas como imperfeições globais ou seccionais. As imperfeições globais representam-se como curvaturas, empenamentos e torções ao longo dos elementos, originando uma perda da capacidade de carga. As imperfeições seccionais diferem-se em imperfeições locais e distorcionais. As locais representam o aparecimento de mossas e ondulações regulares nas placas do perfil, as distorcionais levam à translação de uma das extremidades da placa em relação à outra (Schafer & Peköz, 1998) (Gendy & Hanna, 2015).

Schafer & Peköz (1998) efetuaram um modelo para avaliar as imperfeições geométricas no comportamento de elementos em aço enformado a frio tendo em conta a espessura, a largura e o tipo de secção, sendo neste estudo, secção aberta em C. O estudo teve por base a estimativa dos valores máximos relativamente à deformação local (encurvadura local) na alma ($d1$) e à distorção (encurvadura distorsional) nos banzos ($d2$) (Figura 2.6). Foram propostas pelos autores expressões para o cálculo aproximado das imperfeições geométricas dos perfis apenas válidas para secções com espessuras (t) menor que 3 mm, (h/t) inferior a 200 e (b/t) inferior a 100, sendo que h e b representam a altura e a largura do perfil, respectivamente. No caso das imperfeições do tipo 1, obteve-se que $d1 \approx 3h/500$ ou $d1 \approx 6te^{-2t}$, e das imperfeições do tipo 2, o valor é aproximadamente igual à espessura da capa de aço do perfil, $d2 \approx t$.

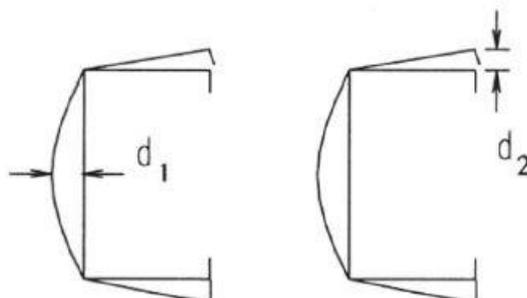


Figura 2.6 – Imperfeições geométricas locais na alma (d_1) e banzo (d_2) (Schafer & Peköz, 1998)

Feng *et al* (2004) efetuaram um estudo de sensibilidade em colunas de aço enformado a frio sujeitas a temperaturas elevadas, com o propósito de avaliar a influência das imperfeições geométricas na sua resistência. Esta análise ajudou a concluir que a consideração das imperfeições geométricas em pilares influencia bastante a sua capacidade resistente quando estes são sujeitos a altas temperaturas. Verificou-se que para colunas curtas as imperfeições locais possuem maior influência no comportamento estrutural, e para colunas esbeltas as imperfeições globais são mais condicionantes, podendo ser desprezadas as primeiras. Os autores consideram que o valor referente às imperfeições locais e globais são $h/200$ e $L/1000$ a $L/500$, respetivamente, sendo h a altura da secção transversal e L o comprimento da coluna.

As tensões residuais ao longo da espessura dos perfis enformados a frio provém do seu processo de fabrico afetando a sua rigidez e sendo capaz de causar uma pré-cedência inicial gerando a redução da tensão de rotura. Estas derivam da soma das tensões de membrana e das tensões de flexão.

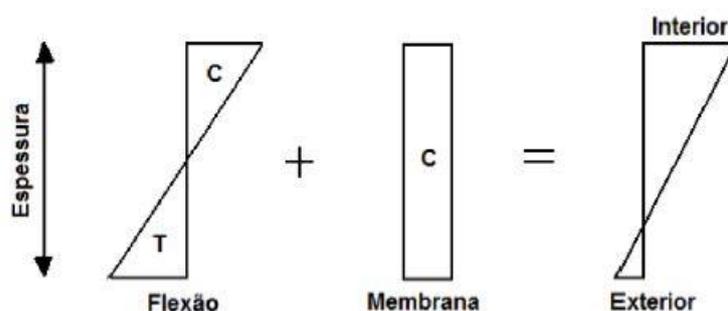


Figura 2.7 -Tensões residuais de flexão e de membrana (Schafer & Peköz, 1998)

As tensões residuais de flexão, na superfície interna da secção são de compressão e na superfície externa são de tração. Em contrapartida, as tensões residuais de membranas são iguais em toda a espessura (Kankanamge, 2010).

Os perfis de AEF, segundo Schafer & Peköz (1998), são essencialmente afetados por tensões residuais de flexão, considerando as tensões de membrana inferiores, assumindo uma distribuição linear das tensões de flexão por toda a extensão longitudinal da espessura do elemento. Constatou-se ainda que no processo de quinagem os cantos da secção estão sujeitos a tensões residuais mais elevadas, contrapondo-se no processo de perfilagem com tensões residuais maiores ao longo das placas.

Anis *et al* (2012) realizaram um estudo de forma a avaliar a relevância das tensões residuais nos cantos das secções de AEF, visto que, são zonas com maior propensão a acumular tensões residuais. Concluíram que para secções com menores raios de curvatura dos cantos, ângulos de dobragem maiores e espessuras da chapa maiores resultam em maiores tensões residuais. Moen *et al* (2008) concluiu que as tensões residuais aumentavam quanto menor fosse a classe do aço.

No cenário de incêndio, (Lee, 2004) observou uma diminuição das tensões residuais com um aumento da temperatura, sendo que, para um aço com 0,2% de carbono na sua constituição e a uma temperatura de 800°C, as tensões residuais anulavam-se. (Ranawaka & Mahendran, 2010) observaram uma reduzida influência das tensões residuais na capacidade resistente dos AEF a altas temperaturas, contudo a não consideração destas levava a erros inferiores a 1%.

2.3 Colunas de aço enformado a frio a temperatura ambiente

2.3.1 Comportamento estrutural

O aço enformado a frio tem um comportamento estrutural diferenciado ao aço laminado a quente devido ao facto das espessuras reduzidas e do seu processo de fabrico. Como podemos observar nas figuras seguintes, a curva tensão-extensão do aço laminado a quente (Figura 2.8 b)) apresenta um patamar de cedência bem definido constatando-se um acréscimo de deformação com uma pequena variação da tensão, enquanto no aço enformado a frio (Figura 2.8 a)) a tensão a cedência é gradual.

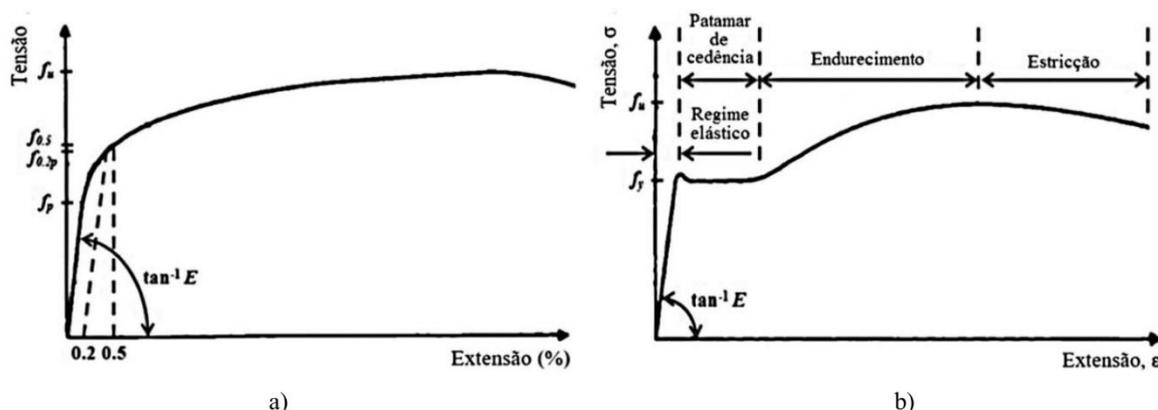


Figura 2.8 – Curvas tensão-extensão: a) Curva tensão-extensão para secções enformadas a frio; b) Curva tensão-extensão para secções laminadas a quente (adaptado de Yu e LaBoube, 2010)

As sucessivas deformações aplicadas nos elementos enformados a frio sucedem num acréscimo da tensão de cedência e de rotura do aço nas dobras. Este ganho de resistência está relacionado com uma diminuição da ductilidade do material (Chen & Young, 2006) (Yu & LaBoube, 2010).

Os elementos de AEF manifestam um comportamento estrutural complexo, caracterizando-se a sua esbelteza um dos principais responsáveis. Os aços laminados a quente, encontram-se nas Classes 1, 2 ou 3, enquanto os aços enformados a frio pertencem essencialmente à Classe 4, que quando submetidos a compressão pura apresentam modos de encurvadura local, distorcional, global e interação entre os vários modos.

A encurvadura local (Figura 2.9 a)) sucede-se de forma localizada na secção transversal, definida pelo aparecimento de mossas e ondulações, sem alteração da posição das extremidades das placas, sendo mais visível quanto maior a relação entre o comprimento da placa e a espessura. A encurvadura distorcional (Figura 2.9 b)) pronuncia-se pela abertura dos banzos relativamente à alma da secção, sendo maior quanto maior o comprimento dos banzos. A encurvadura global (Figura 2.9 c) e d), respetivamente) define-se por uma deformação da totalidade do elemento sem distorção do mesmo, podendo resultar de esforços de flexão ou torção, sendo mais exposto em colunas de altura considerável e secção transversal simétrica segundo um eixo.

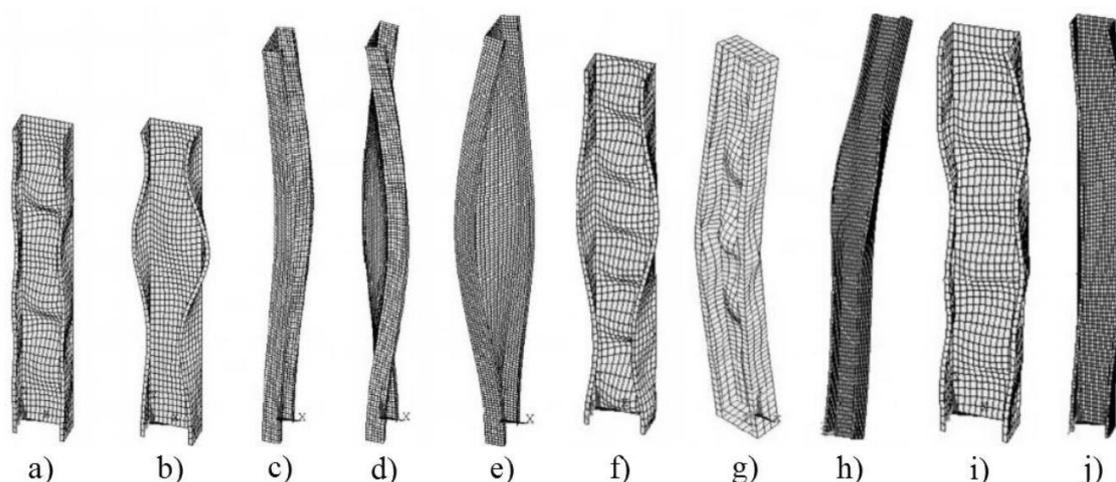


Figura 2.9 – Modos de encurvadura de uma coluna à compressão. Modo simples: a) Local; b) Distorcional; c) Global por flexão; d) Global por torção; e) Global por flexão-torção; f) Local e Distorcional; g) Local e Global por flexão; h) Distorcional e Global por flexão; i) Local e Global por flexão-torção; j) Distorcional e Global por flexão-torção (Rondal & Dubina, 2005)

Fora a esbelteza dos perfis, as secções abertas, correntemente, apenas com um eixo de simetria ou completamente assimétricas, influenciam o comportamento estrutural dos elementos. Devido a esta assimetria, o centro geométrico e o centro de corte da peça não coincidem, o que leva a uma baixa rigidez de torção. Todos estes fatores conduzem a que os perfis AEF sejam fortemente suscetíveis a sofrer fenómenos de encurvadura.

Ao adicionar reforços ao longo da secção transversal estes conduzem a um aumento da tensão de cedência do aço. Segundo Laím, Rodrigues, & Craveiro (2015) e Veríssimo (2008) a integração destes reforços introduz pontos de apoio elásticos nas dobras, reduzindo o comprimento livre de flexão entre placas e conseqüentemente conduz a um acréscimo da tensão crítica elástica de encurvadura da respectiva placa, minorando os fenómenos de encurvadura local e distortional. No caso dos perfis em Σ , os reforços adicionados na alma e nas extremidades dos banzos diminuem a distância entre o centro geométrico e o centro de corte, afirmando uma maior capacidade resistente e rigidez torsional.

2.3.2 Estudos realizados em colunas de aço enformado a frio a temperatura ambiente

Zhang & Young (2012) efetuaram ensaios experimentais em colunas de aço enformado a frio comprimidas, com secção aberta em I com reforços na alma e nas extremidades (perfis Σ aparafusados com parafusos auto-perfurantes) de modo a avaliar o seu comportamento estrutural. Realizaram os ensaios para condições de apoio semirrígidas, considerando três espessuras diferentes (0,48, 1,00, 1,20 mm) e alturas entre os 300 e 3200 mm. Com os resultados

obtido verificaram que as colunas curtas instabilizam fundamentalmente por encurvadura distorcional, sendo que para colunas mais longas instabilizam essencialmente por encurvadura global por flexão. No caso de colunas com alturas intermédias, verificou-se uma interação entre os dois modos referidos. Observou-se também que a espessura dos perfis é condicionante para o comportamento estrutural, possibilitando a interação entre os modos de encurvadura local e distorcional em colunas curtas, com propensão ao aparecimento de encurvadura por flexão com o aumento da altura da coluna.

Os autores, tendo por base os resultados obtidos anteriormente realizaram uma análise numérica e paramétrica não linear de elementos finitos tendo por base o software *Abaqus* (Zhang & Young, 2015) de modo a avaliar a influência de diferentes reforços de alma e de extremidade no comportamento estrutural de colunas com secção aberta. Os modelos estruturais realizados foram calibrados a partir dos resultados obtidos experimentalmente (Zhang & Young, 2015) inserindo as imperfeições geométricas iniciais e as propriedades do material para ser o mais próximo da realidade. Posteriormente à calibração dos modelos, iniciaram o estudo paramétrico, fazendo variar a dimensão dos reforços de alma e extremidade (Figura 2.10), a sua espessura (1,00, 1,50, 2,40 mm) e a altura das colunas (450 a 4000 mm). Constataram que o aumento da dimensão dos reforços de extremidade conduziu a maiores capacidades de carga, providenciando também um comportamento estrutural melhor relativamente à encurvadura distorcional. No caso de o aumento dos reforços na alma da secção verificou-se que também tinham benefícios para o seu comportamento estrutural, posto que, o maior reforço condiz a uma melhor capacidade de carga. Do mesmo modo que o aumento da espessura da chapa levava a maiores capacidades resistente.

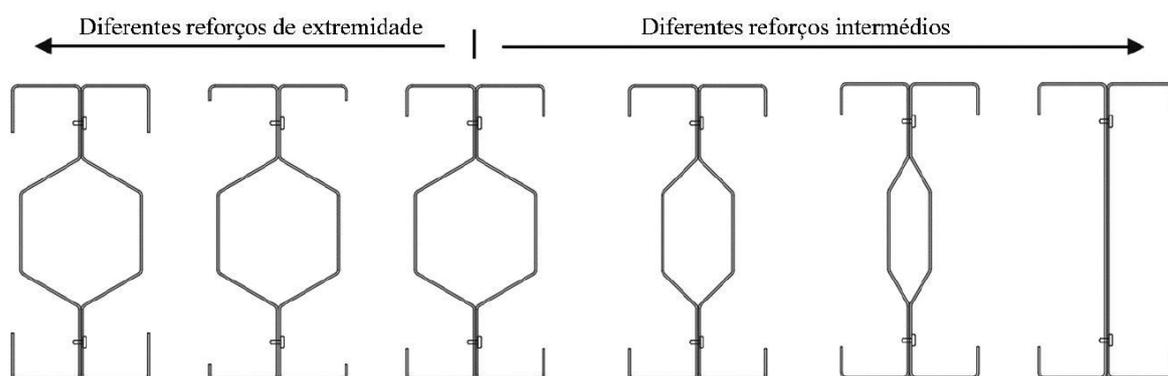


Figura 2.10 – Secções em estudo da análise paramétrica (adaptado de Zhang e Young, 2015)

Wang *et al* (2016) realizaram um estudo experimental com o intuito de avaliar a capacidade resistente e comportamento estrutural de elementos comprimidos com duplo reforço nas extremidades dos banzos e diversos tipos de reforço na alma da secção, utilizando secções em

C, com e sem reforço de alma em V e secções em Σ (Figura 2.11), variando a altura das colunas e a excentricidade do carregamento axial. Os autores constataram que a secção Σ e a secção C com reforço da alma em V alcançaram cargas de colapso de 65% e 40% superiores às registadas para as colunas em C. No que diz respeito aos modos de encurvadura, verificou-se que o reforço na alma nos perfis Σ conduziu a fenómenos de encurvadura local muito pouco significativos, fazendo a encurvadura distorcional condicionante no colapso das colunas. A encurvadura local mostrou-se mais evidente nas secções restantes, ainda que menor nas secções em C com reforço de alma em V. Fundamentado nos resultados experimentais, os autores realizaram modelos numéricos, no qual tiveram uma boa concordância entre os ensaios e as simulações numéricas. Posteriormente à validação dos modelos, foi efetuada uma análise paramétrica de otimização relativamente à secção Σ , em que a relação H_1/H_2 (Figura 2.11) se mostrou a mais dominante na capacidade resistente das colunas, conseguindo-se capacidades de carga superiores para uma relação perto da unidade.

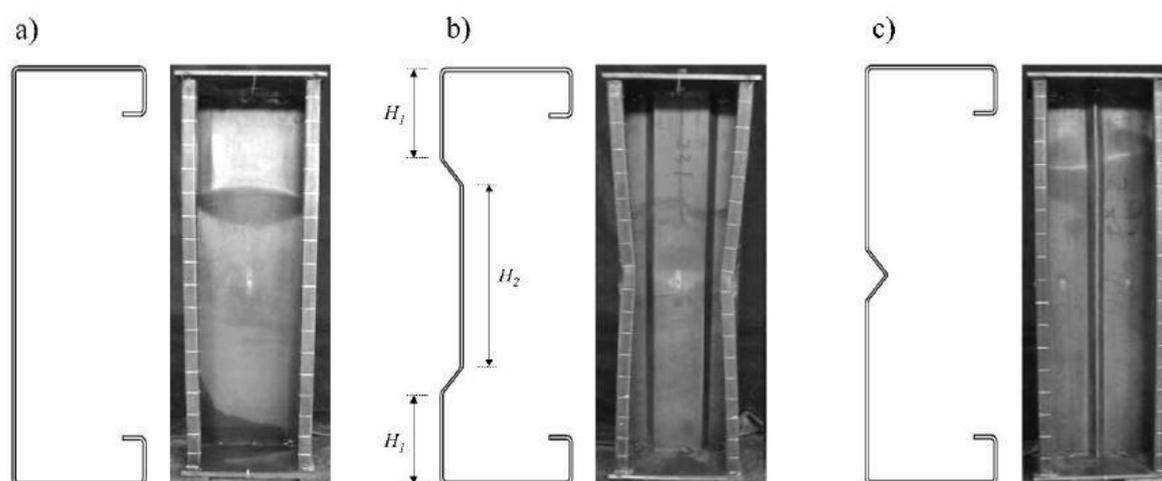


Figura 2.11 – Secções transversais e respetivos modos de encurvadura: a) Secção C; b) Secção Σ ; c) Secção C com reforço de alma em V (Wang *et al*, 2016)

2.4 Colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio

2.4.1 Comportamento estrutural

Devido à procura crescente de elementos de aço enformado a frio na construção é importante conhecer a sua resposta estrutural em situação de incêndio. A investigação referente ao comportamento ao fogo de colunas de AEF ainda é reduzida, sendo que para elementos com reforços ao longo da sua secção transversal seja ainda mais limitada. Estes elementos podem não conferir ganhos estruturais em situação de incêndio, assim, é importante a execução de mais estudos nesta matéria, com a função de avaliar o seu contributo a altas temperaturas.

O comportamento ao fogo dos AEF descreve-se pela degradação das propriedades mecânicas do aço em função do aumento da temperatura, sendo bastante diferentes a altas temperaturas (Craveiro *et al*, 2016). Com o aumento da temperatura as propriedades mecânicas mais condicionadas são a tensão de cedência do aço e o seu módulo de elasticidade (Ranawaka & Mahendran, 2009b; Kankanamge & Mahendran, 2011; Craveiro *et al*, 2016). A degradação das propriedades do aço influencia a carga crítica de encurvadura dos elementos enformados a frio, sendo capaz de levar à cedência antecipada deste. O aumento de temperatura conduz a uma redução da rigidez do material nas zonas das dobras, assim conclui-se que a adição destes reforços poderá não ser favorável na resposta estrutural dos elementos (Rodrigues *et al*, 2014). Desta forma, o conhecimento da taxa de degradação das propriedades mecânicas do aço é essencialmente importante na realização de modelações numéricas, conseguindo assim, produzir modelos capazes de representar situações reais de incêndio.

2.4.2 Temperatura e a sua influência nas propriedades mecânicas do aço

O estudo de modo a avaliar a influência da temperatura nas propriedades mecânicas do aço para elementos em aço enformado a frio foi fundamentalmente desenvolvido através de ensaios de tração axial, apresentando dois tipos de métodos de ensaio a altas temperaturas: ensaio em estado transiente e ensaio em estado estacionário. O ensaio em estado transiente, é aplicada uma carga constante de tração ao provete enquanto se aumenta a temperatura de modo constante até à rotura. O ensaio em estado estacionário, primeiro o provete é aquecido até uma certa temperatura e só posteriormente é tracionado. O método de ensaio em estado transiente tem resultados mais realistas, devido ao facto de em situação de incêndio os elementos já se encontram previamente esforçados e sofrerem um aumento de temperatura gradual (Kankanamge & Mahendran, 2011; Chen & Young, 2007; Outinen, 2006).

Chen & Young (2006) realizaram uma análise experimental com o intuito de avaliar a influência do acréscimo da temperatura nas propriedades mecânicas das dobras externa e interna e da alma de um perfil Σ . Os provetes testados (Figura 2.12) pertenciam à classe G500 e com uma espessura de 1,9 mm, sendo tracionados até à rotura e submetidos a temperaturas entre os 20 e os 1000°C nos dois métodos de ensaio. Depreenderam que o valor do módulo de elasticidade do material não é afetado no processo de enformagem a frio, ao contrário dos valores de tensão de cedência, no qual se confirmava aumentos de 4 e 10%, respetivamente para a dobra interior e exterior em relação à alma. Os fatores de redução para a tensão de cedência mantinham-se semelhantes nos diferentes provetes para temperaturas elevadas.

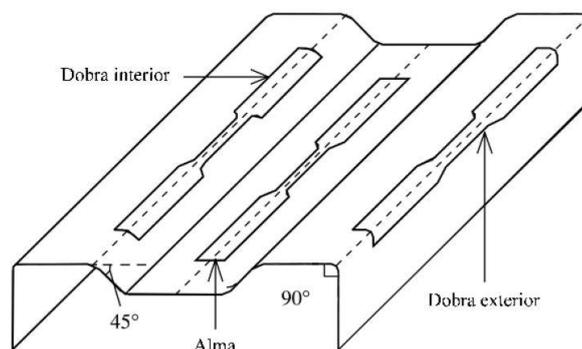


Figura 2.12 – Provetes ensaiados à tração (Chen & Young, 2006)

Ranawaka & Mahendran (2009a) analisaram a influência da classe estrutural (G250 e G550) e da espessura das chapas (0,60, 0,80, 0,95 mm) no desenvolvimento das propriedades mecânicas dos aços enformados a frio quando expostos a temperaturas elevadas (20 a 800°C). Constataram que para temperaturas baixas, o aço de baixa resistência, em comparação com o de alta resistência, possui propensão a perder a sua resistência mais rapidamente, enquanto que, a partir dos 400°C o aço de alta resistência apresenta uma diminuição mais carregada da tensão de cedência, contudo para temperaturas elevadas apresentam valores semelhantes. No que diz respeito à espessura da chapa, esta não influencia a tensão de cedência e os seus fatores de redução, e relativamente ao módulo de elasticidade verificaram-se fatores de redução idênticos para diferentes classes de aço e espessuras.

