

Mariana Afonso Correia de Queirós Ferreira

PARÂMETROS QUE AFETAM O COMPORTAMENTO AO FOGO DE COLUNAS COM PERFIS EM SIGMA DE AÇO ENFORMADOS A FRIO

PARAMETERS THAT HAVE AN IMPACT ON THE FIRE BEHAVIOR OF COLUMNS
WITH SIGMA CROSS-SECTION OF COLD-FORMED STEEL

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues e pelo Professor Doutor Luís Miguel dos Santos Laim

Coimbra, 8 de Outubro de 2018



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



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

Mariana Afonso Correia de Queirós Ferreira

PARÂMETROS QUE AFETAM O COMPORTAMENTO AO FOGO DE COLUNAS COM PERFIS EM SIGMA DE AÇO ENFORMADOS A FRIO

**PARAMETERS THAT HAVE AN IMPACT ON THE FIRE BEHAVIOR OF COLUMNS
WITH SIGMA CROSS-SECTION OF COLD-FORMED STEEL**

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues e pelo Professor Doutor Luís Miguel dos Santos Laim

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.

Coimbra, 8 de Outubro de 2018

(IM)POSSÍVEL

AGRADECIMENTOS

Chega ao fim a última fase deste percurso e resta-me apenas agradecer a todos aqueles que o marcaram.

Ao Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues e Professor Doutor Luís Miguel dos Santos Laím, pelos conhecimentos transmitidos e por todo o apoio, paciência e disponibilidade demonstrada durante toda a execução deste trabalho.

À minha família, em especial aos meus pais e irmão, que me permitiram chegar mais longe e que apesar das nossas desavenças sempre me apoiaram incondicionalmente.

Aos meus amigos, que me fazem dar valor às pequenas coisas que um dia serão as maiores que alguma vez tive. Obrigada por tornarem cada momento memorável!

Ao grupo que me faz viver Coimbra e sentir a verdadeira saudade de uma amizade, que na ausência de palavras, é expressa pela melodia dos nossos instrumentos. Obrigada FANS por este “Sonho a Preto e Branco”!

RESUMO

A elevada procura de elementos em aço enformado a frio na indústria da construção levou à criação de normas de dimensionamento à temperatura ambiente. No entanto, ainda não foram estabelecidas normas de dimensionamento específicas para este tipo de elementos em caso de incêndio, situação em que as estruturas de aço são suscetíveis de sofrer fenómenos de instabilidade e degradação das suas propriedades mecânicas.

Este trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento de colunas simples e compostas de aço enformado a frio, respetivamente colunas de secção transversal Sigma e 2 Sigma, em situação de incêndio. Os perfis em sigma apresentam maior capacidade resistente em relação à encurvadura quando comparadas com perfis semelhantes (em C) devido à presença de reforços na alma. Para esta avaliação foi utilizado o *software Abaqus*, recorrendo ao método de elementos finitos. Os modelos numéricos utilizados foram calibrados com base em ensaios experimentais já realizados no laboratório de estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Este trabalho foi dividido em duas partes, a primeira consistiu na calibração do modelo numérico que foi criado a partir dos resultados dos ensaios experimentais, e a segunda teve como objetivo analisar a influência de alguns parâmetros não avaliados experimentalmente, como as dimensões da secção transversal (espessura, largura e altura), comprimento das colunas, diferentes níveis de carregamento, restrição e condições de apoio.

Apesar do comportamento das colunas compostas de aço enformado a frio em situação de incêndio ser relativamente desconhecido, estas apresentam vantagens estruturais e económicas. Todavia, em situação de incêndio, as metodologias de dimensionamento presentes na EN 1993-1-2 (2005) necessitam de verificação, pois adotam coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço laminado para secções de Classe 4 e limitam os elementos a uma temperatura crítica de 350 °C, o que não se verificou ser adequado nem nos resultados dos ensaios experimentais realizados nem para alguns dos casos estudados nesta dissertação.

Palavras chave: Coluna, Aço enformado a frio, Sigma, Fogo, Encurvadura, Restrição axial, Análise numérica.

ABSTRACT

The high demand for cold-formed steel elements in the construction industry led to the creation of design guidelines when at room temperature. However, it hasn't been yet established any design guidelines for this kind of structural elements related to its behaviour under fire conditions, in which case these steel structures are at risk of instability phenomenon and degradation of their mechanical properties.

This study aimed at evaluate the behaviour of simple and built-up columns of cold-formed steel in a fire situation, columns of sigma and 2 sigma cross-section respectively. The sigma profiles represent a greater resistance to buckling when compared to similar profiles (in C) due to the presence of reinforcements in its web. This evaluation was made with the *Abaqus* software, using the finite elements method. The numeric models used were calibrated based on prior experimental trials already performed at the Civil Engineering Department Laboratory of the University of Coimbra.