Kankanamge & Mahendran (2011) efetuaram um estudo experimental similar ao anterior, mas nesta situação os provetes de aço de baixa resistência G250 com 1,55 e 1,95 mm de espessura e de alta resistência G450 com 1,50 e 1,90 mm de espessura, variando a temperatura entre os 20 e os 700°C. Os resultados obtidos condiziam com os obtidos por Ranawaka & Mahendran (2009a), validando assim os mesmos. Os autores realizaram uma comparação entre os valores obtidos nos ensaios com os previstos nas normas de dimensionamento (Figura 2.13) concluindo assim que nem as normas nem as investigações executadas têm capacidade de prever com exatidão o comportamento ao fogo dos aços enformado a frio. Assim, sugeriram novas expressões para a determinação da tensão de cedência, obtidas segundo a classe do aço e do módulo de elasticidade em função da temperatura.

Craveiro *et al* (2016) realizaram uma análise experimental com o intuito de determinar as propriedades mecânicas e térmicas do aço de baixa resistência S280GD+Z, usando provetes de 2,5 mm de espessura ensaiados à tração e a temperaturas elevadas (20 a 800°C). Tendo em conta estes resultados foram comparados com estudos experimentais realizados previamente (Figura 2.13 a) e b)). Os autores verificaram uma boa relação com os resultados obtidos por

Kankanamge & Mahendran (2011) para a classe de aço G250 com 1,95 mm de espessura acerca dos fatores de redução para a tensão de cedência e módulo de elasticidade. Também compararam os resultados com a EN 1993-1-2:2005, concluindo que esta apresenta valores consideravelmente superiores, sensivelmente entre os 200°C e os 600°C, concluindo que a norma não traduz a realidade o que pode levar um dimensionamento inseguro, podendo condicionar a estabilidade da estrutura. A partir dos 600°C confirma-se uma boa concordância (Figura 2.13 c) e d)).

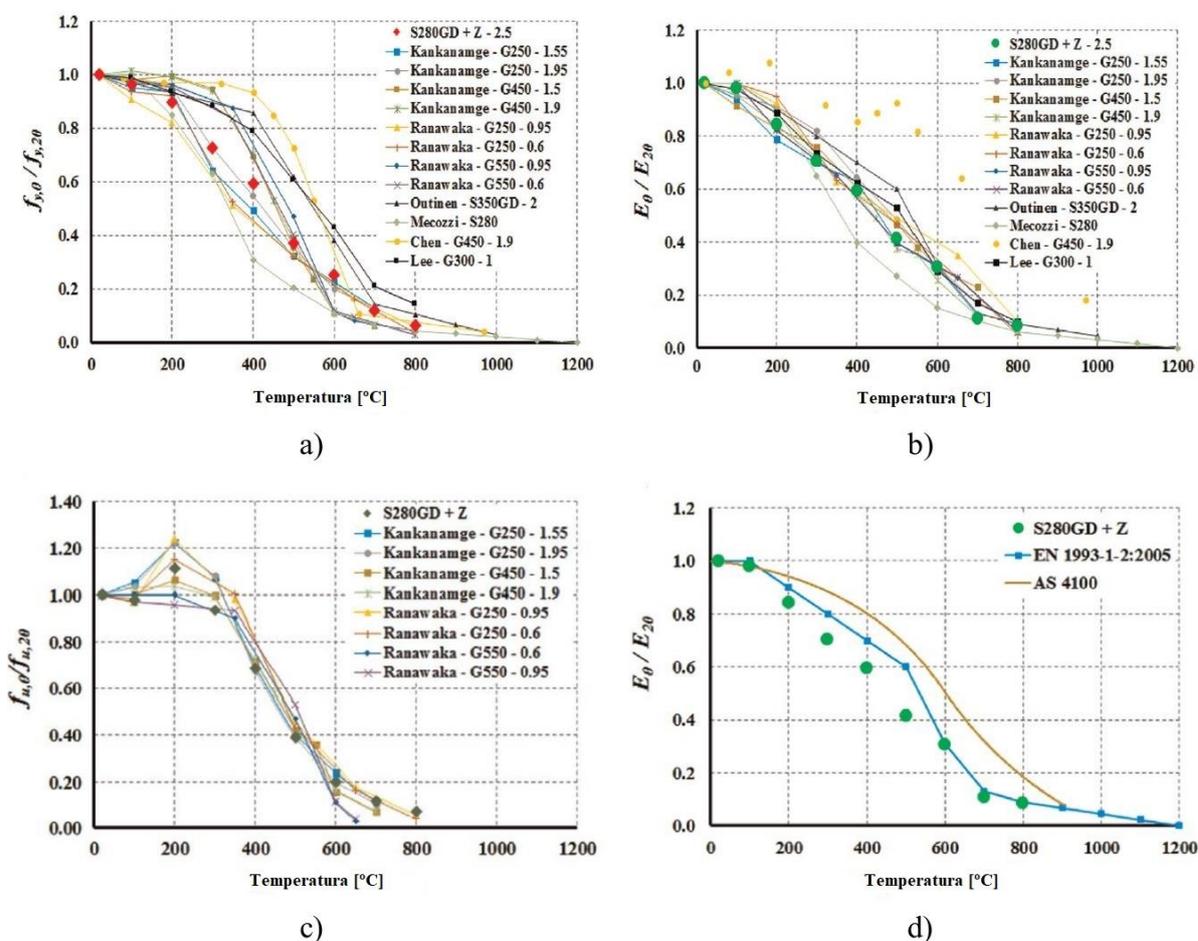


Figura 2.13 – Comparação entre os fatores de redução experimentais com outros estudos e com a EN 1993-1-2:2005: a) e c) Tensão de cedência; b) e d) Módulo de elasticidade (Craveiro *et al*, 2016)

Javed *et al* (2017) procederam a uma revisão da literatura em relação aos estudos já efetuados em colunas e vigas de AEF sujeitas a altas temperaturas. Os autores salientam a importância dos estudos neste âmbito, sugerindo futura investigação com o intuito de desenvolver métodos para determinar a temperatura real ao longo da secção transversal e comprimento dos perfis. Na

Figura 2.14 comparam os fatores de redução para o módulo de elasticidade de aços enformados a frio e laminados a quente obtidos por vários autores com a EN 1993-1-2:2005.

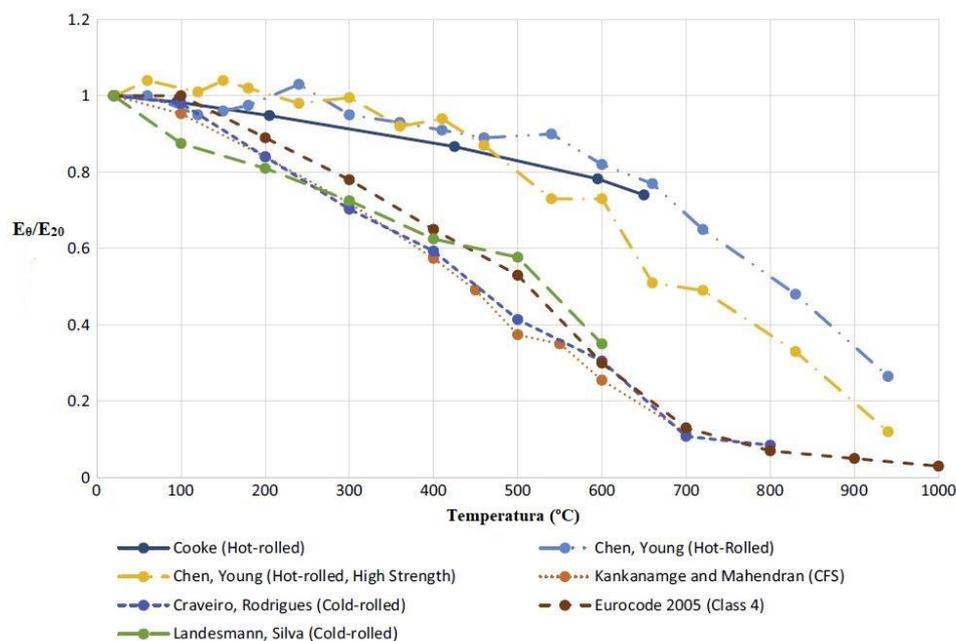


Figura 2.14 – Comparação dos fatores de redução para o módulo de elasticidade (Javed *et al*, 2017)

2.4.3 Estudos realizados em colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio

É importante estudar o comportamento estrutural das colunas de AEF devido às condicionantes que a degradação das propriedades mecânicas do aço refletem a temperaturas elevadas. Até à data, os estudos realizados focam na sua maioria o comportamento de colunas de baixa altura e secções transversais mais comuns (C e U), sendo assim, existem poucos estudos que aprofundem o comportamento de colunas com reforços adicionais ao longo da secção. Estes estudos também não têm em conta o efeito da restrição axial no comportamento ao fogo das colunas, sendo esta fundamental na redução das temperaturas críticas.

Feng *et al* (2003) desenvolveram um estudo experimental com o objetivo de avaliar a resposta estrutural e os modos de encurvadura das colunas tanto à temperatura ambiente como em situação de incêndio. Ensaíram secções em C e U em situação de incêndio, a temperatura uniforme, com variação da temperatura entre os 250°C e os 700°C, observando-se cargas de rotura idênticas e modos de encurvadura diferentes apesar das mesmas condições de ensaio das colunas. Verificaram também que o modo de encurvadura local foi predominante até aos 400°C e que além deste patamar se constatou a interação entre fenómenos de encurvadura distorcional e local, tornando-se prevalescente a encurvadura distorcional com o aumento da temperatura.

Craveiro (2015) realizou um estudo do comportamento ao fogo em colunas de AEF, em que concluiu que o comportamento das colunas consistia da interação entre o nível de carregamento aplicado e a rigidez da estrutura circundante. Em situação de incêndio, os ensaios experimentais permitiram avaliar a influência da secção transversal, condições de apoio, nível de carregamento e rigidez da estrutura circundante. As colunas ensaiadas em condições de apoio rotuladas e semi-rígidas, utilizando perfis em C, secções abertas compostas em I, secções compostas fechadas R e secções compostas fechadas 2R (Figura 2.15).

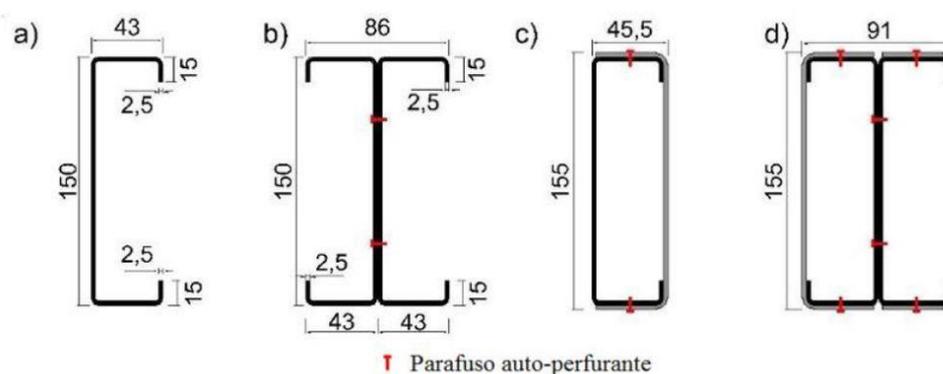


Figura 2.15 – Secções transversais estudadas nos ensaios experimentais (mm): a) Secção C; b) Secção I; c) Secção R; d) Secção 2R (adaptado de Craveiro,2015)

Este estudo concluiu essencialmente que os níveis elevados de restrição axial à dilatação térmica reduzem substancialmente as temperaturas críticas e levam à antecipação do colapso das colunas de aço. Ainda se observou que a redução das temperaturas nas secções simples é superior, mesmo que as secções compostas apresentem maior capacidade resistente à encurvadura. Também se deduziu que a secção transversal afeta a evolução da temperatura na coluna, salientando uma maior evolução da temperatura nas secções C, diminuindo para as secções I, posteriormente as secções R e por último as secções 2R. As secções I apresentam menores temperaturas, podendo ser justificado devido ao perfil apresentar o dobro da espessura da alma da secção (dois perfis juntos), da mesma maneira que as taxas de evolução da temperatura serem inferiores para as secções compostas fechadas por motivo da presença de ar confinado no interior dos elementos. A respeito dos modos de encurvadura, conclui-se que para as condições de apoio rotulado confere uma interação do modo global por flexão com o modo distorcional a meia altura das colunas, sendo que o modo dominante seja o modo global por flexão segundo o eixo de menor inércia. O modo de encurvadura distorcional foi notado imediatamente acima dos apoios para as condições de apoio semirrígidas. O autor efetuou ainda uma modelação numérica, introduzindo as imperfeições geométricas iniciais e as propriedades mecânicas e térmicas conseguidas nos ensaios experimentais, assente nos resultados obtidos

experimentalmente, no qual se verificou uma boa concordância entre os resultados, possibilitando uma futura execução de estudos paramétricos.

2.5 Dimensionamento segundo a EN 1993

As secções de AEF são classificadas consoante os valores limites de esbelteza (b/t), isto significa, a relação entre o comprimento do elemento e a sua espessura, tendo em consideração a distribuição de tensões ao longo deste. Na generalidade destes perfis estão inseridos na Classe 4, em que os fenómenos de encurvadura local impossibilitam que se alcance a tensão de cedência nas zonas comprimidas da secção, não se desenvolvendo toda a capacidade elástica resistente desta (Simões, 2007).

Os elementos de aço enformado a frio são dimensionados de acordo com a EN 1993-1-3 (2006), com recurso até então às normas EN 1993-1-1 (2005) e EN 1993-1-5 (2006). O método de cálculo é baseado no Método da Largura Efetiva (MLE), tendo em consideração a redução da resistência da secção graças à encurvadura local através da diminuição uniforme de tensões ao longo da largura efetiva, não considerando as parcelas da secção que menos colaboram para a sua capacidade resistente. Os reforços nestas secções conduzem a uma instabilidade do tipo distorcional, assim, é necessário levar em consideração o tipo de instabilidade para determinar a secção efetiva. Na instabilidade local a determinação da área efetiva é feita segundo o conceito da largura efetiva, no qual a redução é efetuada na largura do perfil, em contrapartida a instabilidade distorcional a área efetiva é obtida conforme o conceito da espessura reduzida, onde a redução é feita na espessura do perfil (Figura 2.16).



Figura 2.16 – Secção em C: a) Bruta; b) Efetiva; c) Efetiva com espessura reduzida (Silvestre, 2009)

A área efetiva é calculada pela seguinte equação:

$$A_{c,eff} = \rho A_c = \rho b_{eff} t \quad (2.1)$$

Sendo: ρ = fator de redução; A_c = área comprimida da placa; b_{eff} = largura efetiva da placa; t = espessura

A largura efetiva do elemento i da secção transversal, $b_{eff,i}$, é calculada através da equação:

$$b_{eff,i} = \rho b_{p,i} \quad (2.2)$$

O fator de redução de largura efetiva, ρ , calculado com base na esbelteza normalizada local do perfil é dado por:

$$\rho = 1 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p \leq \bar{\lambda}_{lim} \quad (2.3)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - K_p}{\bar{\lambda}_p^2} \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p > \bar{\lambda}_{lim} \quad (2.4)$$

Em que: $K_p = 0.055(3 + \Psi)$ e $\bar{\lambda}_{lim} = 0.673$ para elementos interiores; $K_p = 0.188$ e $\bar{\lambda}_{lim} = 0.748$ para elementos salientes;

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{K_\sigma}} \quad (2.5)$$

Em que, \bar{b} se refere à largura livre do elemento k .

Quando o banzo do perfil tem um reforço simples, o coeficiente de encurvadura, K_σ é expresso pela equação seguinte:

$$K_\sigma \begin{cases} 0,5, & \text{se } b_{p,c}/b_p \leq 0,35 \\ 0,5 + 0,83 \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0,35\right)^2}, & \text{se } 0,35 < b_{p,c}/b_p < 0,60 \end{cases} \quad (2.6)$$

Sendo, $b_{p,c}$ a largura do reforço e b_p a largura do banzo.

A EN 1993-1-3 (2006) expõe algumas disposições que permitem ter em consideração os fenómenos de encurvadura distorcional quando a secção transversal apresenta reforços (dobras) nas extremidades. Assim, podemos considerar que o reforço se encontra parcialmente restringido, representada usualmente através de uma mola linear com rigidez associada, sendo

esta esta dependente das condições de fronteira e rigidez rotacional da placa adjacentes ao reforço. Os modelos estruturais referidos encontram-se representados na Figura 2.17.

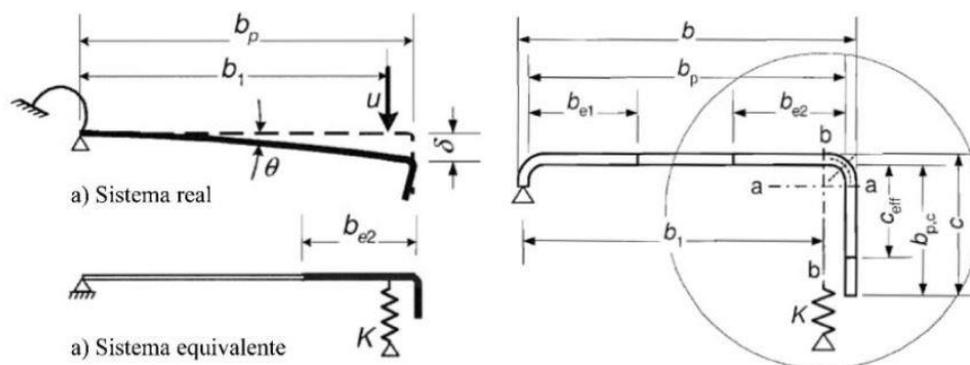


Figura 2.17 – Sistema estrutural para um reforço de extremidade com dobra simples (EN 1993-1-3, 2006)

A determinação da largura efetiva do reforço é semelhante ao executado na restante secção, assumindo uma rigidez inicial infinita na mola. Após calculada a largura efetiva, determina-se a tensão crítica elástica de encurvadura do elemento, de acordo com a Equação 2.7.

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \quad (2.7)$$

Onde, K é a rigidez da mola por unidade de comprimento; I_s é o segundo momento de inércia efetivo do enrijecedor calculado com base na área efetiva; A_s é a área efetiva do elemento reforçado de acordo com a metodologia do MLE.

A partir do valor da esbelteza normalizada distorcional $\bar{\lambda}_p = \sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}}$ determina-se o fator de redução da espessura do reforço, χ_d :

$$\chi_d = 1 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \quad (2.8)$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d \quad \text{se} \quad 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38 \quad (2.9)$$

$$\chi_d = 0,66 / \bar{\lambda}_d \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_d \geq 1,38 \quad (2.10)$$

No caso de $\chi_d < 1$, o valor do coeficiente de redução da espessura pode ser obtido iterativamente.

Posteriormente, calcula-se a espessura reduzida do reforço (Equação 2.11) e a área reduzida para a secção efetiva do reforço (Equação 2.12):

$$t_{red} = t \frac{A_{s,red}}{A_s} \quad (2.11)$$

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}} \quad \text{mas} \quad A_{s,red} \leq A_s \quad (2.12)$$

Sendo que:

$$\sigma_{com,Ed} = \chi_d f_{yb}/\gamma_{M0} \quad (2.13)$$

Assim, determina-se a resistência à encurvadura de um elemento comprimido com secção de Classe 4, pela Equação 2.15:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (2.14)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.15)$$

Em que: N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço axial de compressão; $N_{b,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento comprimido; χ é o coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante.

Para elementos solicitados à compressão axial, o valor do coeficiente de redução, χ , correspondente à esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$, é determinado baseado na curva de encurvadura relevante, através da Equação 2.16:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mas} \quad \chi \leq 1 \quad (2.16)$$

Sendo que:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}$$

χ	Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante
α	Fator de imperfeição dependente da curva de encurvadura correspondente
N_{cr}	Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, assente nas propriedades da secção transversal bruta

O fator de imperfeição, α , para cada uma das curvas de encurvadura varia consoante o tipo de secção transversal (aberta ou fechada) e também com o eixo segundo o qual o perfil instabiliza, como podemos analisar através do Eurocódigo 3.

A verificação da resistência ao fogo em estruturas metálicas é disposta na norma EN 1993-1-2 (2005) sendo particularmente dirigida a elementos laminados a quente, mas também permitida a elementos com secção transversal de Classe 4. As verificações regulamentares são praticadas através de duas metodologias: verificação da capacidade resistente dos elementos ou análise no domínio da temperatura. O Anexo E da norma citada permite a verificação da capacidade resistente em secções de elementos enformados a frio de Classe 4, recomendando como método de cálculo simplificado tendo em consideração os fatores de redução das propriedades mecânicas do aço, sobretudo a sua tensão de cedência e módulo de elasticidade, utilizando como referência os valores à temperatura de 20°C.

Em elementos sujeitos a compressão axial, o valor de cálculo da resistência à encurvadura, $N_{b,fi,t,Rd}$ obtido no instante t com uma temperatura uniforme θ , é dado pela Equação 2.17:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} A_{eff} k_{0,2p,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (2.17)$$

Sendo que, χ_{fi} é o coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio, obtido pelo menor valor entre $\chi_{y,fi}$ e $\chi_{z,fi}$ determinado através da Equação 2.18:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (2.18)$$

Onde:

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

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y}$$

$$\bar{\lambda}_\theta^2 = \bar{\lambda} [k_{0,2p,\theta}/k_{E,\theta}]^{0,5}$$

$k_{0,2p,\theta}$ Fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência (limite convencional de proporcionalidade a 0,2%) do aço à temperatura θ atingida no instante t

$k_{E,\theta}$ Fator de redução para a inclinação da reta que descreve o domínio elástico à temperatura do aço θ_a atingida no instante t

A Figura 2.18 representa os fatores de redução para a relação tensão-extensão de secções de Classe 4 em função da temperatura. Também o anexo E da norma EN 1993-1-2 (2005) apresenta tabelas com os fatores de redução para a tensão de cedência para secções de elementos em aço enformado a frio de Classe 4. Os fatores de redução para a tensão de cedência e o módulo de elasticidade são os mesmos para os aços enformados a frio e para os aços laminados a quente, o que condiciona este processo, visto que, são aços diferentes. Logo, a precisão da metodologia de verificação à segurança é comprometida visto que as propriedades destes aços são diferentes a altas temperaturas.

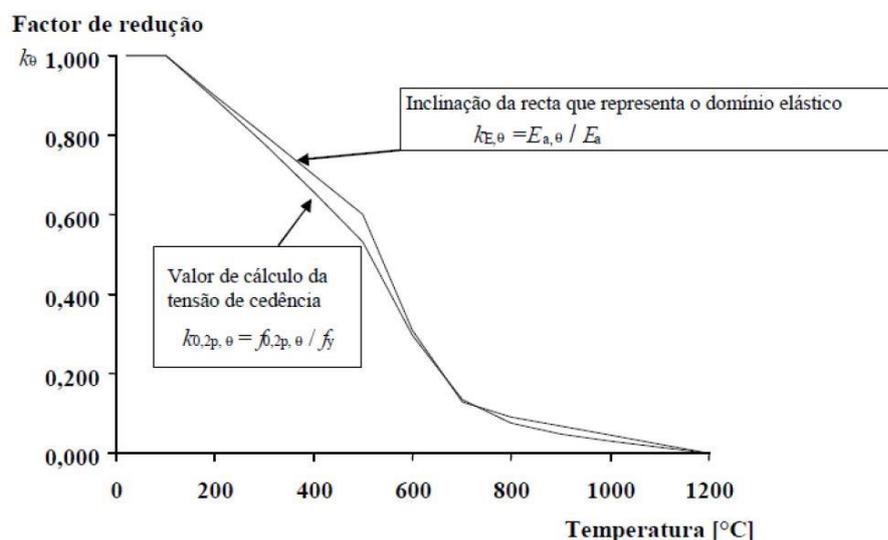


Figura 2.18 – Fatores de redução para a relação tensão-extensão de secções da Classe 4 de enformados a frio e laminados a quente a altas temperaturas (EN 1993-1-2:2005)

Se porventura se optar por uma verificação no domínio da temperatura, a norma admite segurança de um elemento caso este não atinja uma determinada temperatura crítica, sendo esta de 350°C, independentemente da classe do aço.

2.6 Método da Resistência Direta

O Método da Resistência Direta (MRD), foi apresentado inicialmente por Schafer & Peköz (1999) como uma alternativa eficiente aos métodos de projeto tradicionais para elementos de aço enformado a frio. Ao longo dos anos este método tem vindo a ter avanços significativos, nomeadamente, nas interações dos modos de encurvadura, em secções compostas de AEF, projeções de elementos sujeitos a temperaturas elevadas, otimização de elementos, previsões de rigidez e ductibilidade (Schafer B. W., 2019).

Este método possibilita uma abordagem elegante, eficiente e sistemática, de modo a se obter estimativas da resistência última de colunas e vigas de aço enformado a frio, do qual o colapso da estrutura pode ocorrer:

- i) em modos globais (flexão, torção ou flexão-torção), locais ou distorcionais;
- ii) em mecanismos que compreendem a interação entre os modos de instabilidade locais.

É necessário efetuarem-se duas verificações de segurança distintas, sendo estas:

- i) em relação a um colapso distorcional puro;
- ii) em relação a um colapso local puro tendo barras restringidas lateralmente ou por interação entre um modo local com um modo global.

O MRD consiste em uma ótima alternativa ao tradicional método da largura efetiva, devido à secção transversal ser estudada como um todo, expondo aspectos inovadores, sendo:

- i) procedimento único, mais abrangente e flexível
- ii) os efeitos das restrições à rotação das paredes são considerados;
- iii) não existe a necessidade de cálculos iterativos para determinar as propriedades geométricas efetivas da secção transversal, devido ao facto, da análise ser feita em relação à secção bruta, despendendo de calcular as larguras efetivas;
- iv) fornecimento de estimativas aos elementos estruturais, quando o colapso é num modo distorcional (Silvestre *et al*, 2007).

2.7 Considerações finais

Neste capítulo, fez-se uma revisão bibliográfica referente ao comportamento ao fogo de colunas de aço enformado a frio quer à temperatura ambiente quer em situação de incêndio. Ao longo deste capítulo foram demonstrados alguns aspetos relacionados com estes elementos, desde o seu processo de fabrico, tipos de elementos de AEF e suas aplicações, presença de imperfeições geométricas e tensões residuais, comportamento estrutural à temperatura ambiente e em situação de incêndio, os estudos realizados neste âmbito e as suas normas de dimensionamento.

A literatura existente até à data, dá ênfase ao comportamento ao fogo de elementos comprimidos de aço enformado a frio, sendo estes, elementos que apresentam uma baixa resistência à encurvadura. Isto acontece devido à elevada esbelteza dos perfis, que juntamente com a alta condutibilidade térmica do aço leva a um rápido aumento de temperatura na secção. A evolução da degradação das propriedades mecânicas do aço relacionado com o aumento de temperatura prejudica o desempenho estrutural dos elementos de AEF, sendo capaz de levar à cedência antecipada destes. A norma EN 1993-1-2 (2005), sugere a redução das propriedades mecânicas através de fatores de redução, dados em função da temperatura, contudo, são superestimados, levando a resultados não conservadores. Assim, os estudos experimentais de caracterização do aço são fundamentais na realização de modelações numéricas.

A investigação para colunas em AEF a altas temperaturas é insuficiente, sendo a sua maioria realizado em colunas curtas, mostrando nas mesmas fenómenos de encurvadura local e distorcional mais relevantes, ao passo que, para colunas longas a encurvadura apresenta-se de um modo global, verificando-se interação entre os vários fenómenos de encurvadura.

Relativamente à introdução de reforços ao longo da secção transversal em colunas de aço enformado a frio, a literatura existente é fundamentalmente de estudos realizados à temperatura ambiente, que se conclui que as dobras têm um efeito favorável na resistência à encurvadura. No entanto, quando sujeitas a altas temperaturas existe uma degradação das propriedades mecânicas do aço e os reforços podem não conseguir oferecer a vantagem referida anteriormente. Deste modo, é essencial o desenvolvimento de mais estudos sobre a influência da adição de reforços adicionais ao longo da secção transversal nos perfis de AEF a temperaturas elevadas.

3 ANÁLISE NUMÉRICA

3.1 Introdução

A modelação numérica é um recurso importante dando a possibilidade da realização de um número elevado de simulações em períodos de tempo inferiores e também uma redução dos recursos necessários quando comparados com os ensaios experimentais.

Os modelos numéricos são calibrados através da comparação com resultados obtidos experimentalmente para serem validados e assim possibilitar a realização de futuros estudos paramétricos, de modo a analisar a influência dos diferentes parâmetros.

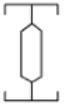
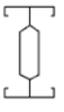
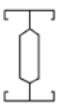
Nesta dissertação foram desenvolvidos modelos numéricos para simular o comportamento ao fogo de colunas de aço enformado a frio, recorrendo ao *software* de elementos finitos *Abaqus CAE* (2014).

3.2 Programa experimental

O programa experimental que teve por base na comparação com os modelos numéricos efetuados nesta dissertação foram os ensaios experimentais realizados por Mota (2016) e Escudeiro (2016).

Os ensaios realizados pelos autores para as diferentes secções transversais e condições de apoio utilizaram uma carga de serviço constante ao longo do mesmo (P_0), com nível de carga de 50% de $N_{b,Rd}$ para todos os ensaios, em que este valor variava consoante a secção transversal e condições de apoio. A rigidez de restrição à dilatação térmica foi de 30 kN/mm, que simula a restrição que uma estrutura real faria numa coluna sujeita ao fogo. No Quadro 1, apresenta-se o plano de ensaios realizado.

Quadro 1 - Programa experimental para os ensaios em situação de incêndio

Referência do ensaio	Secção Transversal	Condições de Apoio	$N_{b,Rd}$ (kN)	P_0 (kN)
Σ_{PP}		Apoios rotulados	89,30	44,65 (50%)
$\Sigma+_{PP}$		Apoios rotulados	102,20	51,10 (50%)
$2\Sigma_{PP}$		Apoios rotulados	375,15	187,57 (50%)
$2\Sigma+_{PP}$		Apoios rotulados	422,44	211,22 (50%)
Σ_{SR}		Apoios semi-rígidos	161,90	80,95 (50%)
$\Sigma+_{SR}$		Apoios semi-rígidos	186,80	93,40 (50%)
$2\Sigma_{SR}$		Apoios semi-rígidos	485,30	242,65 (50%)
$2\Sigma+_{SR}$		Apoios semi-rígidos	524,24	262,12 (50%)

3.3 Modelos Numéricos

O modelo numérico caracteriza-se como um modelo estrutural em que se considerou o comportamento não linear do material e geométrico das colunas em situação de incêndio, correspondendo a um modelo tridimensional submetido a três tipos de análise. Primeiramente, foi efetuada uma análise linear à temperatura ambiente, de modo a obter os modos de encurvadura predominantes, sendo a partir destes que é realizada a introdução das imperfeições geométricas no modelo. De seguida, uma análise para determinação da carga de colapso do

perfil através do método dos deslocamentos. E por último foi realizada uma análise não linear material e geométrica, em que se simulou o efeito do fogo no comportamento estrutural das colunas.

A distribuição de temperaturas usadas nos modelos estruturais foram as observadas experimentalmente por Craveiro *et al* (2016).

3.4 Propriedades mecânicas e térmicas do aço enformado a frio

As propriedades térmicas dos materiais são essenciais para obter corretamente uma simulação da distribuição e evolução da temperatura nas secções de AEF. Os perfis usados foram da classe estrutural S320GD+Z275, apresentando uma camada de galvanização em zinco com 0,04 mm de espessura (275 g/m^2), uma tensão de cedência de 320 MPa e uma tensão de rotura de 390 MPa, de acordo com a EN 10346 (2015).

Devido ao aumento de temperatura, o aço tende a perder a sua capacidade resistente devido à degradação das propriedades mecânicas, designadamente a tensão de cedência e o módulo de elasticidade. A EN 1993-1-2 (2005) representa essa degradação através de fatores de redução dados em função da temperatura, tanto para a tensão de cedência como para o módulo de elasticidade. As curvas tensão-extensão, para as várias temperaturas, do aço referido anteriormente estão apresentadas na Figura 3.1.

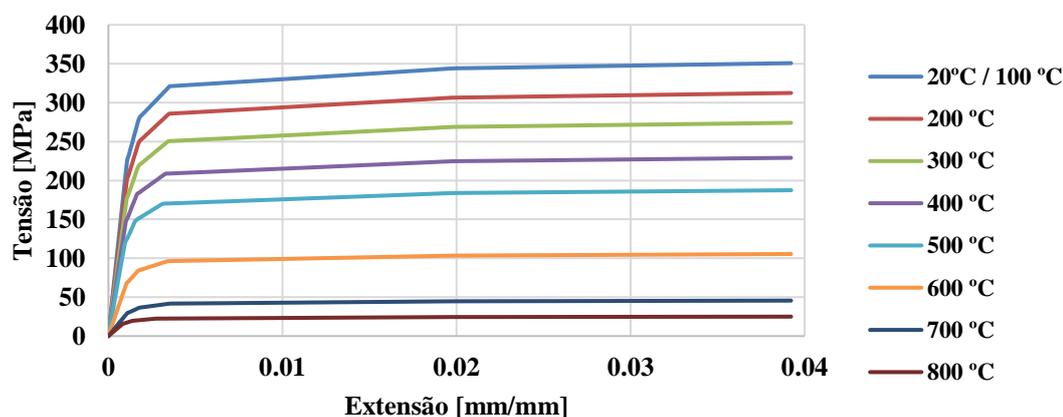


Figura 3.1 - Curvas tensão-extensão do aço S320GD+Z275, em função da temperatura

A EN 1993-1-2 (2005) considera a extensão térmica, o calor específico e a condutibilidade térmica como as propriedades térmicas mais relevantes. Quando um elemento está sujeito a restrição axial à dilatação térmica em situação de incêndio, a extensão térmica é importante, sendo esta, uma propriedade que relaciona o aumento de volume de um elemento com o

aumento da temperatura. Chen & Young (2007) e Craveiro *et al* (2016) efetuaram estudos com o intuito de estimar a definição da extensão térmica presente na norma. O estudo analisou que a norma apresenta resultados conservadores comparando com os resultados obtidos pelos autores (Figura 3.2). Craveiro *et al* (2016) afirmou que uma sobrevalorização dos coeficientes de extensão térmica conduz a um acréscimo de forças de restrição axial, proporcionando uma antecipação do colapso do elemento, conduzindo a um afastamento dos resultados obtidos experimentalmente.

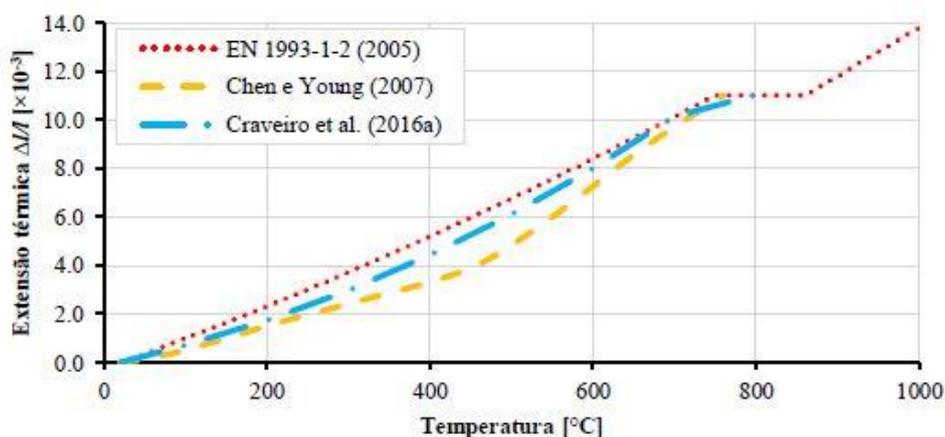


Figura 3.2 – Extensão térmica de acordo com a EN 1993-1-2 (2005), comparativamente com os estudos realizados por Chen & Young (2007) e Craveiro *et al* (2016)

O calor específico e a condutibilidade térmica do aço influenciam os fenómenos de condução de calor através de um elemento. O calor específico é caracterizado pela quantidade de calor por unidade de massa necessária para aumentar em uma unidade a temperatura e a condutibilidade térmica demonstra a facilidade da condução de calor através de um material, definindo a quantidade de calor que atravessa um corpo de superfície e espessura unitária, de forma a observar um gradiente entre faces de uma unidade de temperatura. A Figura 3.3 mostra a evolução destas propriedades com o aumento da temperatura estabelecidas na norma EN 1993-1-2 (2005), conseguindo observar que a quantidade de calor necessário para aumentar um grau, aos 735°C é bastante grande, atingindo um pico de 5000 J/kgK e em relação à condutibilidade existe uma diminuição constante com o aumento de temperatura, estabilizando a partir dos 800°C.

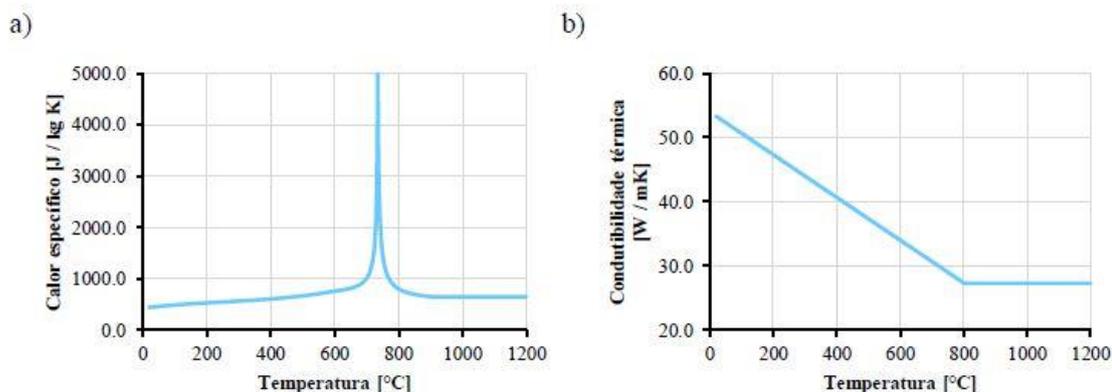


Figura 3.3 – Propriedades térmica do aço, de acordo com a EN 1993-1-2 (2005): a) Calor específico; b) Condutibilidade térmica

3.5 Modelação estrutural em situação de incêndio

3.5.1 Discretização em elementos finitos

As colunas de aço enformado a frio foram discretizadas (Figura 3.4) em elementos finitos tridimensionais do tipo S4R (Dassault Systèmes, 2014), considerando-se um elemento finito de casca (*S - Shell*), de quatro nós (4) e de integração reduzida (R), sendo habitualmente utilizado para o cálculo de tensões/deslocamentos e em secções de parede fina. Os parafusos auto-perfurantes, aplicados nas secções 2Σ e 2Σ+, foram aplicados nos modelos numéricos com uma discretização do tipo C3D8R, tratando-se de um elemento finito contínuo (C), tridimensional (3D) com seis faces e oito nós (8) e integração reduzida (R). As propriedades mecânicas consideradas nos modelos numéricos foram expostas na Secção 3.3. A malha de elementos finitos adotada foi de 15x15mm para as colunas de AEF e de 2x2mm para os parafusos.

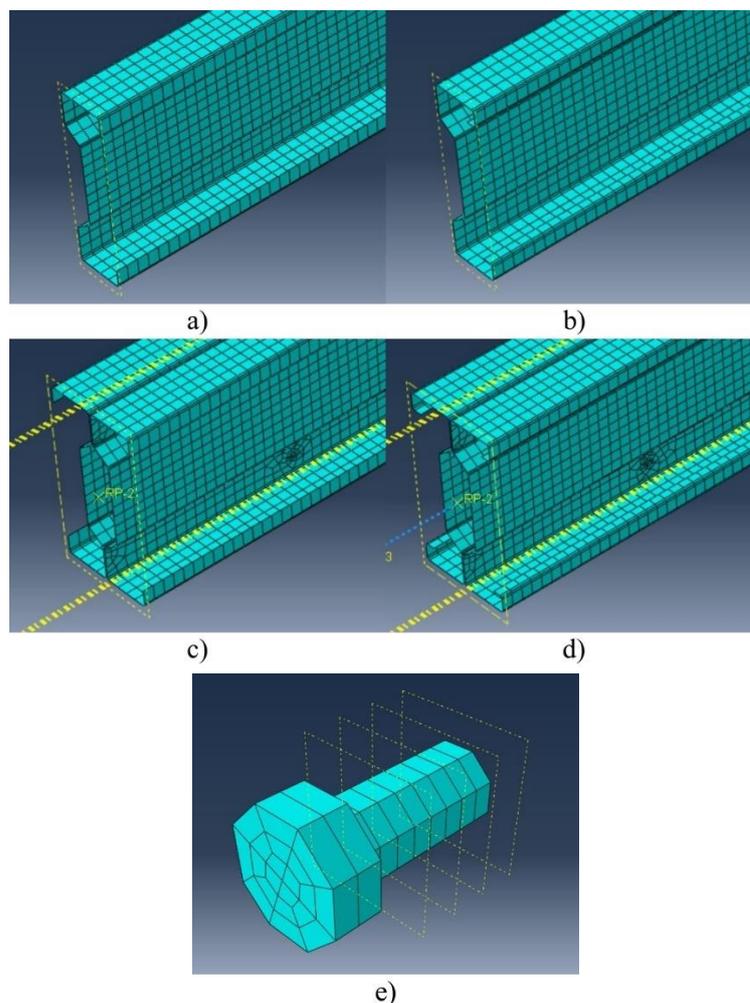


Figura 3.4 -Malha de elementos finitos adotada: a) Coluna Σ ; b) Coluna $\Sigma+$; c) Coluna 2Σ ; d) Coluna $2\Sigma+$; e) Parafuso

3.5.2 Condições de fronteira, contactos e carregamentos

De modo a obter uma maior compatibilidade entre os modelos experimentais obtidos por Craveiro (2015), Escudeiro (2016) e Mota (2016) e os numéricos, teve-se de considerar algumas propriedades para cada modelo. No caso das colunas com condições de apoio semirrígidas, foi aplicada uma rigidez rotacional elevada ($4EI/L$) associada nas extremidades da coluna e para as colunas com condições de apoio rotuladas, foi aplicada uma pequena rigidez rotacional (11% de $3EI/L$, valor adotado por Escudeiro (2016) e Mota (2016)), de maneira a similar o atrito dos apoios observado experimentalmente. Com o propósito de representar a rigidez axial imposta pelo pórtico de restrição tridimensional, foi aplicada uma mola linear no topo das colunas com a mesma rigidez dos ensaios experimentais, de 30 kN/mm.

Para as colunas com secção composta (2Σ e $2\Sigma+$), foi preciso definir condições de contacto entre a ligação perfil-perfil (contacto da alma dos perfis) e entre os parafusos auto-perfurantes e o perfil de modo a ter em conta a interação entre estes. No que diz respeito ao contacto entre superfícies foi simulado para proporcionar a transferência total de forças de compressão, sem transmissão de esforços de tração (*hard contact*). A interação entre perfis foi feita através de um contacto *node to surface*, recorrendo ao método de *finite sliding*. A respeito do contacto entre os parafusos auto-perfurantes e os perfis, assumiu-se que estes permitiam a transferência de forças compressivas (*hard contact*), impedindo também o deslizamento entre superfícies (*rough contact*).

A carga de serviço (P_0) aplicada nas colunas foi 50% da carga de colapso da coluna a partir de um modelo numérico efetuando o método dos deslocamentos (gráficos no Anexo A). O ponto de aplicação da carga foi o topo das colunas, em que depois foi conectado ao perímetro da secção transversal, de modo a obter uma distribuição uniforme do carregamento ao longo da mesma. Esta disposição está representada na Figura 3.5.

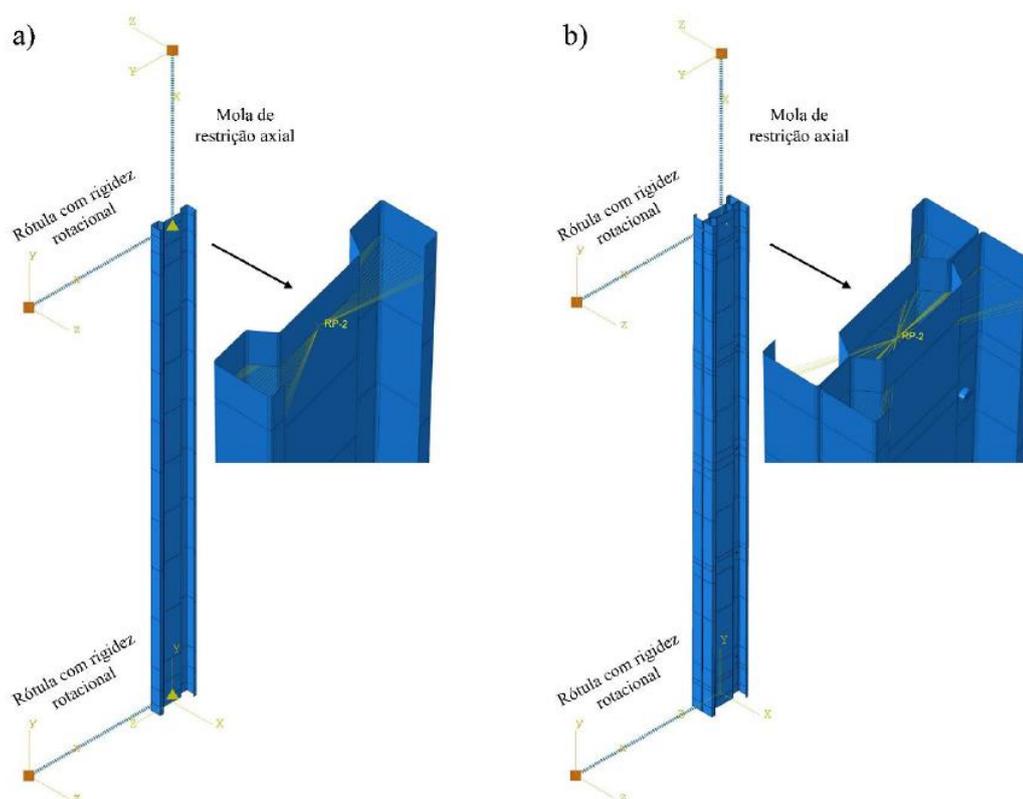


Figura 3.5 – Modelos estruturais em situação de incêndio: a) Secção Simples; b) Secção Composta (Mota, 2016)

A distribuição da temperatura ao longo da altura das colunas foi dividida em cinco partições (áreas de influência), com o objetivo de atribuir diferentes distribuições e evoluções de temperatura para cada parte do elemento. Para cada partição foi atribuída uma das três curvas de temperaturas obtidas experimentalmente por Craveiro *et al* (2016), tendo as extremidades, o meio do elemento e o espaço entre estes, cada um a sua curva de temperatura.

3.5.3 Tipos de análise

A partir do modelo estrutural foram efetuadas dois tipos de análise, sendo estas, uma análise elástica linear e uma análise não linear material e geométrica.