The methodology in this study was undertaken in two parts, the first one consisted on the calibration of the numeric model that was created with the experimental trial, and the second one consisted on the analysis of the influence of other non-experimentally tested parameters, such as crossed section design (thickness, width and height), length of columns, different levels of loading, restriction and support conditions.

Despite the behavior of build-up columns of cold-formed steel under fire conditions is still relatively unknown, these elements still reveal both structural and economic advantages. Therefore, under fire conditions, the design guidelines presented in the EN 1993-1-2 (2005) might require verification, as they adopt mechanical properties' reduction coefficients of rolled steel for Class 4 sections, and limit the elements to a critical temperature of 350 °C, which has not been adequate for every situation as it was observed on the experimental trials' results and in some of this dissertation results.

Keywords: Column, Cold-formed steel, Sigma, Fire, Buckling, Axial restraining, Numerical analysis.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO	iv
ABSTRACT	v
ÍNDICE	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
ÍNDICE DE QUADROS.....	xiii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Objetivos da dissertação	2
1.3 Organização da dissertação.....	3
2 ESTADO DA ARTE.....	4
2.1 Considerações gerais	4
2.1.1 Processos de fabrico	5
2.1.2 Elementos de aço enformado a frio	6
2.2 Colunas de aço enformado a frio a temperatura ambiente	7
2.2.1 Comportamento estrutural	7
2.2.2 Estudos realizados em colunas de aço enformado a frio a temperatura ambiente ..	10
2.3 Colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio	12
2.3.1 Comportamento estrutural	12
2.3.2 Estudos realizados em colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio .	13
2.4 Considerações finais.....	15
3 ANÁLISE NUMÉRICA.....	16
3.1 Considerações iniciais	16
3.2 Modelos numéricos	17
3.3 Propriedades do aço enformado a frio.....	17
3.4 Modelação térmica	19
3.4.1 Construção do modelo térmico	19

3.4.2 Calibração do modelo térmico	21
3.5 Modelação estrutural em situação de incêndio	22
3.5.1 Discretização em elementos finitos	22
3.5.2 Condições de fronteira, contactos e carregamentos	23
3.5.3 Tipos de análise	25
3.5.4 Calibração dos modelos estruturais	25
3.6 Considerações finais	27
4 ESTUDO PARAMÉTRICO	29
4.1 Considerações iniciais	29
4.2 Influência da esbelteza	31
4.3 Influência da restrição axial	35
4.4 Influência do nível de carregamento	37
4.5 Considerações finais	39
5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	41
5.1 Conclusões	41
5.2 Desenvolvimentos futuros	42
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	43
Anexo A – Estudo paramétrico de colunas Σ	A-1
A.1 Evolução do deslocamento axial de colunas Σ sem restrição à elongação térmica	A-1
A.2 Evolução das forças de restrição de colunas Σ com restrição à elongação térmica	A-5
Anexo B – Estudo paramétrico de colunas 2Σ	B-1
B.1 Evolução do deslocamento axial de colunas 2Σ sem restrição à elongação térmica...	B-1
B.2 Evolução das forças de restrição de colunas 2Σ com restrição à elongação térmica ..	B-5
Anexo C – Temperaturas críticas de colunas Σ	C-1
Anexo D – Temperaturas críticas de colunas 2Σ	D-1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – a) Perfiladora (hzperfiladeira@); b) Fases do processo de perfilagem (Rhodes, 1991)	5
Figura 2.2 – a) Quinadeira (olipal@); b) Fases do processo de quinagem (Veríssimo, 2008) ..	5
Figura 2.3 – Secções de aço enformado a frio: a) Perfil U; b) Perfil C; c) e d) Perfis Σ ; e) Perfil Z; f) Perfil Z enrijecido; g) Perfil Ω ; h), i) e j) Perfis tubulares; k), l) e m) Secções compostas (Yu e LaBoube, 2010).....	6
Figura 2.4 – Aplicação de aço enformado a frio na construção: a) Elemento secundário (coberturas e fachadas); b) Elemento principal em edifícios; c) Reabilitação estrutural e ampliação de edifícios (Futureng@).....	7
Figura 2.5 – a) Curva tensão-extensão para elementos enformados a frio; b) Curva tensão-extensão para elementos laminados a quente (adaptado de Yu e LaBoube, 2010)	8
Figura 2.6 – Modos de encurvadura de uma coluna sujeita a compressão. Modos simples: a) Local; b) Distorcional; c) Global por flexão; d) Global por torção; e) Global por flexão-torção. Interação entre os vários modos: f) Local + Distorcional; g) Local + Global por flexão; h) Distorcional + Global por flexão; i) Local + Global por flexão-torção; j) Distorcional + Global por flexão-torção (Rondal e Dubina, 2005).....	9
Figura 2.7 – Secções em estudo da análise paramétrica (adaptado de Zhang e Young, 2015)	11
Figura 2.8 – Secções transversais e respetivos modos de encurvadura: a) Secção C; b) Secção Σ ; c) Secção C com reforço em V na alma (Wang <i>et al.</i> , 2016).....	12
Figura 2.9 – Secções transversais estudadas nos ensaios experimentais [mm]: a) Secção C; b) Secção I; c) Secção R; d) Secção 2R (adaptado de Craveiro, 2015)	14
Figura 3.1 – Dimensões das secções transversais das colunas estudadas experimentalmente [mm]: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ	16
Figura 3.2 – Curva tensão-extensão do aço S320GD em função da temperatura	18
Figura 3.3 – Extensão térmica de acordo com a EN 1993-1-2 (2005), comparativamente com os estudos experimentais realizados por Chen e Young (2007) e Craveiro <i>et al.</i> (2016a)	18
Figura 3.4 – Propriedades térmicas do aço, de acordo com a EN 1993-1-2 (2005): a) Calor específico; b) Condutibilidade térmica	19
Figura 3.5 – Propriedades térmicas do ar (Craveiro, 2015): a) Calor específico; b) Condutibilidade térmica	20
Figura 3.6 – Superfícies expostas ao fogo (Mota, 2016)	21