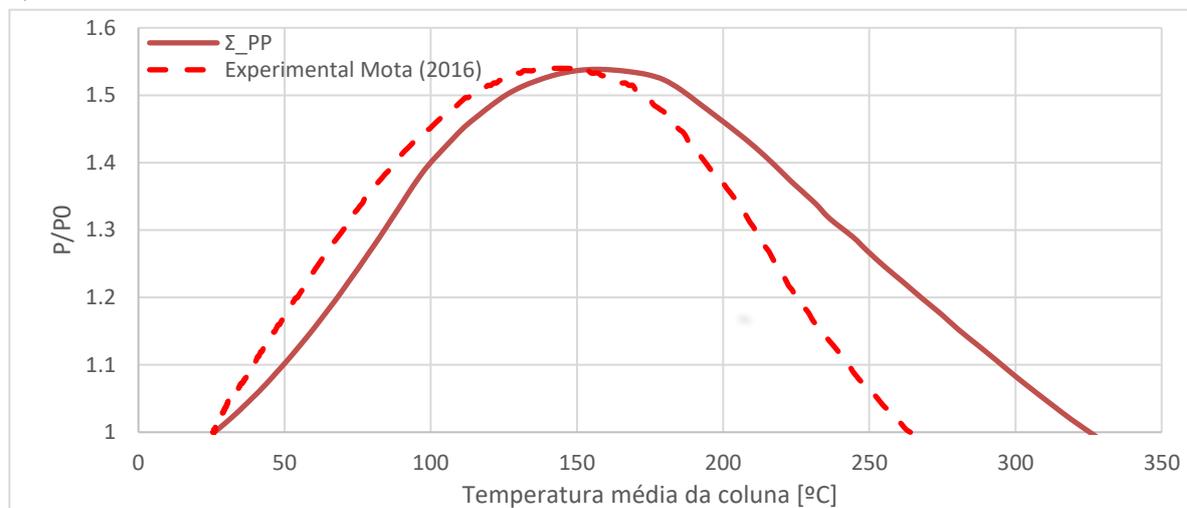
A análise linear foi realizada em condições de temperatura ambiente, considerando uma carga pontual no centro geométrico no topo dos pilares e desprezando as molas axiais e rotacionais, tendo como objetivo a determinação dos modelos de encurvadura das colunas. Os modos de encurvadura que representam a encurvadura global e distorcional foram utilizados para inserir as imperfeições iniciais observadas experimentalmente. Após introduzidas as imperfeições geométricas, iniciou-se a análise não linear material e geométrica com o intuito de exibir os efeitos do aumento da temperatura no comportamento estrutural das colunas.

3.5.4 Calibração dos modelos numéricos

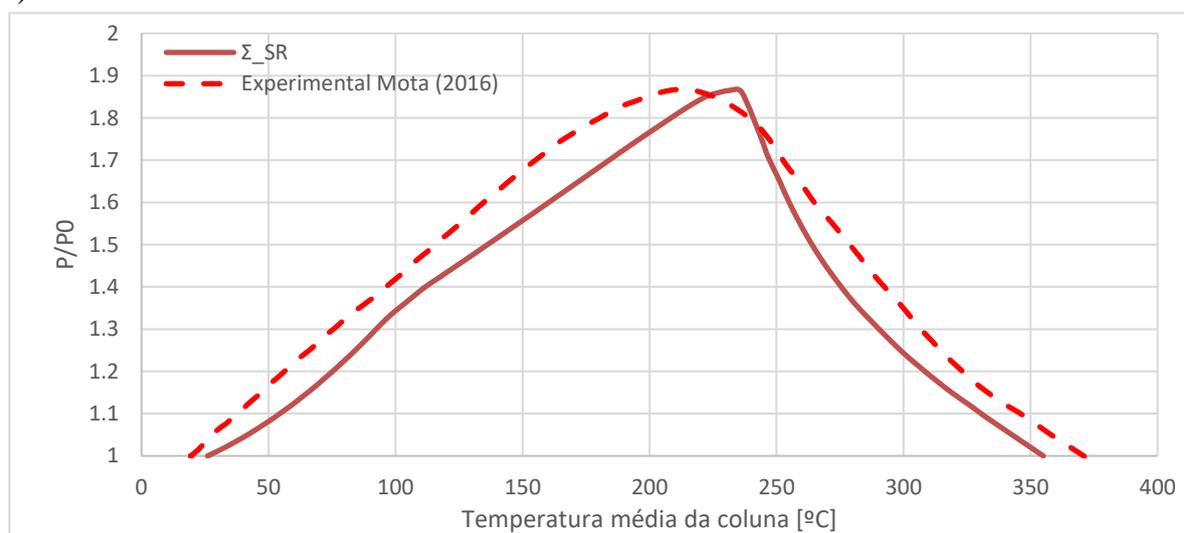
A calibração dos modelos numéricos foi feita tendo em consideração a evolução das forças de restrição axial em função da temperatura média das colunas, obtida experimentalmente por Mota (2016) e Escudeiro (2016).

Para calibrar o modelo numérico foi necessário variar a excentricidade da carga de serviço aplicada ao longo do eixo de maior inércia de modo a se obterem os melhores resultados comparando com o experimental, sendo que a maior excentricidade aplicada foi de 20 mm. As imperfeições geométricas aplicadas nos modelos para a encurvadura global variaram entre $L/200$ e $L/1000$ e as distorcionais foram de t , onde L é a altura da coluna e t a espessura da secção. A Figura 3.7 mostra a comparação e a calibração entre os modelos experimentais efetuados por Mota (2016) e Escudeiro (2016) e os modelos numéricos feitos para este estudo, apresentando a distribuição das forças de restrição axial em função da temperatura média da coluna, sendo esta, a média das temperaturas a que está sujeito a coluna em diferentes pontos ao longo da altura.

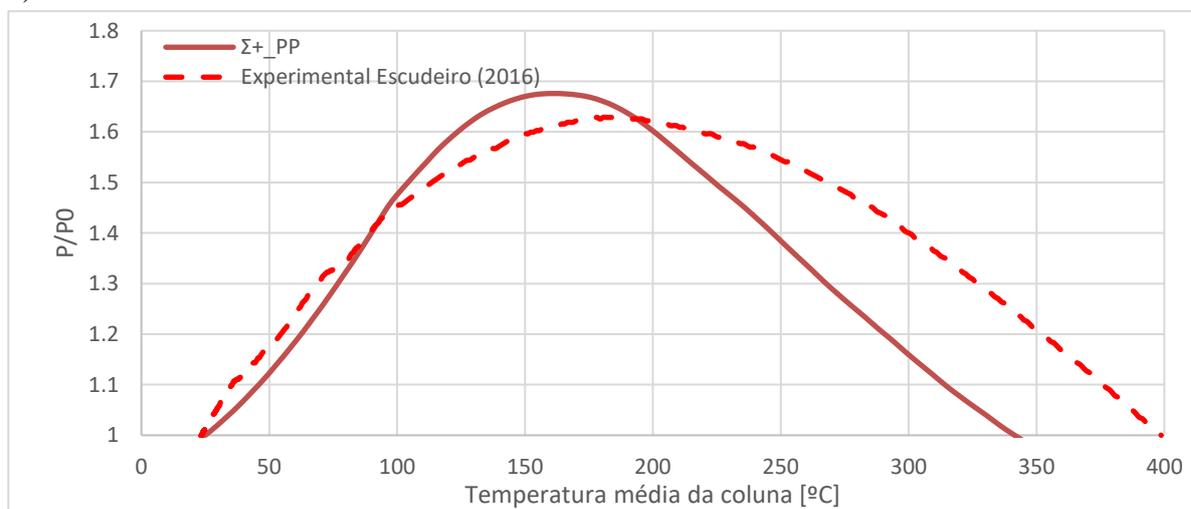
a)



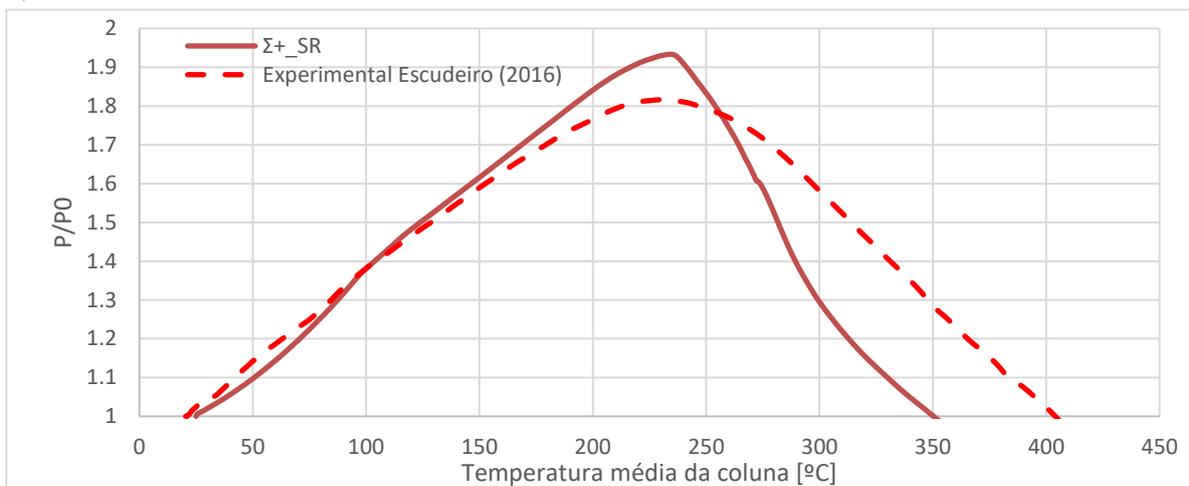
b)



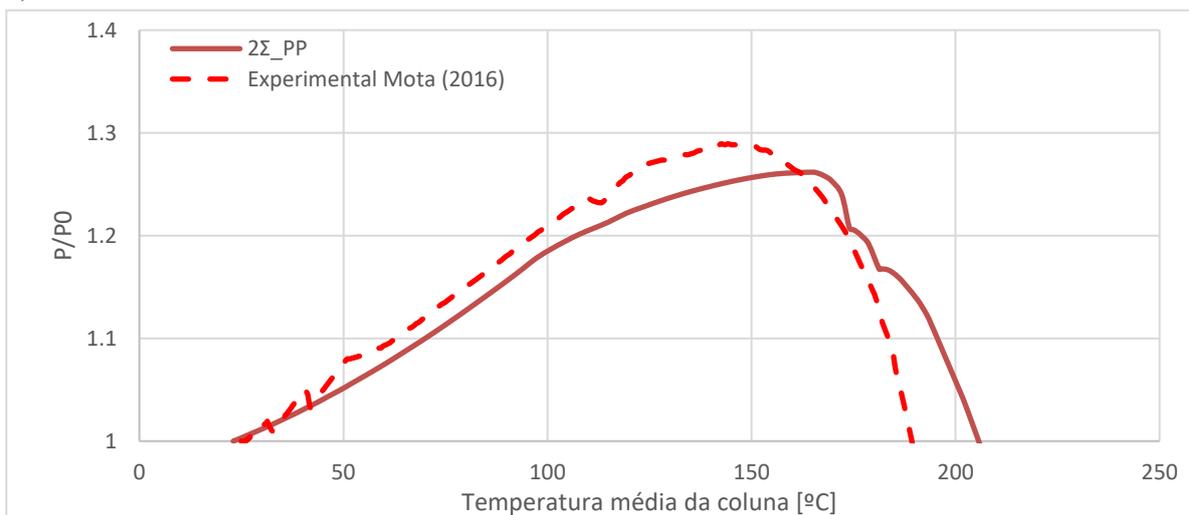
c)



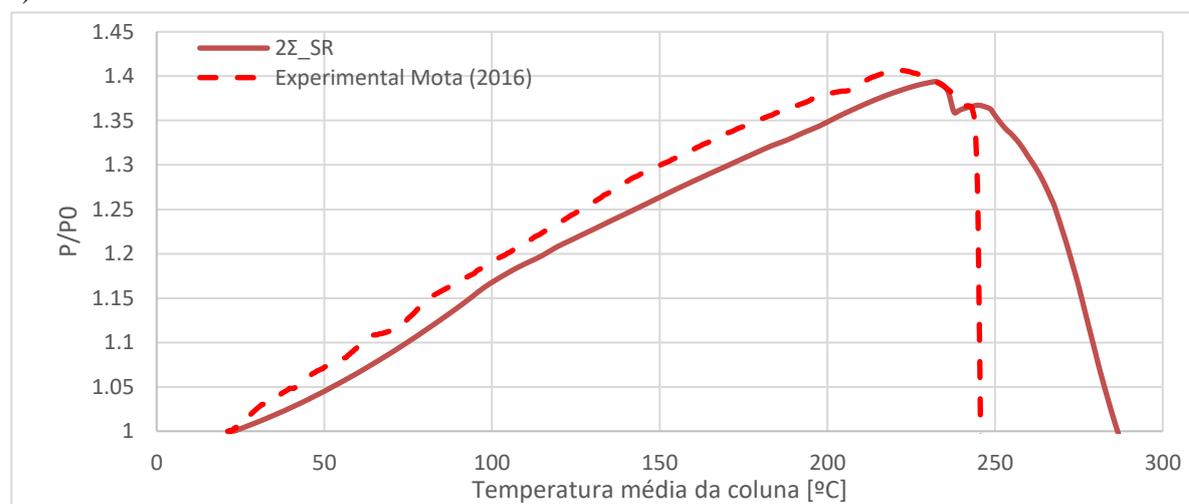
d)



e)



f)



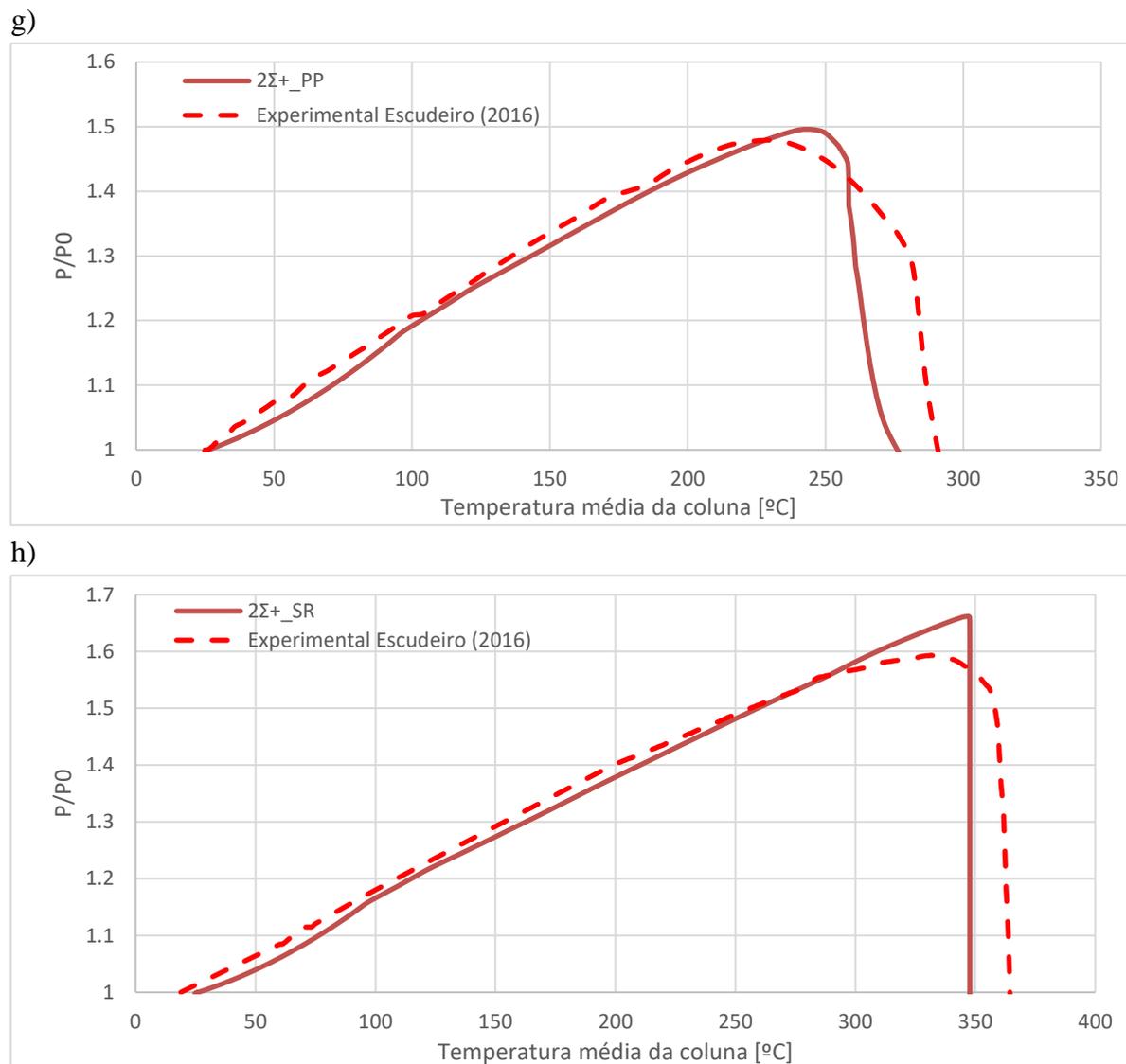


Figura 3.6 – Comparação/Calibração entre os resultados experimentais e numéricos: a) Σ_PP ; b) Σ_SR ; c) $\Sigma+_PP$; d) $\Sigma+_SR$; e) $2\Sigma_PP$; f) $2\Sigma_SR$; g) $2\Sigma+_PP$; h) $2\Sigma+_SR$

3.6 Considerações finais

Neste capítulo foi apresentada a modelação numérica de colunas de aço enformado a frio sujeitos à ação do fogo para perfis com secção Sigma (Σ), Sigma-Plus ($\Sigma+$), 2-Sigma (2Σ) e 2-Sigma-Plus ($2\Sigma+$).

O software *Abaqus* foi uma ferramenta essencial para avaliar o comportamento estrutural das colunas de AEF em função da evolução das forças de restrição axial e dos seus modos de encurvadura, conseguindo através das devidas calibrações, criar modelos numéricos capazes e rigorosos para simular o comportamento em situação de incêndio, apresentando temperaturas críticas e forças de restrição adequadas aos resultados experimentais.

Na calibração dos modelos foi necessário aplicar molas rotacionais devido ao facto de não ser possível obter condições de apoio perfeitas consoantes os ensaios. Assim, a aplicação de uma mola com rigidez rotacional elevada nos apoios assegurou um comportamento semi-rígido, e para o caso de apoio rotulados, a mola tinha o propósito de representar o atrito entre o rolamento e o restante sistema de apoio, que faz com que não haja uma rotação perfeita das colunas. As excentricidades na aplicação da carga e a introdução de imperfeições geométricas também foram fulcrais nesta calibração de modo a obter o melhor resultado possível.

4 ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1 Introdução

O estudo paramétrico foi efetuado após desenvolvidos e validados os modelos de elementos finitos para a simulação do comportamento ao fogo dos perfis em aço enformado a frio. Os parâmetros a variar nas secções estudadas (Sigma, Sigma-Plus, 2-Sigma e 2-Sigma-Plus) foram o nível de carregamento aplicado (carregamento de serviço) (10%, 30% e 50%), a espessura dos perfis (1,5 mm, 2,5 mm e 4,0 mm), a distância entre parafusos nas secções compostas (300 mm, 600 mm e 900 mm), a restrição axial (5 kN/mm, 30 kN/mm, 110 kN/mm e 1000 kN/mm) e a restrição rotacional (1% de $4EI/L$, $4EI/L$ e 100 vezes $4EI/L$) para diferentes condições de apoio e 50% de cálculo da carga de encurvadura do elemento à temperatura ambiente calculado conforme a EN 1993-1-3 (2006). A escolha destes parâmetros teve por base a continuação dos trabalhos de Mota (2016) e Escudeiro (2016), de modo a avaliar certos parâmetros influentes no aço enformado a frio em situação de incêndio. Rodrigues *et al* (2021) estudou também determinados parâmetros com variações dos modelos dos autores anteriores, assim, este estudo paramétrico, de certa forma, completa o seu conteúdo.

Os perfis estudados apresentam 2,95 m de altura, rigidez axial de 30 kN/mm, rigidez rotacional de $4EI/L$ e 11% de $3EI/L$, respetivamente para o caso de apoio semi-rígido (SR) e rotulado (PP), exceto no caso da variação da restrição axial e rotacional.

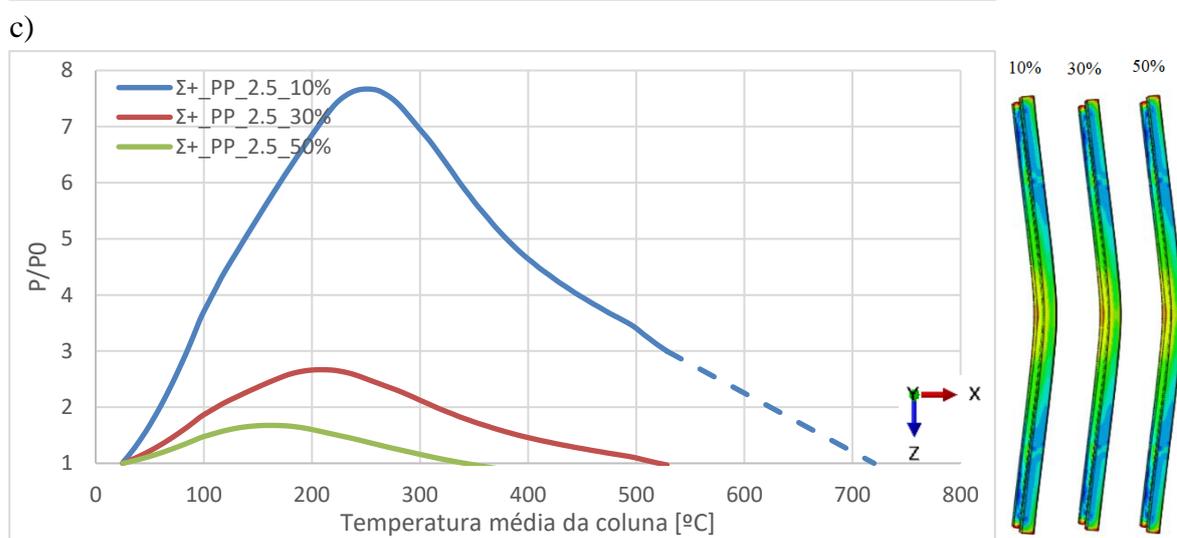
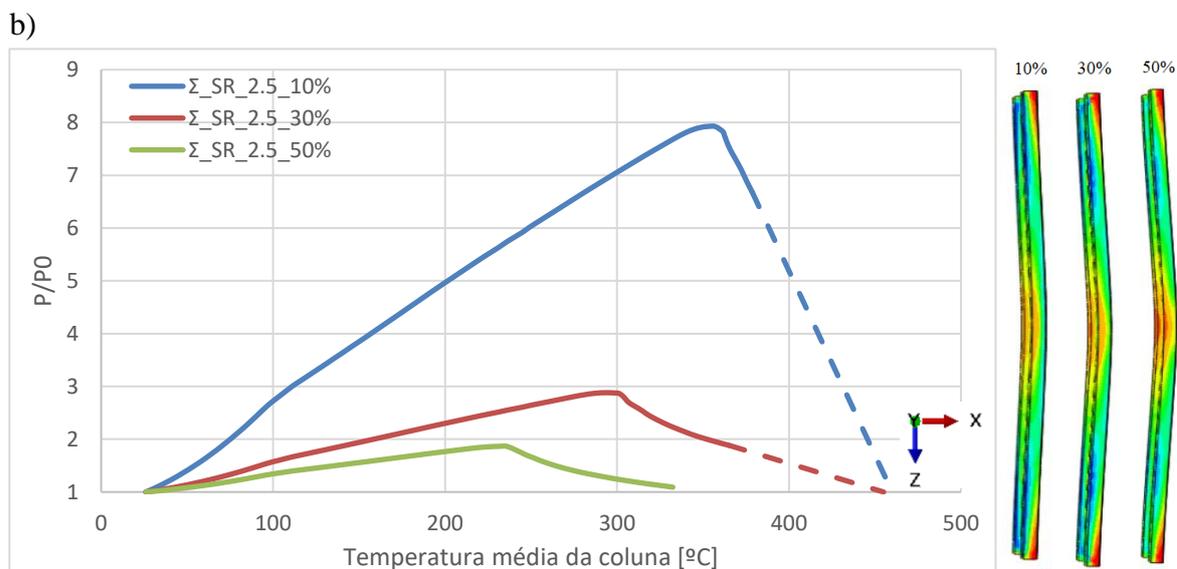
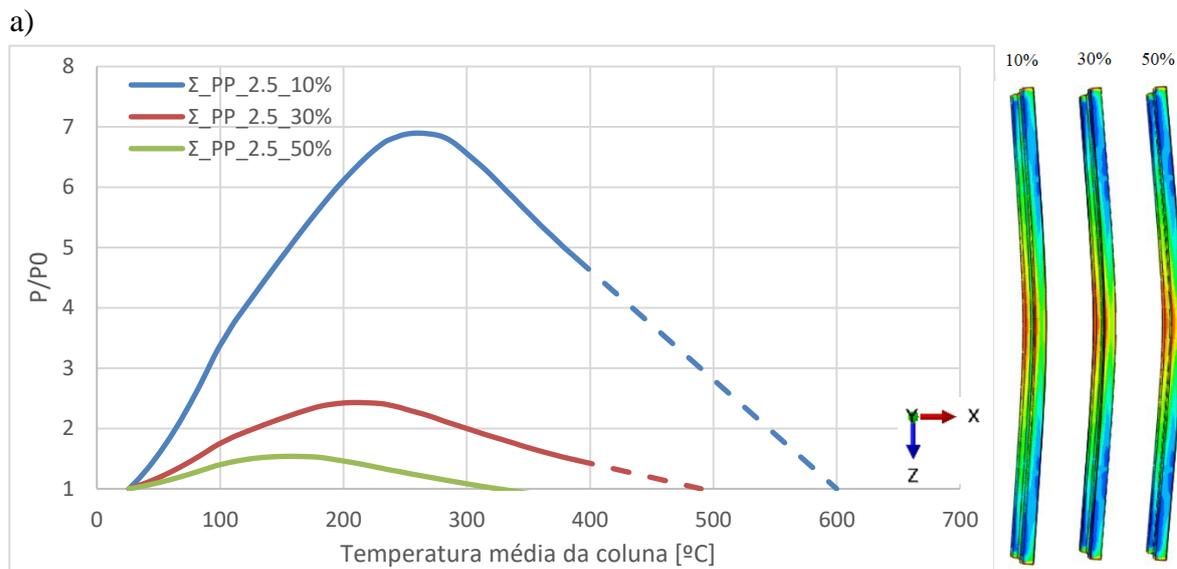
4.2 Influência do nível de carregamento

Na análise da influência do nível de carregamento de cada coluna de AEF, estas foram submetidas a um esforço axial correspondente a 10%, 30% e 50% da sua resistência à encurvadura a temperatura ambiente, segundo os modelos efetuados para o cálculo da mesma, para diferentes condições de apoio (semi-rígido e rotulado). Todas as colunas tinham a mesma espessura (2,5 mm) e nas secções compostas o espaçamento entre parafusos era o mesmo também (600 mm). No Quadro 2, mostra os ensaios feitos.

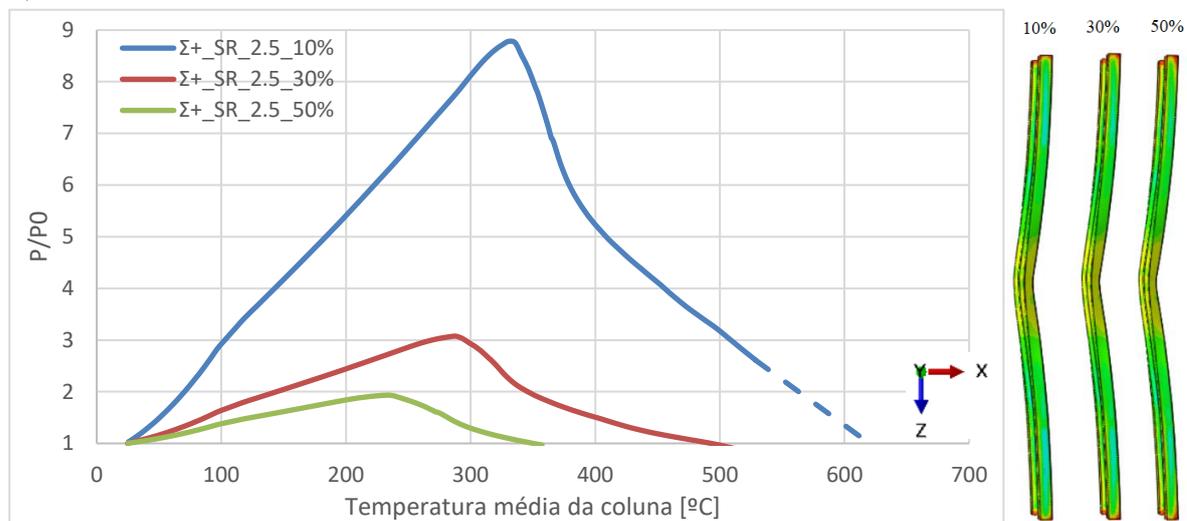
Quadro 2 - Variação do parâmetro nível de carregamento nas colunas

Referência da coluna	Condição de apoio	Carga aplicada [N]	Espessura [mm]	Espaçamento entre parafusos [mm]
Σ PP 2.5 10%	Rotulado	13028	2,5	-
Σ PP 2.5 30%	Rotulado	39084	2,5	-
Σ PP 2.5 50%	Rotulado	65140	2,5	-
Σ SR 2.5 10%	Semi-rígido	19000	2,5	-
Σ SR 2.5 30%	Semi-rígido	57000	2,5	-
Σ SR 2.5 50%	Semi-rígido	96529	2,5	-
$\Sigma+$ PP 2.5 10%	Rotulado	12818	2,5	-
$\Sigma+$ PP 2.5 30%	Rotulado	38454	2,5	-
$\Sigma+$ PP 2.5 50%	Rotulado	64090	2,5	-
$\Sigma+$ SR 2.5 10%	Semi-rígido	18713	2,5	-
$\Sigma+$ SR 2.5 30%	Semi-rígido	56139	2,5	-
$\Sigma+$ SR 2.5 50%	Semi-rígido	93566	2,5	-
2Σ PP 2.5 10%	Rotulado	39573	2,5	600
2Σ PP 2.5 30%	Rotulado	118721	2,5	600
2Σ PP 2.5 50%	Rotulado	197869	2,5	600
2Σ SR 2.5 10%	Semi-rígido	49058	2,5	600
2Σ SR 2.5 30%	Semi-rígido	147175	2,5	600
2Σ SR 2.5 50%	Semi-rígido	245291	2,5	600
$2\Sigma+$ PP 2.5 10%	Rotulado	41786	2,5	600
$2\Sigma+$ PP 2.5 30%	Rotulado	125358	2,5	600
$2\Sigma+$ PP 2.5 50%	Rotulado	208930	2,5	600
$2\Sigma+$ SR 2.5 10%	Semi-rígido	49389	2,5	600
$2\Sigma+$ SR 2.5 30%	Semi-rígido	148169	2,5	600
$2\Sigma+$ SR 2.5 50%	Semi-rígido	246948	2,5	600

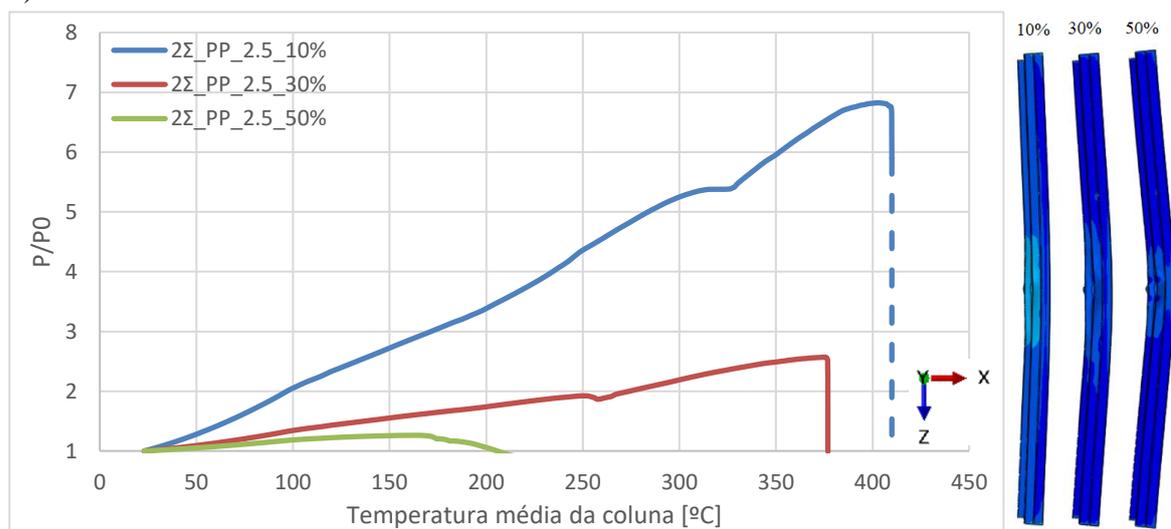
Nas simulações realizadas, é possível concluir que o nível de carregamento apresenta um impacto na temperatura crítica e no rácio P/P_0 , para todas as secções. Quanto mais baixo o nível de carregamento aplicado na coluna, maior a temperatura crítica (temperatura à qual o perfil atinge a sua capacidade resistente máxima e começa a perder as propriedades mecânicas até ao colapso) e maior o rácio P/P_0 , como podemos verificar nos gráficos da Figura 4.1. Conclui-se também que para as diferentes secções, as secções simples (Σ e $\Sigma+$) não apresentam um colapso tão abrupto como as secções compostas (2Σ e $2\Sigma+$), e que, em geral, apresentam um melhor rácio P/P_0 apesar de terem uma temperatura crítica inferior.



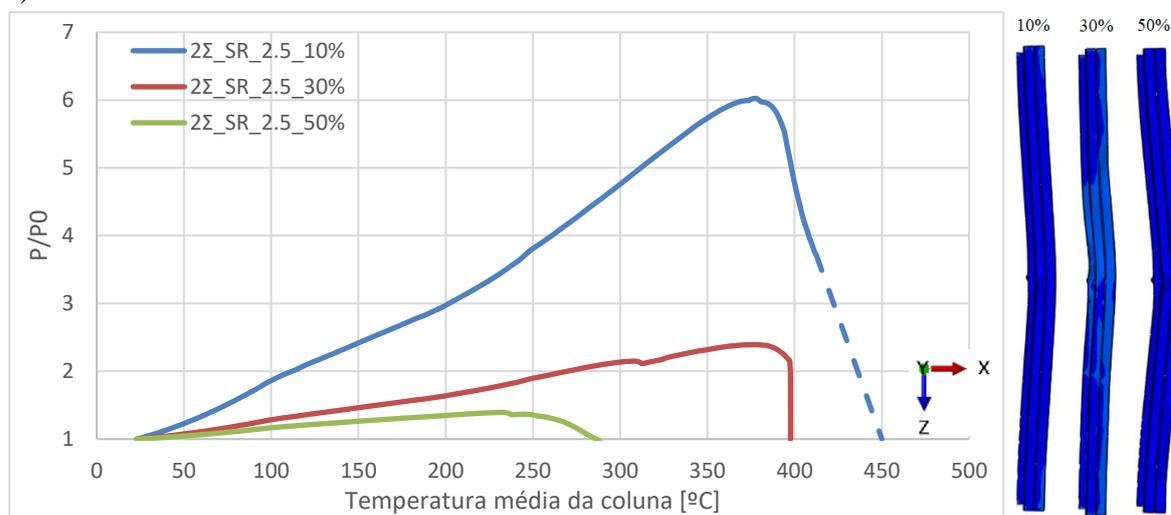
d)



e)



f)



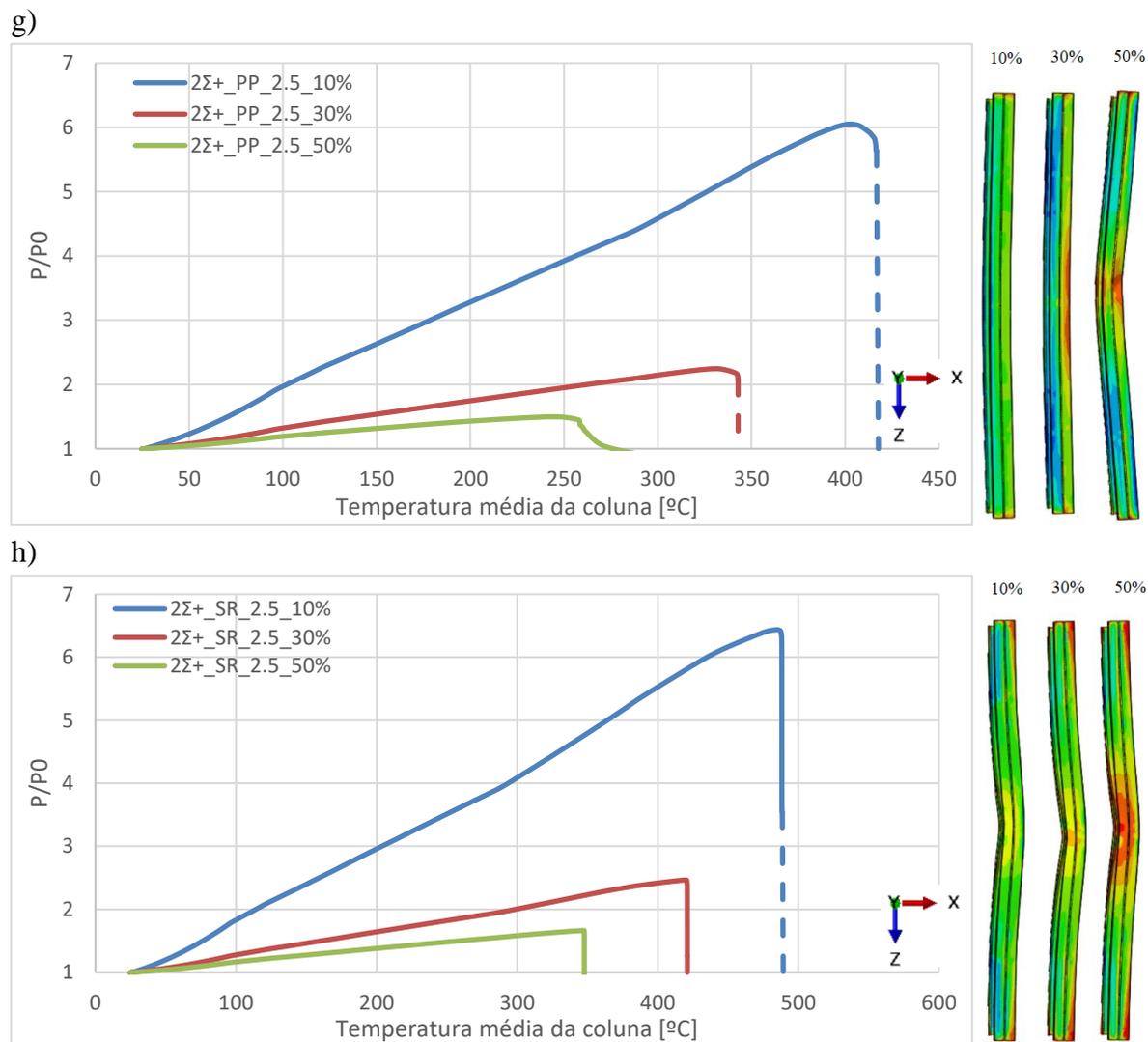


Figura 4.1 – Variação do nível de carregamento em condições de apoio diferentes para as secções sigma: a) Σ_PP ; b) Σ_SR ; c) $\Sigma+_PP$; d) $\Sigma+_SR$; e) $2\Sigma_PP$; f) $2\Sigma_SR$; g) $2\Sigma+_PP$; h) $2\Sigma+_SR$

4.3 Influência da espessura

Neste caso, foi efetuada uma análise da influência da espessura nas diferentes secções. Os ensaios consistiram na variação da espessura entre 1,5 mm, 2,5 mm e 4,0 mm, para as diferentes condições de apoio (semi-rígido e rotulado), nível de carregamento de 50% e o mesmo espaçamento entre parafusos (600 mm) no caso das secções compostas. O Quadro 3 apresenta as simulações realizadas.

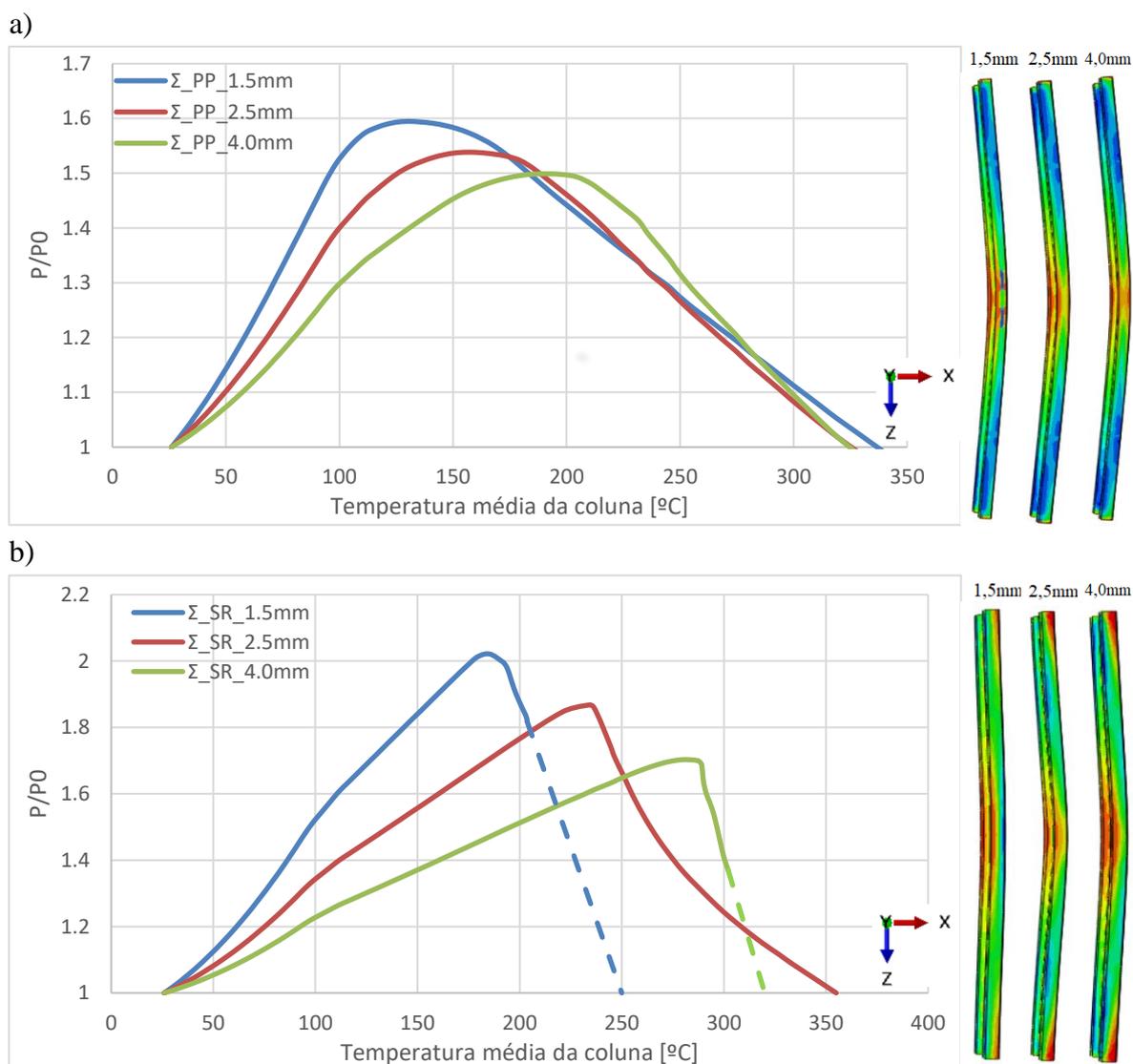
Quadro 3 – Variação do parâmetro espessura nas colunas

Referência da coluna	Condição de apoio	Carga aplicada [N]	Espessura [mm]	Espaçamento entre parafusos [mm]
Σ PP 1.5	Rotulado	37139	1,5	-
Σ SR 1.5	Semi-rígido	52086	1,5	-
Σ PP 2.5	Rotulado	65140	2,5	-
Σ SR 2.5	Semi-rígido	96529	2,5	-
Σ PP 4.0	Rotulado	105782	4,0	-
Σ SR 4.0	Semi-rígido	160211	4,0	-
$\Sigma+$ PP 1.5	Rotulado	36890	1,5	-
$\Sigma+$ SR 1.5	Semi-rígido	50941	1,5	-
$\Sigma+$ PP 2.5	Rotulado	64090	2,5	-
$\Sigma+$ SR 2.5	Semi-rígido	93566	2,5	-
$\Sigma+$ PP 4.0	Rotulado	105032	4,0	-
$\Sigma+$ SR 4.0	Semi-rígido	154587	4,0	-
2Σ PP 1.5	Rotulado	145055	1,5	600
2Σ SR 1.5	Semi-rígido	141979	1,5	600
2Σ PP 2.5	Rotulado	197869	2,5	600
2Σ SR 2.5	Semi-rígido	245291	2,5	600
2Σ PP 4.0	Rotulado	309818	4,0	600
2Σ SR 4.0	Semi-rígido	394775	4,0	600
$2\Sigma+$ PP 1.5	Rotulado	158713	1,5	600
$2\Sigma+$ SR 1.5	Semi-rígido	154089	1,5	600
$2\Sigma+$ PP 2.5	Rotulado	208930	2,5	600
$2\Sigma+$ SR 2.5	Semi-rígido	246948	2,5	600
$2\Sigma+$ PP 4.0	Rotulado	334629	4,0	600
$2\Sigma+$ SR 4.0	Semi-rígido	423609	4,0	600

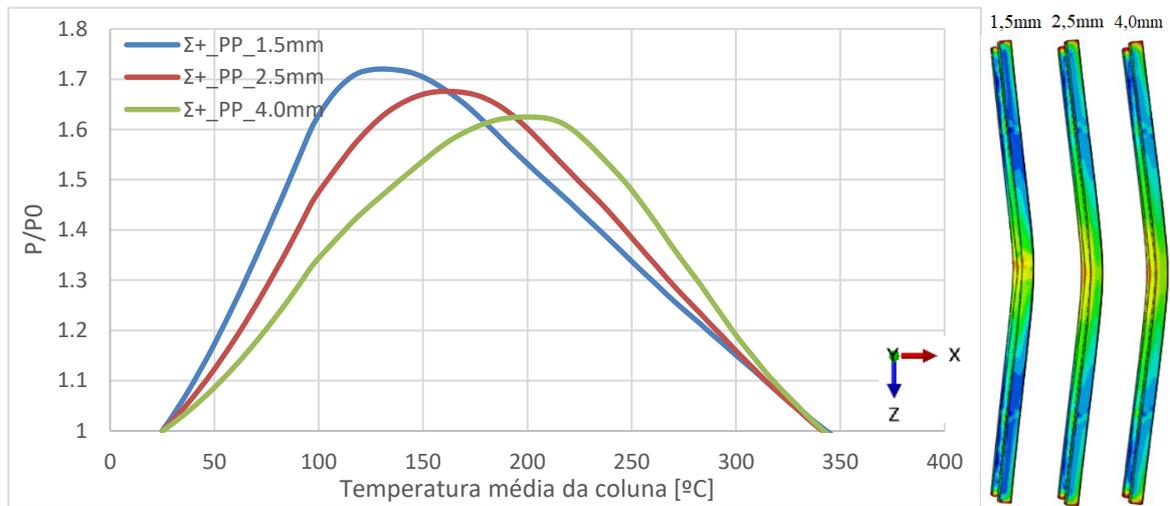
As simulações feitas, em análise da influência da espessura nas secções sigma, estão representadas na Figura 4.2. Face às secções com espessura de 2,5 mm, para as restantes espessuras, as secções simples apresentam um melhor comportamento ao fogo do que as secções compostas, apresentando temperaturas críticas e rácios P/P_0 superiores, devido ao colapso por corte dos parafusos. Para as secções simples verificamos que quanto mais se aumenta a espessura da secção, a temperatura crítica também aumenta, mas o rácio de P/P_0 diminui, indicando que a espessura dos perfis condiciona a sua temperatura crítica graças à quantidade de aço. No caso das secções compostas, também se verifica o aumento da temperatura crítica em relação à espessura, mas o rácio P/P_0 varia consoante a espessura do perfil e as suas condições de apoio.