Figura 3.7 – a) Colocação dos termopares na secção transversal; b) Evolução e comparação da distribuição das temperaturas na secção a meia altura das colunas Σ	22
Figura 3.8 – a) Colocação dos termopares na secção transversal; b) Evolução e comparação da distribuição das temperaturas na secção a meia altura das colunas 2Σ	22
Figura 3.9 – Malha de elementos finitos adotada: a) Coluna Σ ; b) Coluna 2Σ ; c) Parafuso	23
Figura 3.10 – Modelos estruturais em situação de incêndio: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ	24
Figura 3.11 – Processo de calibração da coluna de secção Σ	26
Figura 3.12 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ	27
Figura 4.1 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-3.5-2000; b) Σ -255-70-25-3.5-5000	33
Figura 4.2 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-3.5-2000; b) Σ -255-70-25-3.5-5000	33
Figura 4.3 – Análise da temperatura crítica para 50% do nível de carregamento da Secção Σ : a) Sem restrição axial; b) Com restrição axial.....	36
Figura 4.4 – Análise da temperatura crítica para 50% do nível de carregamento da Secção 2Σ : a) Sem restrição axial; b) Com restrição axial.....	36
Figura 4.5 – Análise da temperatura crítica, sem restrição à elongação térmica da Secção Σ : a) 30% do nível de carregamento; b) 70% do nível de carregamento	37
Figura 4.6 – Análise da temperatura crítica, sem restrição à elongação térmica da Secção 2Σ : a) 30% do nível de carregamento; b) 70% do nível de carregamento	38
Figura 4.7 – Análise da temperatura crítica, com restrição à elongação térmica da Secção Σ : a) 30% do nível de carregamento; b) 70% do nível de carregamento	39
Figura 4.8 – Análise da temperatura crítica, com restrição à elongação térmica da Secção 2Σ : a) 30% do nível de carregamento; b) 70% do nível de carregamento	39
Figura A.1 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-2.5-2000; b) Σ -255-70-25-2.5-3000	A-1
Figura A.2 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-2.5-4000; b) Σ -255-70-25-2.5-5000	A-1
Figura A.3 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-1.5-2000; b) Σ -255-70-25-1.5-3000	A-2
Figura A.4 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-1.5-4000; b) Σ -255-70-25-1.5-5000	A-2
Figura A.5 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-3.5-3000; b) Σ -255-70-25-3.5-4000	A-2
Figura A.6 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -200-70-25-2.5-2000; b) Σ -200-70-25-2.5-3000	A-3
Figura A.7 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -200-70-25-2.5-4000; b) Σ -200-70-25-2.5-5000	A-3