Os fenómenos de encurvadura variaram consoante a espessura do perfil, tendo-se mostrado que a encurvadura local foi mais notória para espessuras de 1,5 mm. Conseguiu-se deprender também que, as secções com perfis $\Sigma+$, exibem sempre um comportamento melhor ao fogo do que as secções com perfis Σ , independentemente da espessura do mesmo. Isto deve-se ao facto dos perfis $\Sigma+$, apresentarem dobras de reforço adicionais nos banzos, que confere uma maior resistência, tanto à temperatura ambiente como em situação de incêndio.

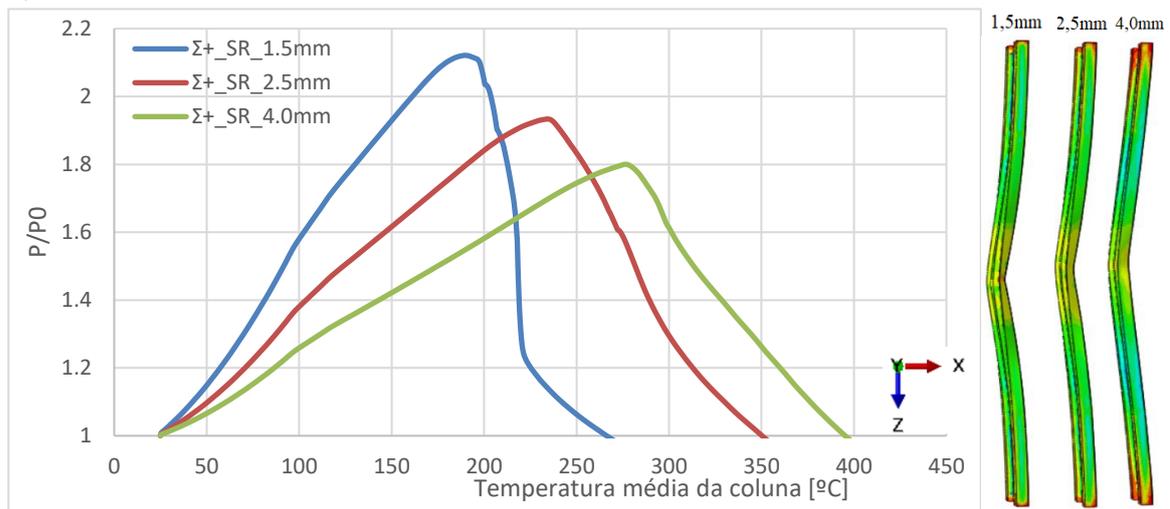
Pode-se assim concluir que quanto maior a espessura do perfil melhor ele se comporta em situação de incêndio, apesar de em algumas situações as forças de restrição axial serem inferiores, face ao aumento da espessura.



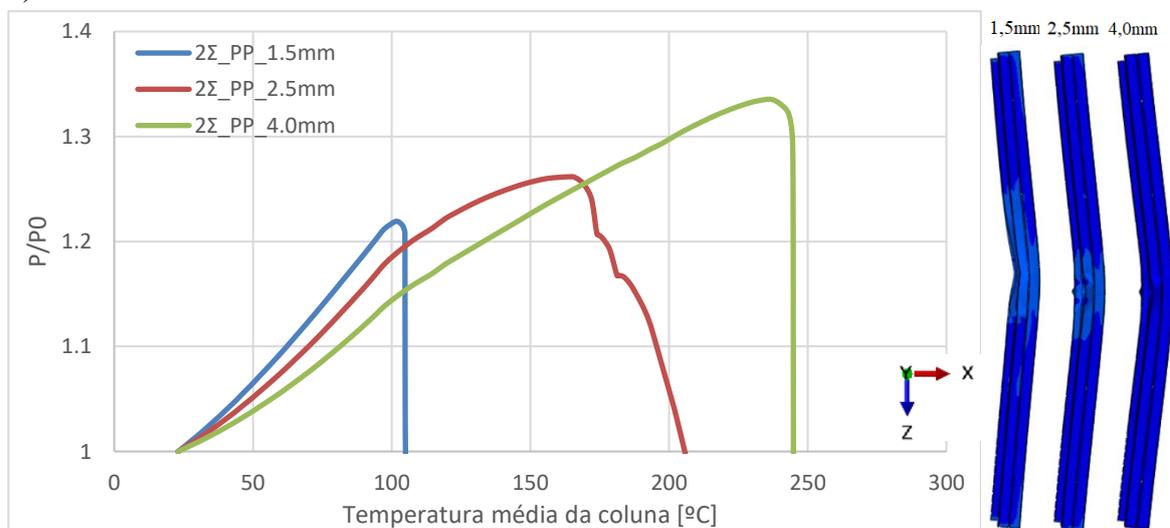
c)



d)



e)



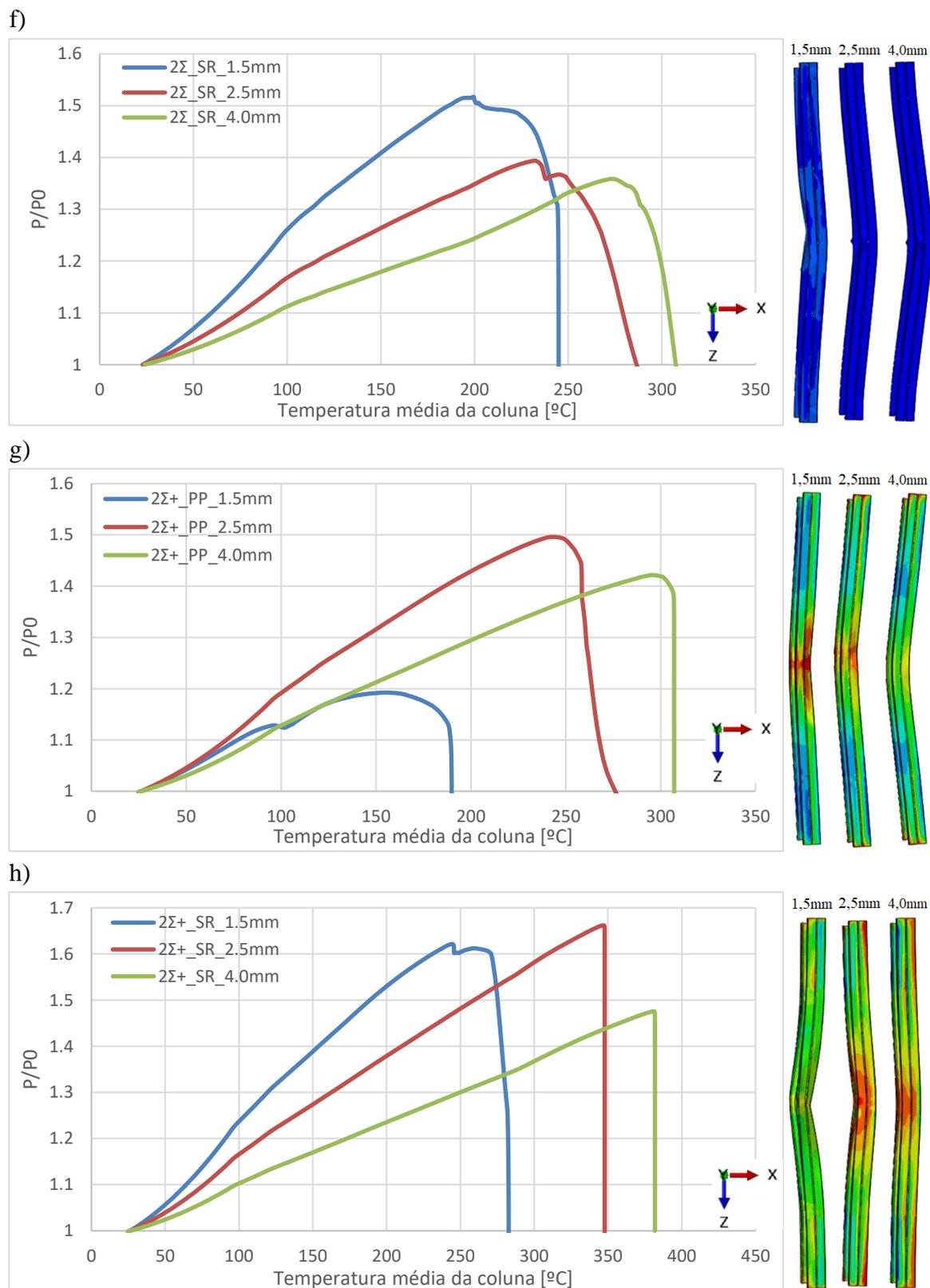


Figura 4.2 - Variação da espessura em condições de apoio diferentes para as secções sigma: a) Σ_PP ; b) Σ_SR ; c) $\Sigma+_PP$; d) $\Sigma+_SR$; e) $2\Sigma_PP$; f) $2\Sigma_SR$; g) $2\Sigma+_PP$; h) $2\Sigma+_SR$

4.4 Influência da distância entre parafusos

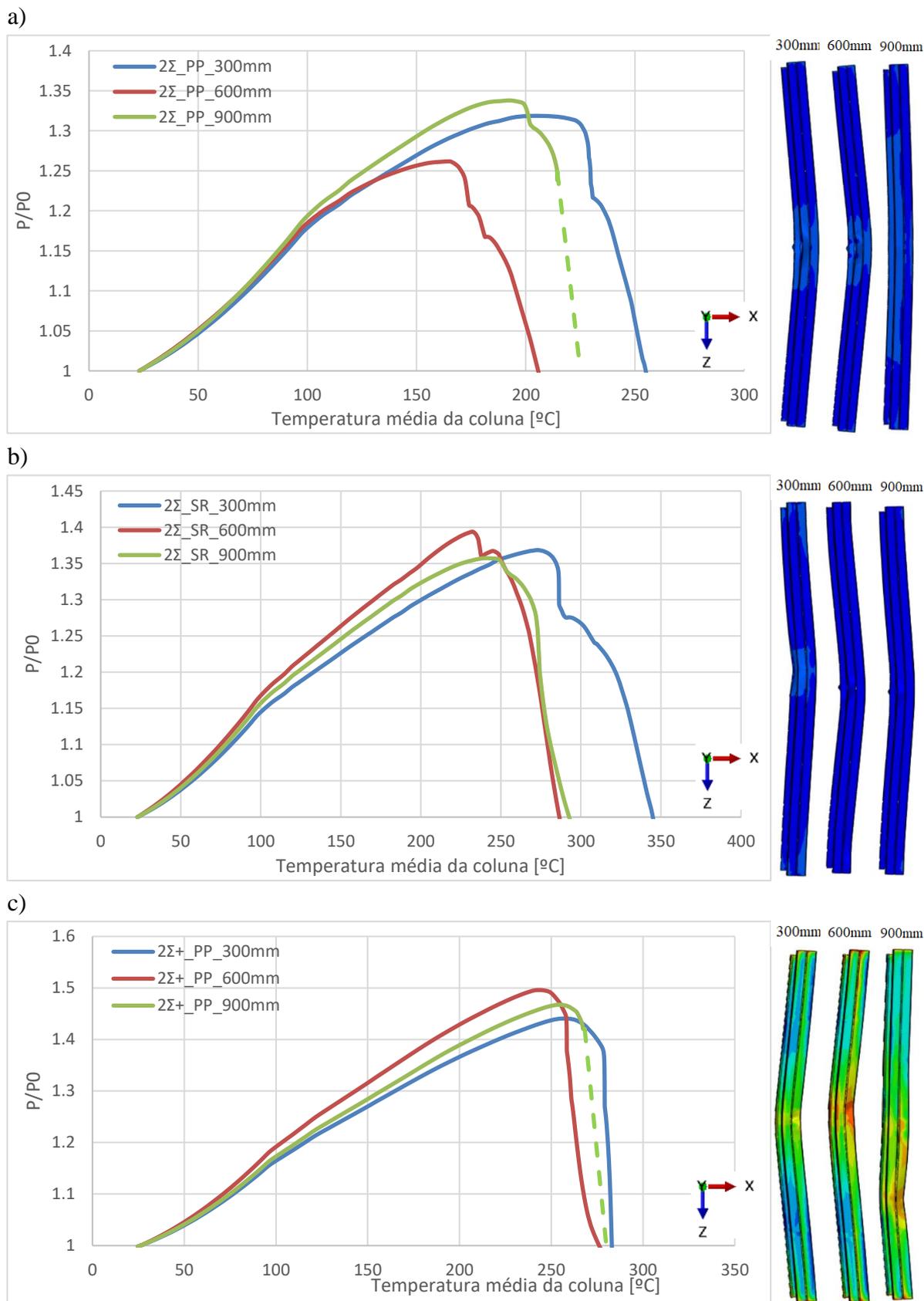
Neste caso, foi realizada uma análise da distância entre parafusos para as diferentes secções compostas (2Σ e $2\Sigma+$) para as diferentes condições de apoio (semi-rígido), o nível de carregamento de 50% e a mesma espessura (2,5 mm). O Quadro 4 apresenta as simulações efetuadas.

Quadro 4 - Variação do parâmetro espaçamento entre parafusos nas colunas

Referência da coluna	Condição de apoio	Carga aplicada [N]	Espessura [mm]	Espaçamento entre parafusos [mm]
2Σ PP 2.5 300	Rotulado	204650	2,5	300
2Σ PP 2.5 600	Rotulado	197869	2,5	600
2Σ PP 2.5 900	Rotulado	190728	2,5	900
2Σ SR 2.5 300	Semi-rígido	254542	2,5	300
2Σ SR 2.5 600	Semi-rígido	245291	2,5	600
2Σ SR 2.5 900	Semi-rígido	237586	2,5	900
2Σ+ PP 2.5 300	Rotulado	217128	2,5	300
2Σ+ PP 2.5 600	Rotulado	208930	2,5	600
2Σ+ PP 2.5 900	Rotulado	206897	2,5	900
2Σ+ SR 2.5 300	Semi-rígido	268519	2,5	300
2Σ+ SR 2.5 600	Semi-rígido	246948	2,5	600
2Σ+ SR 2.5 900	Semi-rígido	244138	2,5	900

Pode-se afirmar que nas duas secções, em condições de apoio semi-rígidas, os perfis apresentam um melhor desempenho, em comparação com apoio rotulado. Em todas os casos, o espaçamento entre parafusos de 300 mm é o que apresenta melhores resultados. Em todas as simulações, exceto na secção 2Σ com apoio rotulado, o comportamento ao fogo é bastante similar para todas as distâncias e que a distância entre parafusos de 600 mm é a que tem maiores forças de restrição (P/P_0) apesar da temperatura crítica ser atingida antes. Conclui-se também que, as secções $2\Sigma+$ mostram claramente, um melhor desempenho em situação de incêndio do que as secções 2Σ .

A Figura 4.3 apresenta as simulações efetuadas na análise da influência da distância entre parafusos nas secções compostas em relação ao seu comportamento em situação de incêndio.



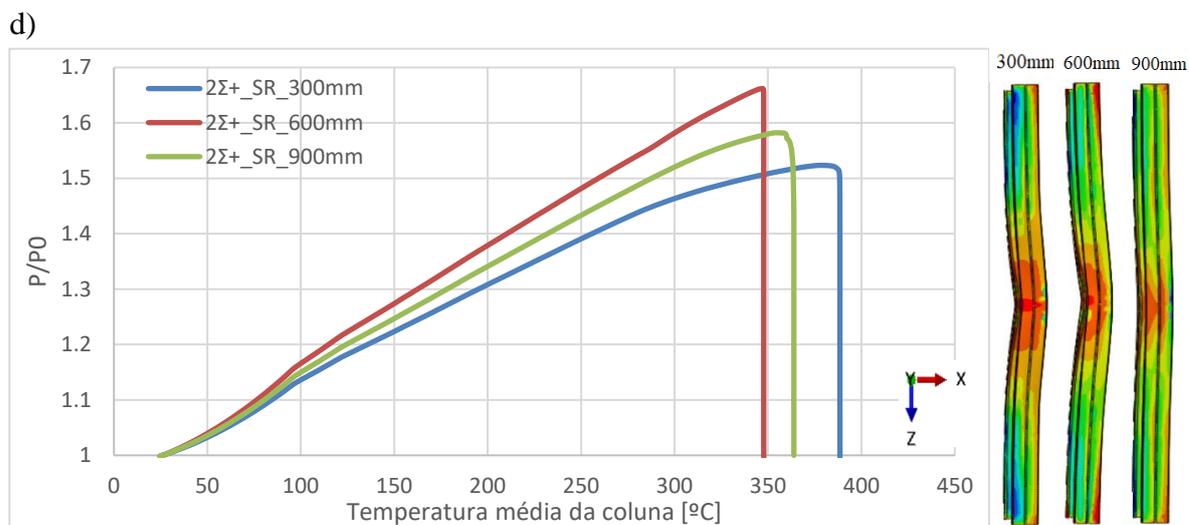


Figura 4.3 - Variação do espaçamento entre parafusos em condições de apoio diferentes para as secções sigma: a) 2Σ_PP; b) 2Σ_SR; c) 2Σ+_PP; d) 2Σ+_SR

4.5 Influência da restrição axial

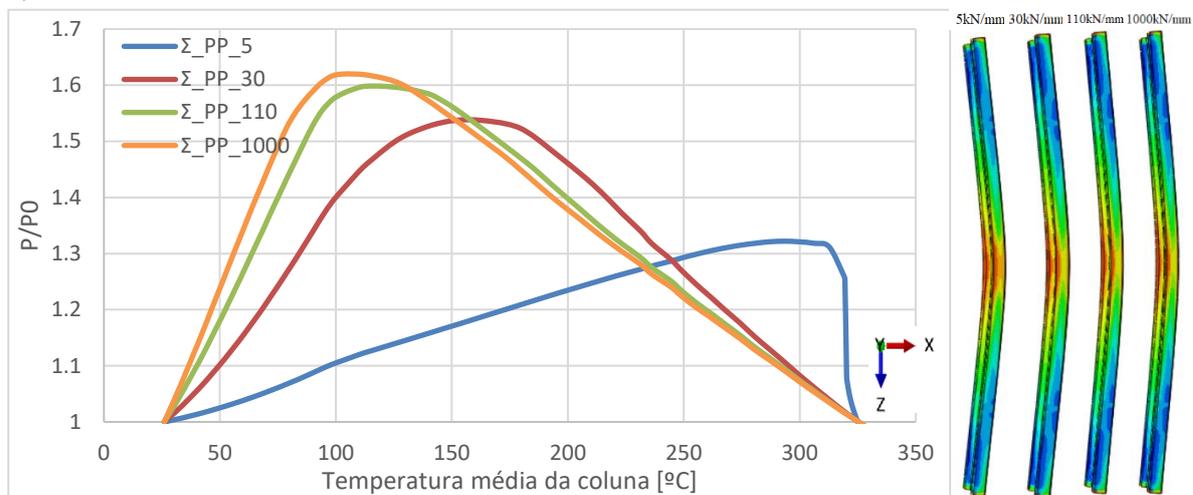
Neste caso, foi avaliado a influência da restrição axial para todas as secções. Os ensaios tiveram por base a variação da restrição axial entre 5 kN/mm, 30 kN/mm, 110 kN/mm e 1000 kN/mm, para a mesma restrição rotacional de 11% de $3EI/L$, 50% do nível de carregamento, espessura de 2,5 mm e espaçamento entre parafusos de 600 mm para as secções compostas. O Quadro 5 apresenta as simulações efetuadas.

Quadro 5 - Variação do parâmetro restrição axial

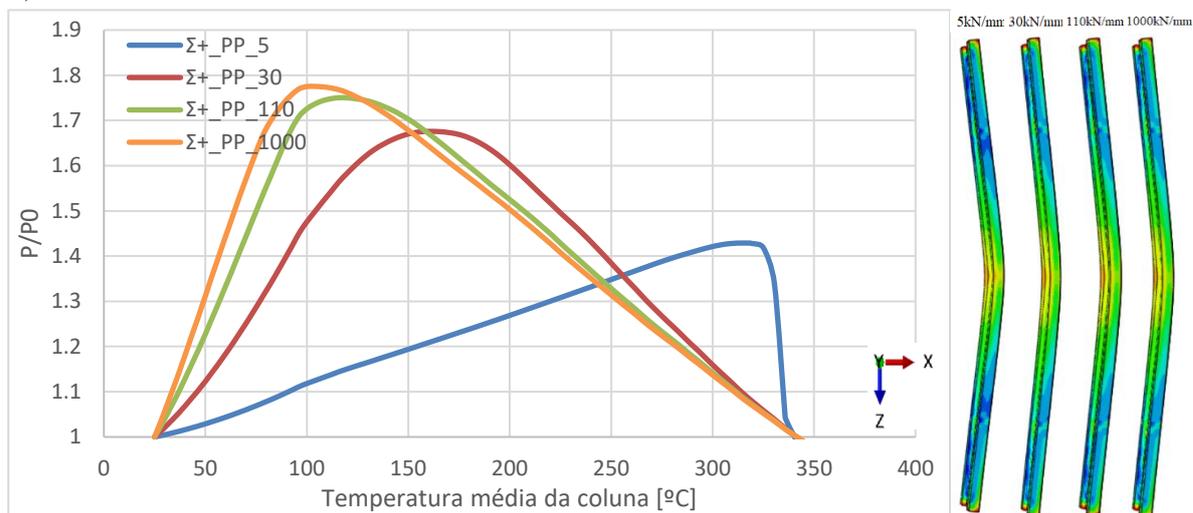
Referência da coluna	Condição de apoio	Restrição axial [kN/mm]	Carga aplicada [N]	Espessura [mm]	Espaçamento parafusos [mm]
Σ PP 2.5 5	Rotulado	5	65140	2,5	-
Σ PP 2.5 30	Rotulado	30	65140	2,5	-
Σ PP 2.5 110	Rotulado	110	65140	2,5	-
Σ PP 2.5 1000	Rotulado	1000	65140	2,5	-
$\Sigma+$ PP 2.5 5	Rotulado	5	64090	2,5	-
$\Sigma+$ PP 2.5 30	Rotulado	30	64090	2,5	-
$\Sigma+$ PP 2.5 110	Rotulado	110	64090	2,5	-
$\Sigma+$ PP 2.5 1000	Rotulado	1000	64090	2,5	-
2 Σ PP 2.5 5	Rotulado	5	197869	2,5	600
2 Σ PP 2.5 30	Rotulado	30	197869	2,5	600
2 Σ PP 2.5 110	Rotulado	110	197869	2,5	600
2 Σ PP 2.5 1000	Rotulado	1000	197869	2,5	600
2 $\Sigma+$ PP 2.5 5	Rotulado	5	208930	2,5	600
2 $\Sigma+$ PP 2.5 30	Rotulado	30	208930	2,5	600
2 $\Sigma+$ PP 2.5 110	Rotulado	110	208930	2,5	600
2 $\Sigma+$ PP 2.5 1000	Rotulado	1000	208930	2,5	600

As simulações efetuadas permitiram concluir que a restrição axial influencia bastante o comportamento ao fogo das colunas de aço enformado a frio (Figura 4.4). Quanto maior a restrição axial, as forças de restrição (P/P_0) aumentam, mas a temperatura crítica diminui. A partir destes resultados, depreende-se que nas secções simples a coluna colapsa sempre à mesma temperatura independentemente da restrição axial, mas no caso das secções compostas para restrições de 5 kN/mm, a coluna colapsa a uma temperatura muito superior à das outras restrições (30 kN/mm, 110 kN/mm e 1000 kN/mm), sendo que estas apresentam temperaturas similares.

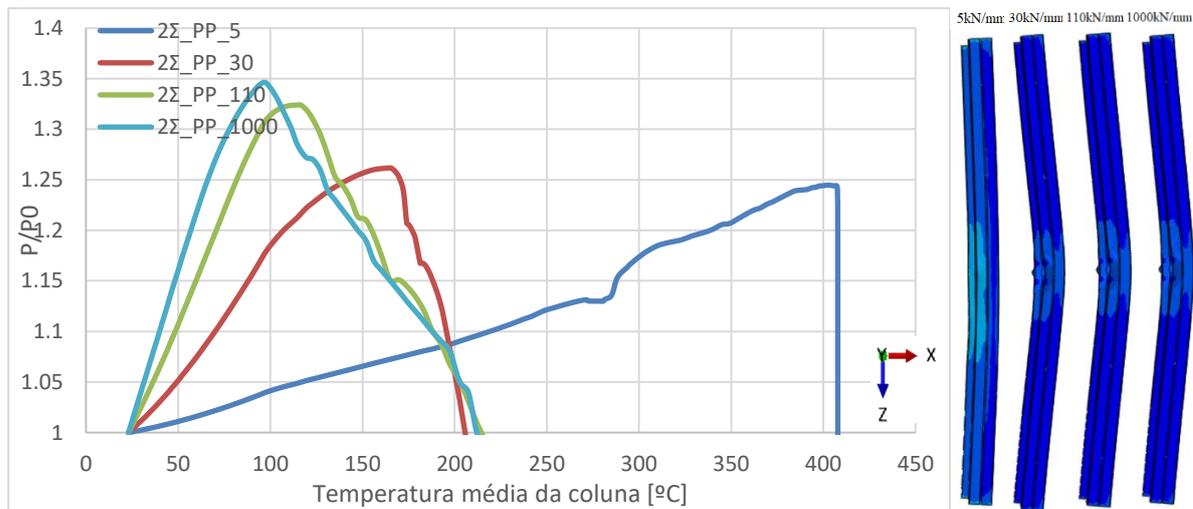
a)



b)



c)



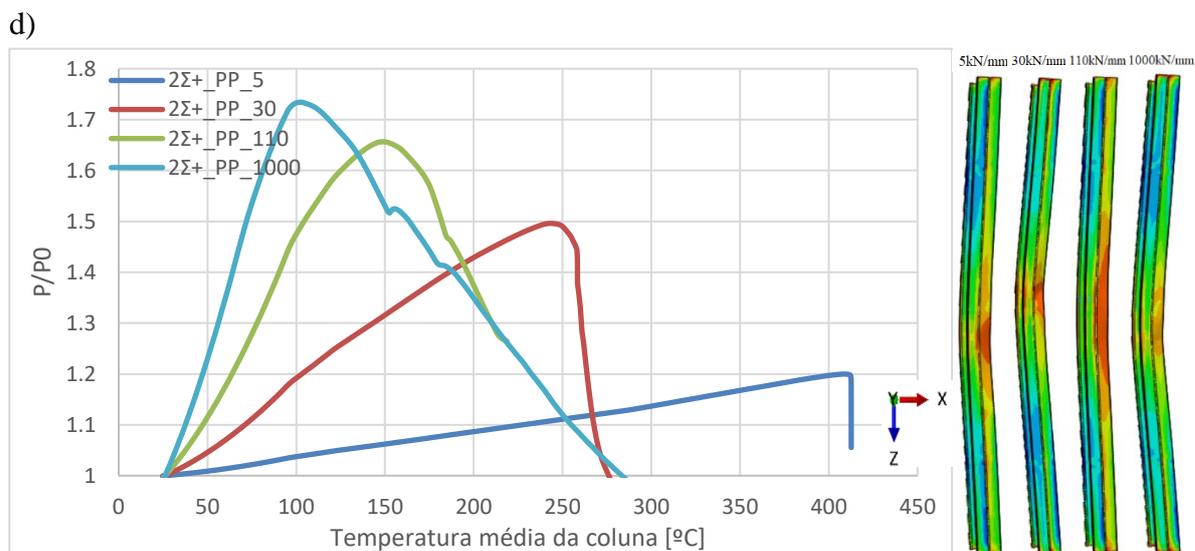


Figura 4.4 - Variação da restrição axial para as diferentes secções: a) Σ _PP; b) Σ +_PP; c) 2Σ _PP; d) 2Σ +_PP

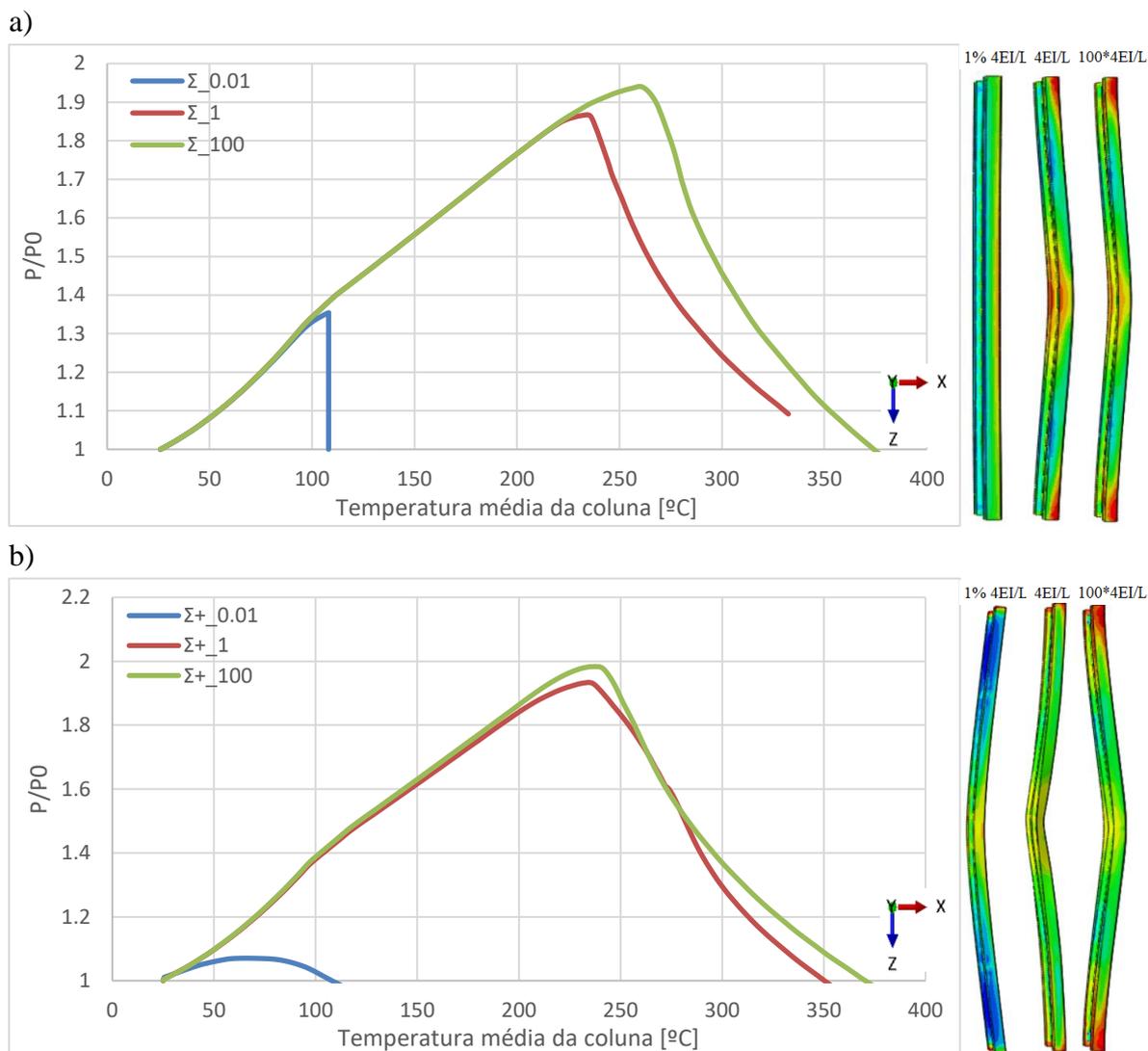
4.6 Influência da restrição rotacional

Por último, variou-se a restrição rotacional de modo a obter a sua influência no comportamento ao fogo. As simulações consistiram na variação da restrição rotacional entre $4EI/L$, 1% de $4EI/L$ e 100 vezes $4EI/L$, para a mesma restrição axial de 30kN/mm, 50% do nível de carregamento, espessura de 2,5 mm e espaçamento entre parafusos de 600 mm para as secções compostas. As simulações realizadas são apresentadas no Quadro 6.

Quadro 6 – Variação do parâmetro restrição rotacional

Referência da coluna	Restrição rotacional [kN/mm]	Restrição axial [kN/mm]	Carga aplicada [N]	Espessura [mm]	Espaçamento parafusos [mm]
Σ 2.5 0.01	1806	30	96529	2,5	-
Σ 2.5 1	180610	30	96529	2,5	-
Σ 2.5 100	18061000	30	96529	2,5	-
Σ + 2.5 0.01	1806	30	93566	2,5	-
Σ + 2.5 1	180610	30	93566	2,5	-
Σ + 2.5 100	18061000	30	93566	2,5	-
2Σ 2.5 0.01	9518	30	245291	2,5	600
2Σ 2.5 1	951813	30	245291	2,5	600
2Σ 2.5 100	95181300	30	245291	2,5	600
2Σ + 2.5 0.01	9518	30	246948	2,5	600
2Σ + 2.5 1	951813	30	246948	2,5	600
2Σ + 2.5 100	95181300	30	246948	2,5	600

O resultado das simulações realizadas são apresentados na Figura 4.5. A variação da restrição rotacional influencia o comportamento ao fogo dos elementos de AEF. Quando a restrição rotacional é muito pequena (1% de $4EI/L$), as colunas apresentam um pior comportamento ao fogo, mas no caso de restrições rotacionais de $4EI/L$ e de 100 vezes $4EI/L$, as colunas mostram temperaturas críticas e forças de restrição (P/P_0) muito similares.



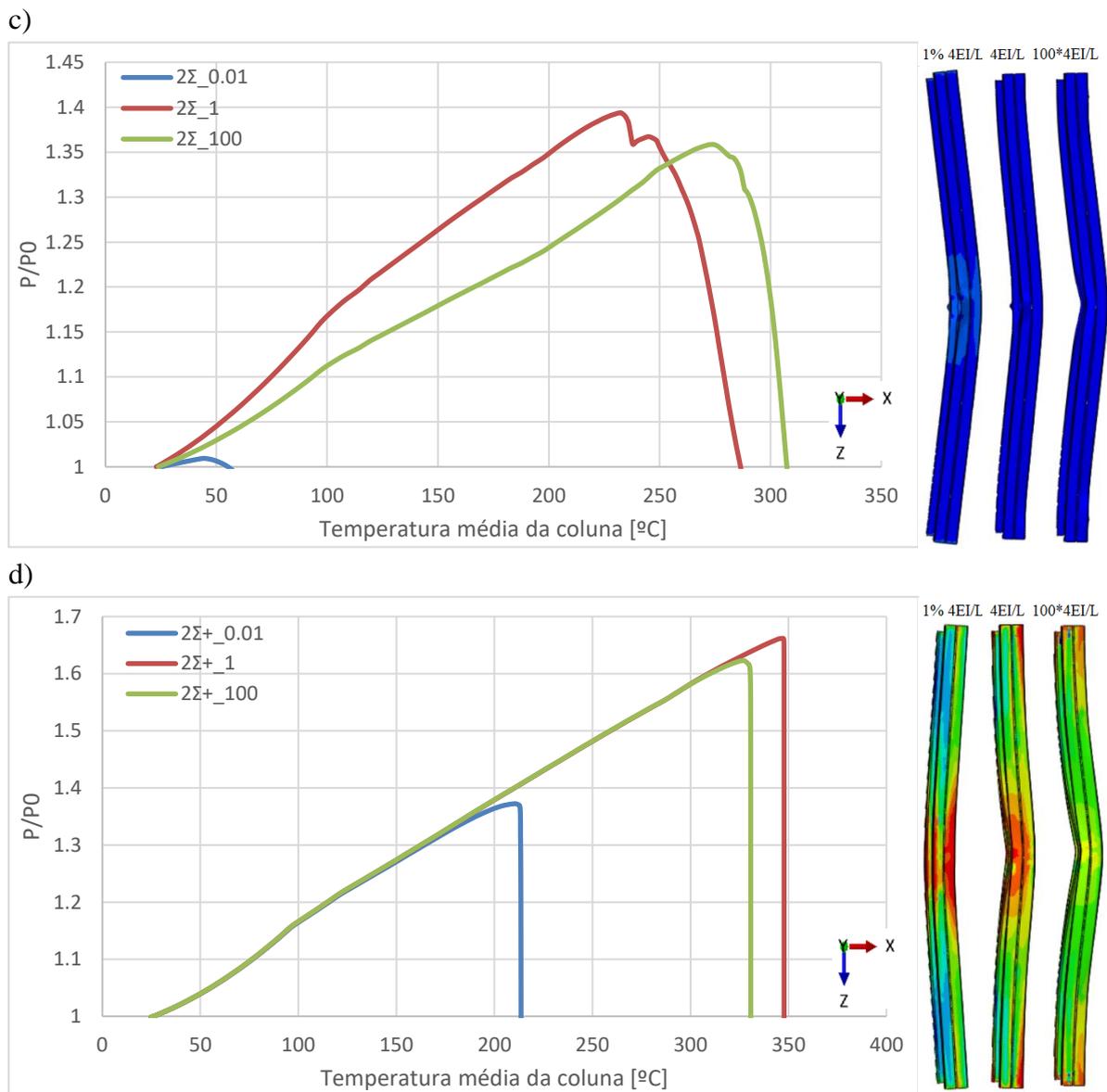


Figura 4.5 - Variação da restrição rotacional para as diferentes secções: a) Σ b) $\Sigma+$; c) 2Σ ; d) $2\Sigma+$

4.7 Considerações finais

Na realização deste estudo paramétrico, na qual se fizeram simulações numéricas a variar o nível de carregamento, a espessura da secção, o espaçamento entre parafusos ao longo do perfil, a restrição axial e a restrição rotacional, permitiu comparar diferentes parâmetros que têm influência no comportamento ao fogo de colunas de aço enformado a frio.

Estes parâmetros testados numericamente permitiram compreender o comportamento ao fogo de colunas de aço enformado a frio com secção sigma. Deste modo, é possível aferir da validade dos métodos de dimensionamento para este tipo de colunas proposto pelo Eurocódigo, e que no futuro, pode ajudar na reformulação desta norma de forma a termos estruturas de AEF mais seguras em situação de incêndio.

O limite de 350°C imposto pela norma EN 1993-1-2 (2005) para o dimensionamento deste tipo de elementos estruturais de Classe 4 é demonstrado através destas simulações como sendo muito conservativo em alguns casos.

Através das simulações numéricas deu para concluir que as condições de apoio a que estão sujeitas estas colunas é um aspeto bastante importante, visto que, para condições de apoio semi-rígidas as colunas de aço enformado a frio apresentam um comportamento ao fogo superior, tanto para as forças de restrição axial do perfil como para a sua temperatura crítica.

Em relação ao nível de carregamento, quanto menor o carregamento da coluna melhor é o seu comportamento ao fogo. Na mesma forma que, quanto maior a espessura do perfil maior é a sua temperatura crítica. No caso da distância entre parafusos ao longo dos perfis compostos, o espaçamento de 300 mm é o mais aconselhável para este estudo. No que diz respeito à influência das restrições axiais, estas quanto maiores, menor a temperatura crítica e maior as forças de restrição axial. E quanto à variação das restrições rotacionais, quando estas são muito pequenas (1% $4EI/L$) o perfil colapsa muito prematuramente, sendo que, para a restrição de $4EI/L$ apresenta resultados bastante satisfatórios, comparando com restrições muito altas (100 vezes $4EI/L$).

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Conclusões

No âmbito desta dissertação foi executada uma análise numérica e um estudo paramétrico em colunas de aço enformado a frio com secção sigma, sujeitas a altas temperaturas. Com recurso ao *software* de elementos finitos *Abaqus*, efetuaram-se modelos numéricos com capacidade para simular, em situação de incêndio, o comportamento estrutural das colunas com restrição axial à dilatação térmica. O estudo paramétrico consistiu na variação do nível de carregamento, da espessura da secção, da distância entre parafusos nas secções compostas, das restrições axiais e das restrições rotacionais.

A análise de elementos finitos mostrou-se essencial na obtenção de resultados precisos na concordância entre os modelos numéricos e os resultados obtidos experimentalmente. A calibração dos modelos confirmou que as colunas de secção composta (2Σ e $2\Sigma+$) apresentam temperaturas críticas superiores às registadas para colunas de secção simples (Σ e $\Sigma+$), mas que as forças de restrição axial em percentagem (P/P_0) nas secções simples são superiores às de secção composta para as duas condições de apoio e que as colunas com condições de apoio semi-rígidas apresentam um melhor comportamento ao fogo do que para condições de apoio rotuladas.

Dos resultados obtidos numericamente verificou-se que, no que diz respeito ao nível de carregamento a que está sujeita a coluna, podem-se tirar as seguintes conclusões:

- O nível de carregamento a que está sujeito a coluna influencia a sua capacidade resistente e quanto menor o seu nível de carregamento melhor o seu comportamento ao fogo, devido a apresentar temperaturas críticas e resistir a forças de restrição axial superiores;
- As secções simples (Σ e $\Sigma+$) apresentam um colapso mais progressivo do que as secções compostas (2Σ e $2\Sigma+$), tendo estas, uma queda abrupta na resistência da coluna quando atingem a sua temperatura crítica;
- As secções simples exibem maiores forças de restrição (P/P_0), mesmo apresentando uma temperatura crítica menor.

Relativamente ao parâmetro espessura da secção obteve-se que:

- As colunas de AEF mostraram que quanto maior a espessura da parede do perfil maior a sua temperatura crítica em situação de incêndio, mas que as forças de restrição (P/P_0) nem sempre foram as maiores;

- As secções simples mostram um comportamento melhor quando sujeitas a altas temperaturas, expressando forças de restrição (P/P_0) e temperaturas críticas maiores.

No que se refere à distância entre parafusos ao longo do perfil constatou-se que:

- Quanto menor a distância entre parafusos, melhor desempenho das colunas, sendo o caso do espaçamento de 300 mm, o que deu melhores resultados;
- As secções $2\Sigma+$ apresentam um melhor desempenho em situação de incêndio do que as secções 2Σ , devido a forças de restrição (P/P_0) e temperaturas críticas superiores.

Para o caso da variação das restrições axiais verificou-se que:

- Quanto maior a restrição axial, as forças de restrição (P/P_0) aumentam e a temperatura crítica diminui;
- Não afetam a temperatura de colapso nas secções simples;
- Nas secções compostas para restrições de 5 kN/mm, estas apresentam uma temperatura de colapso superior quando comparado com as outras restrições, que mostram temperaturas parecidas.

Na situação da variação das restrições rotacionais observou-se que:

- Os perfis com restrições rotacionais muito baixas apresentam um mau comportamento a altas temperaturas;
- As restrições de $4EI/L$ e 100 vezes $4EI/L$ apresentaram forças de restrição (P/P_0) e temperaturas críticas idênticas.

Para todos os parâmetros em estudo, observamos que as condições de apoio afetam bastante o comportamento das colunas a altas temperaturas, podendo concluir-se que quanto maior a rigidez da estrutura circundante melhor o seu comportamento ao fogo, apresentando forças de restrição axial e temperaturas críticas superiores.

A partir destes estudos, verificou-se que o limite de 350°C imposto pela norma EN 1993-1-2 (2005) apresenta, em alguns casos, um valor muito conservativo. Mas para algumas situações, principalmente, para os perfis com espessura de 1,5 mm, as secções Σ e $\Sigma+$ com apoio rotulado, 2Σ para as duas condições de apoio e $2\Sigma+$ para o caso de apoio rotulado, todas elas com 50% do nível de carregamento, apresentam insegurança neste tipo de colunas, havendo assim a necessidade de criar novas metodologias de dimensionamento para as mesmas.

5.2 Desenvolvimentos futuros

A partir destes estudos é possível expandir o trabalho à análise de outros parâmetros no comportamento estrutural em situação de incêndio de colunas de aço enformado a frio. A partir das várias investigações efetuadas, tais como, Ferreira (2018) e Rodrigues (2021), podemos já prever com algum rigor alguns modelos comportamentais para este tipo de colunas.

Um estudo interessante a fazer para este tipo de colunas seria em elementos misto com betão no interior das secções compostas de AEF, de modo a melhorar o seu comportamento ao fogo, pois o betão é um material com uma grande capacitância e assim absorver as temperaturas geradas em situação de incêndio.

A norma EN 1993-1-2 (2005) usada no dimensionamento de elementos em aço enformado a frio muito simplificada, assim a partir de todas as análises numéricas, experimentais e estudos paramétricos será possível criar uma norma com métodos de dimensionamento melhores, sem comprometer a estabilidade das estruturas e fazer um melhor aproveitamento do material.

Numa futura investigação podem-se estudar as secções R-Sigma (perfil sigma a “abraçar” outro perfil sigma) que podem conduzir a evoluções da temperatura mais lentas devido ao volume de ar confinado, que resultará num melhor comportamento ao fogo. Os reforços na alma destes perfis melhorarão também o seu comportamento ao fogo.

Outras secções em análise poderão ser as secções por encaixe, ou seja, sem parafusos que serão alvo de grandes desenvolvimentos, pois ainda, estão pouco estudadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anis, A., Bjork, T., & Heinilla, S. (2012). Prediction of residual stresses in cold-formed corners. *Journal of Advanced Science and Engineering Research*, 2, 252-264.
- Camotim, D., Martins, A. D., Dinis, P. B., Young, B., Chen, M.-T., & Landesmann, A. (2020). Mode interaction in cold-formed steel members: state-of-art report. Part 1: Fundamentals and local-distorsional coupling. *Steel Construction* 13, 164-185.
- Camotim, D., Martins, A. D., Dinis, P. B., Young, B., Chen, M.-T., & Landesmann, A. (2020). Mode interaction in cold-formed steel members: state-of-art. Part 2: Couplings involving global buckling. *Steel Construction* 13, 186-207.
- Chen, J., & Young, B. (2006). Corner properties of cold-formed steel sections at elevated temperatures. *Thin-Walled Structures*, 44, 216-223.
- Chen, J., & Young, B. (2007). Experimental investigation of cold-formed steel material at elevated temperatures. *Thin-Walled Structures*, 45, 96-110.
- Cheng, S., Li, L., & Kim, B. (2015). *Buckling analysis of partially protected cold-formed steel channel-section columns at elevated temperatures* (Vol. 72). Fire Safety Journal.
- Craveiro, H. (2015). *Fire resistance of cold-formed steel columns*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Coimbra.
- Craveiro, H., Rodrigues, J. P., Santiago, A., & Laím, L. (2016). Review of the high temperature mechanical and thermal properties of the steels used in cold formed steel structures - The case of the S280 GD+Z steel. *Thin-Walled Structures*, 98, 154-168.
- EN 10346 (2015). "Continuously hot-dip coated steel flat products for cold forming - Technical delivery conditions". CEN - European Committee for Standardization, Bruxelas
- EN 1993-1-1 (2005). "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings". CEN - European Committee for Standardization, Bruxelas
- EN 1993-1-2 (2005). "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design". CEN - European Committee for Standardization, Bruxelas
-

EN 1993-1-3 (2006). " Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting". CEN - European Committee for Standardization, Bruxelas

EN 1993-1-5 (2006). " Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements". CEN - European Committee for Standardization, Bruxelas

Escudeiro, A. F. (2016). *Experimental and numerical analysis of compressed cold-formed steel elements with sigma-plus cross-section subjected to fire*. Dissertação de mestrado, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil.

Feng, M., Wang, Y. C., & Davies, J. M. (2003). Structural behaviour of cold-formed thin-walled short steel columns at elevated temperatures. Part 1: experiments. *Thin-Walled Structures*, 41, 543-570.

Feng, M., Wang, Y. C., & Davies, J. M. (2004). *A numerical imperfection sensitivity study of cold-formed thin-walled tubular steel columns at uniform elevated temperatures* (Vol. 42). Thin-Walled Structures.

Ferreira, M. A. (2018). *Parâmetros que afetam o comportamento ao fogo de colunas com perfis em sigma de aço enformados a frio*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil.

Ferreira, M. A. (2018). *Parâmetros que afetam o comportamento ao fogo de colunas com perfis em sigma de aço enformados a frio*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil.

Ferrer, B. (2014). *Comportamento ao fogo de vigas sigma em aço enformado a frio*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Coimbra.

Figueiredo, J. A. (2017). *Análise experimental de encurvadura em situação de incêndio de colunas de aço enformado a frio com secção sigma*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil.

Garifullin, M., & Nackenhorst, U. (2015). *Computational analysis of cold-formed steel columns with initial imperfections* (Vol. 117). Procedia Engineering.

Gendy, B. L., & Hanna, M. T. (2015). Effect of geometric imperfections on the ultimate moment capacity of cold-formed sigma-shape sections. *HBRC Journal*, 1-7.

- Javed, M., Hafizah, N., Memon, S., Jameel, M., & Aslam, M. (2017). Recent research on cold-formed steel beams and columns subjected to elevated temperatures: a review. *Construction and Building Materials*, 144, 686-701.
- Kankanamge, N. D. (2010). *Structural behavior and design of cold-formed steel beams at elevated temperatures*. Queensland University of Technology, School of Urban Developments, Brisbane, Australia.
- Kankanamge, N. D., & Mahendran, M. (2011). Mechanical properties of cold-formed steels at elevated temperatures. *Thin-Walled Structures*, 49, 26-44.
- Laím, L. M. (2013). *Experimental and numerical analysis on the structural behaviour of cold-formed steel beams subjected to fire*. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil.
- Laím, L., Rodrigues, J. P., & Craveiro, H. D. (2015). Flexural behaviour of beams made of cold-formed steel sigma-shaped sections at ambient and fire conditions. *Thin-Walled Structures*, 87, 53-65.
- Lee, J. (2004). *Local Buckling behaviour and design of cold-formed steel compression members at elevated temperatures*. PhD Thesis, Queensland University of Technology, Brisbane, Australia.
- Moen, C. D., Igusa, T., & Schafer, B. W. (2008). Prediction of residual stresses and strains in cold-formed steel members. *Thin-Walled Structures*, 46, 1274-1289.
- Mota, A. d. (2016). *Resistência ao fogo de colunas de aço enformado a frio com secção em sigma*. Dissertação de mestrado, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil.
- Outinen, J. (2006). Mechanical properties of structural steels at elevated temperatures and after cooling down. In *Proceedings of the Fire and Materials Conference*, (p. 15). San Francisco, USA.
- Pinho, J. (2010). *Resistência ao fogo de vigas em aço com secções enformadas a frio*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil, Aveiro.
-

- Ranawaka, T., & Mahendran, M. (2009a). Experimental study of the mechanical properties of light gauge cold-formed steels at elevated temperatures. *Fire Safety Journal*, 44 (2), 219-229.
- Ranawaka, T., & Mahendran, M. (2009b). Experimental study of the mechanical properties of light gauge cold-formed steels at elevated temperatures. *Fire Safety Journal*, 44, 219-229.
- Ranawaka, T., & Mahendran, M. (2010). Numerical modelling of light gauge cold-formed steel compression members subjected to distortional buckling at elevated temperatures. *Thin-Walled Structures*, 48 (4-5), 334-344.
- Rasmussen, K. J., & Hancock, G. J. (1988). Geometric Imperfections in Plated Structures Subject to Interaction between Buckling Modes. *Thin-Walled Structures*, 6, 433-452.
- Rodrigues, J. P., Laím, L., & Craveiro, H. (2014). Experimental investigation on cold-formed steel beams with web stiffeners subjected to fire. *8th International Conference on Structures in Fire*. Shanghai.
- Rodrigues, J. P., Oliveira, R. L., & Gomes, F. C. (2021). Sigma cold-formed steel columns with restrained thermal elongation subject to fire.
- Rondal, J., & Dubina, D. (2005). *Light Gauge Metal Structures Recent Advances*. Viena: Springer-Verlag.
- Schafer, B. W. (2019). Advances in the Direct Strength Method of cold-formed steel design. *Thin-Walled Structures*.
- Schafer, B., & Peköz, T. (1998). Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses. *Journal of Construction Steel Research*, 47 (3), 193-210.
- Schafer, B., & Peköz, T. (1999). Laterally braced cold-formed steel flexural members with edge stiffened flanges. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 125(2), 118-127.
- Silvestre, N. (2009). *Do comportamento à regulamentação europeia das estruturas de aço enformado a frio: CMM, Associação Portuguesa da Construção Metálica e Mista*. Porto.
-

- Silvestre, N., Camotim, D., & Dinis, P. B. (2007). Aplicação do método da resistência direta a colunas e vigas de aço enformado a frio com secção em C afetadas por interação entre instabilidade local-de-placa e distorcional. *Engenharia Civil: Estrutura em Aço*, 341-354.
- Simões, R. (2007). *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas - Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Coimbra: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
- Veríssimo, H. (2008). *Dimensionamento de elementos estruturais de aço enformados a frio de acordo com o Eurocódigo 3*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil; Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Wang, C., Zhang, Z., Zhao, D., & Liu, Q. (2016). Compression tests and numerical analysis of web-stiffened channels with complex edge stiffeners. *Journal of Construction Steel Research*, 116, 29-39.
- Yu, W., & LaBoube, R. A. (2010). *Cold-formed steel design*. Nova Jérсия: John Wiley & Sons, Inc.
- Zeinoddini, V. M., & Schafer, B. W. (2012). Simulation of geometric imperfections in cold-formed steel members using spectral representation approach. *Thin-Walled Structures*, 60, 105-117.
- Zhang, J. H., & Young, B. (2012). Compression tests of cold-formed steel I-shaped open sections with edge and web stiffeners. *Thin-Walled Structures*, 52, 1-11.
- Zhang, J. H., & Young, B. (2015). Numerical investigation and design of cold-formed steel built-up open section columns with longitudinal stiffeners. *Thin-Walled Structures*, 89, 178-191.

LISTA DE WEB SITES VISITADOS

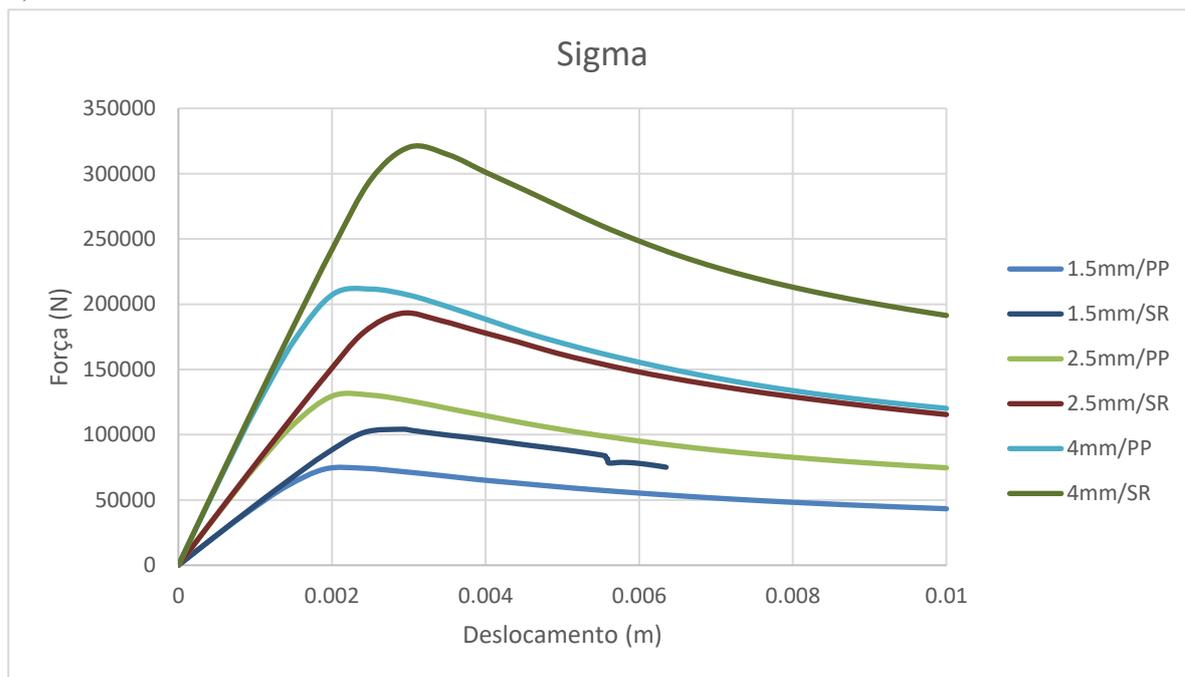
<https://algoro.com.pt/> (Acedido em 30/03/2021)

<https://adira.pt/products/type/quinadoras/> (Acedido em 30/03/2021)

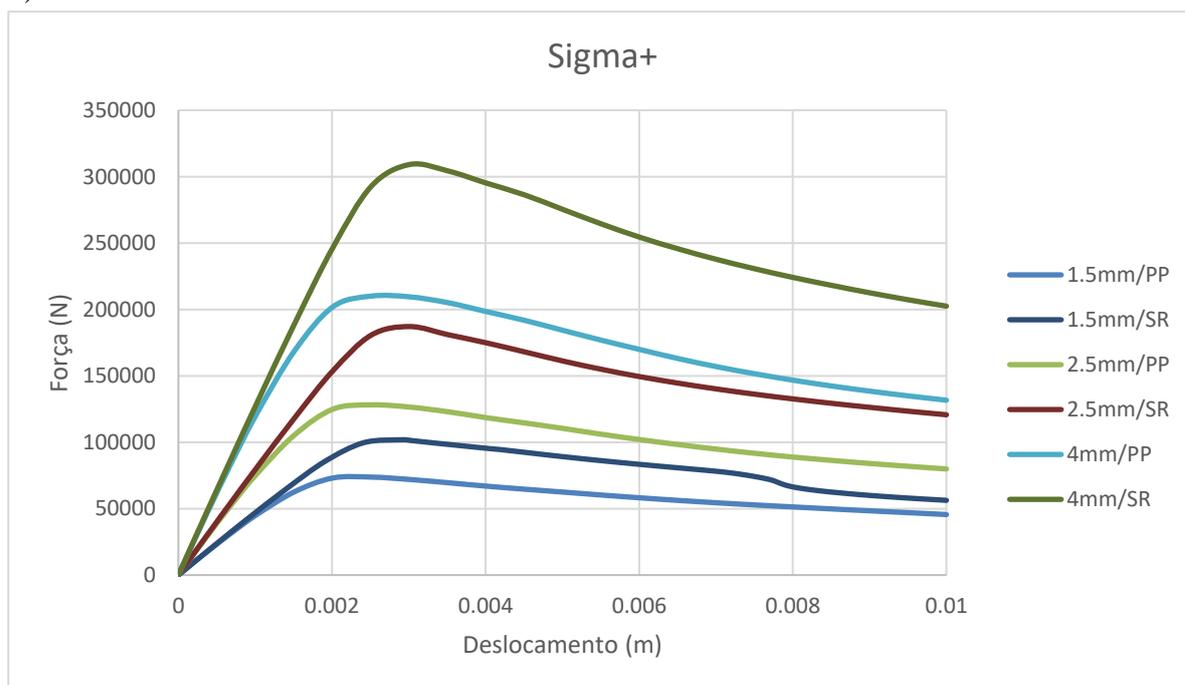
ANEXO A

A.1 Evolução da força restrição nas colunas em relação ao deslocamento consoante a espessura e as condições de apoio

a)



b)



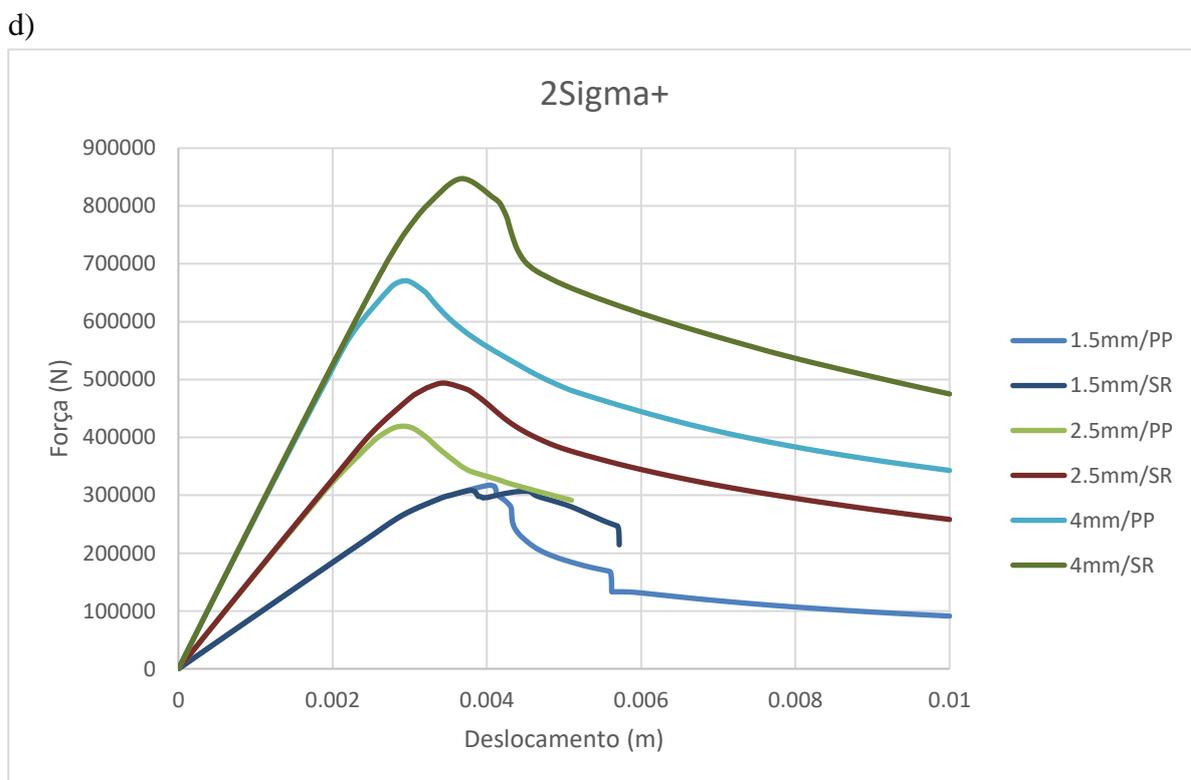
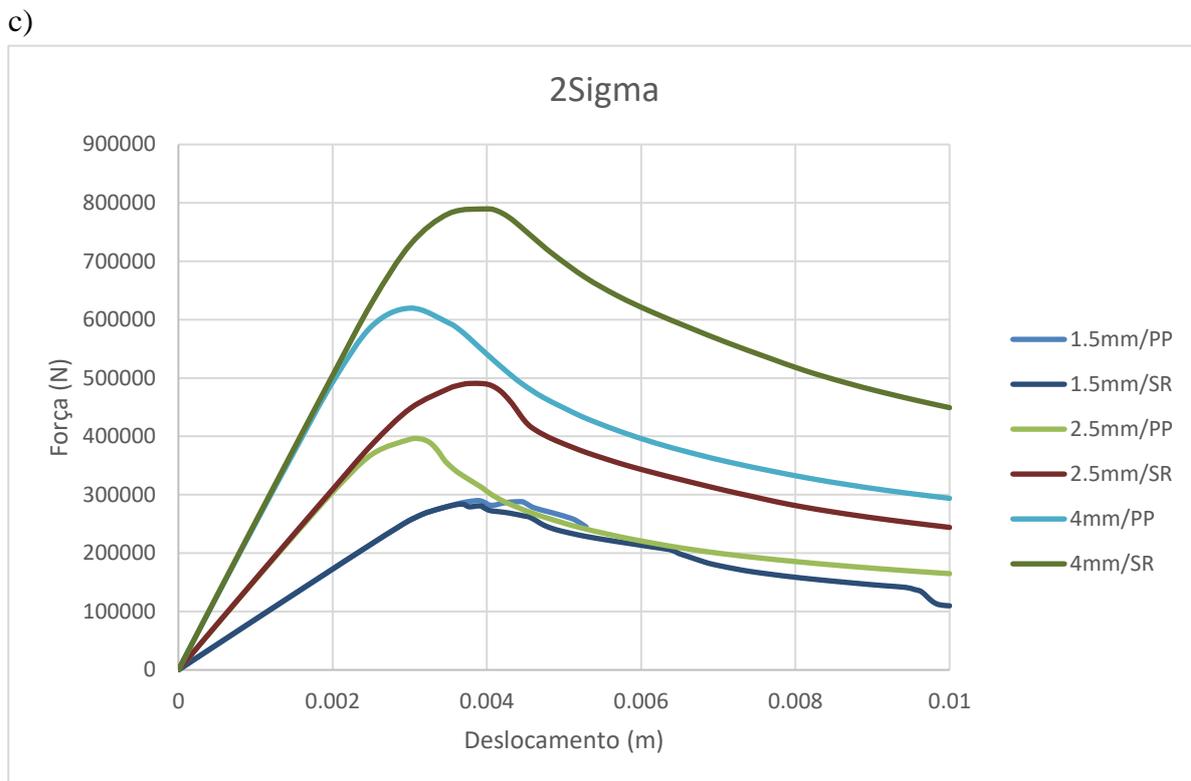
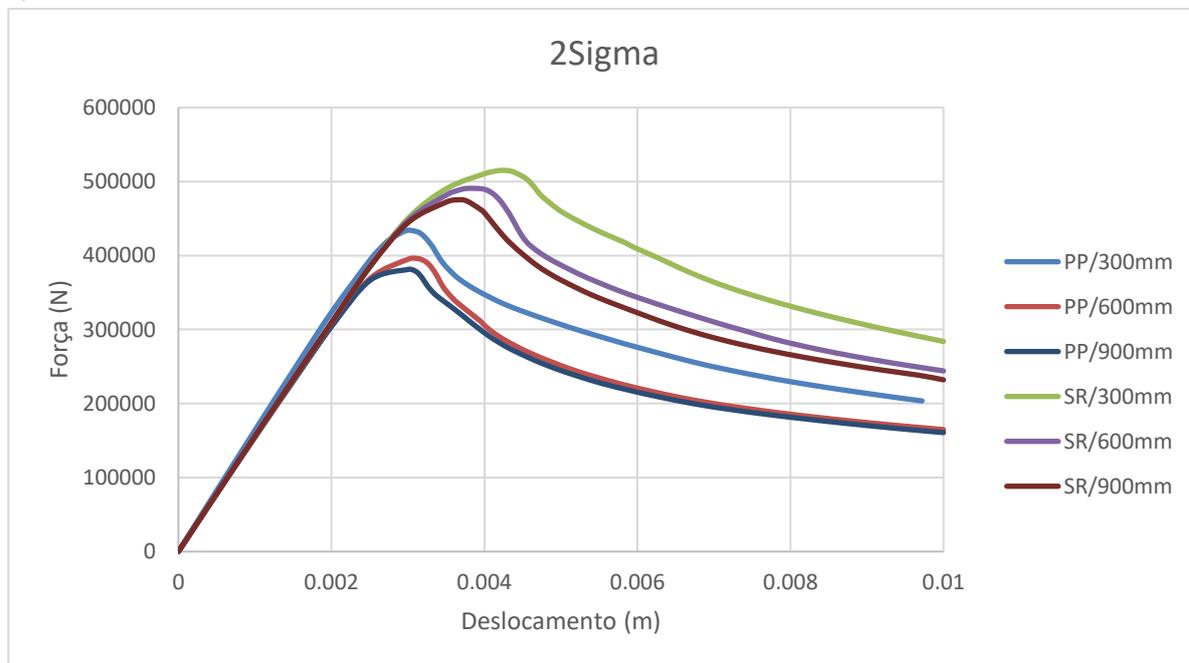


Figura A.1 – Evolução da força restrição nas secções em relação ao deslocamento consoante a espessura e as condições de apoio: a) Secção Sigma; b) Secção Sigma-Plus; c) Secção 2Sigma; d) Secção 2-Sigma-Plus

A.2 Evolução da força restrição nas colunas em relação ao deslocamento consoante o espaçamento entre parafusos e as condições de apoio

a)



b)

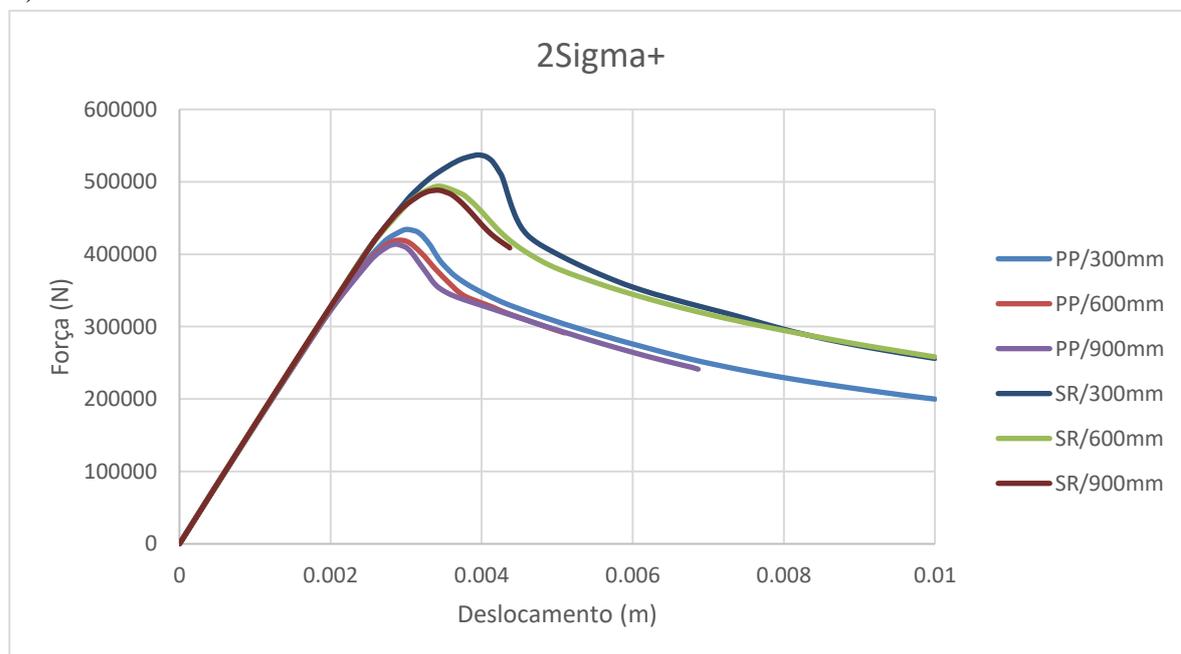


Figura A.2 - Evolução da força restrição nas secções em relação ao deslocamento consoante o espaçamento entre parafusos e as condições de apoio: a) Secção 2Sigma; b) Secção 2-Sigma-Plus