Figura A.8 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -300-70-25-2.5-2000; b) Σ -300-70-25-2.5-3000	A-3
Figura A.9 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -300-70-25-2.5-4000; b) Σ -300-70-25-2.5-5000	A-4
Figura A.10 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-55-15-2.5-2000; b) Σ -255-55-15-2.5-3000	A-4
Figura A.11 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-55-15-2.5-4000; b) Σ -255-55-15-2.5-5000	A-4
Figura A.12 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-2.5-2000; b) Σ -255-70-25-2.5-3000	A-5
Figura A.13 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-2.5-4000; b) Σ -255-70-25-2.5-5000	A-5
Figura A.14 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-1.5-2000; b) Σ -255-70-25-1.5-3000	A-6
Figura A.15 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-1.5-4000; b) Σ -255-70-25-1.5-5000	A-6
Figura A.16 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-3.5-3000; b) Σ -255-70-25-3.5-4000	A-6
Figura A.17 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -200-70-25-2.5-2000; b) Σ -200-70-25-2.5-3000	A-7
Figura A.18 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -200-70-25-2.5-4000; b) Σ -200-70-25-2.5-5000	A-7
Figura A.19 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -300-70-25-2.5-2000; b) Σ -300-70-25-2.5-3000	A-7
Figura A.20 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -300-70-25-2.5-4000; b) Σ -300-70-25-2.5-5000	A-8
Figura A.21 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-55-15-2.5-2000; b) Σ -255-55-15-2.5-3000	A-8
Figura A.22 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-55-15-2.5-4000; b) Σ -255-55-15-2.5-5000	A-8
Figura B.1 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ -255-70-25-2.5-2000; b) 2Σ -255-70-25-2.5-3000	B-1
Figura B.2 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ -255-70-25-2.5-4000; b) 2Σ -255-70-25-2.5-5000	B-1
Figura B.3 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ -255-70-25-1.5-2000; b) 2Σ -255-70-25-1.5-3000	B-2
Figura B.4 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ -255-70-25-1.5-4000; b) 2Σ -255-70-25-1.5-5000	B-2

Figura B.5 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-70-25-3.5-2000; b) 2Σ-255-70-25-3.5-3000	B-2
Figura B.6 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-70-25-3.5-4000; b) 2Σ-255-70-25-3.5-5000	B-3
Figura B.7 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-200-70-25-2.5-2000; b) 2Σ-200-70-25-2.5-3000	B-3
Figura B.8 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-200-70-25-2.5-4000; b) 2Σ-200-70-25-2.5-5000	B-3
Figura B.9 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-300-70-25-2.5-2000; b) 2Σ-300-70-25-2.5-3000	B-4
Figura B.10 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-300-70-25-2.5-4000; b) 2Σ-300-70-25-2.5-5000	B-4
Figura B.11 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-55-15-2.5-2000; b) 2Σ-255-55-15-2.5-3000	B-4
Figura B.12 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-55-15-2.5-4000; b) 2Σ-255-55-15-2.5-5000	B-5
Figura B.13 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-2.5-2000; b) 2Σ-255-70-25-2.5-3000	B-5
Figura B.14 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-2.5-4000; b) 2Σ-255-70-25-2.5-5000	B-6
Figura B.15 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-1.5-2000; b) 2Σ-255-70-25-1.5-3000	B-6
Figura B.16 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-1.5-4000; b) 2Σ-255-70-25-1.5-5000	B-6
Figura B.17 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-3.5-2000; b) 2Σ-255-70-25-3.5-3000	B-7
Figura B.18 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-3.5-4000; b) 2Σ-255-70-25-3.5-5000	B-7
Figura B.19 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-200-70-25-2.5-2000; b) 2Σ-200-70-25-2.5-3000	B-7
Figura B.20 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-200-70-25-2.5-4000; b) 2Σ-200-70-25-2.5-5000	B-8
Figura B.21 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-300-70-25-2.5-2000; b) 2Σ-300-70-25-2.5-3000	B-8
Figura B.22 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-300-70-25-2.5-4000; b) 2Σ-300-70-25-2.5-5000	B-8
Figura B.23 - Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-55-15-2.5-2000; b) 2Σ-255-55-15-2.5-3000	B-9

Figura B.24 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-55-15-2.5-4000; b) 2Σ-255-55-15-2.5-5000 B-9

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Parâmetros em estudo das colunas com secção Σ	30
Quadro 4.2 – Parâmetros em estudo das colunas com secção 2Σ	31
Quadro 4.3 – Temperaturas críticas [°C] para 50% do nível de carregamento, com restrição à alongação térmica – Secção Σ	33
Quadro 4.4 – Temperaturas críticas [°C] para 70% do nível de carregamento para as diferentes condições de restrição axial.....	35
Quadro C.1 – Temperaturas críticas [°C] para 30% do nível de carregamento, sem restrição à alongação térmica	C-1
Quadro C.2 – Temperaturas críticas [°C] para 50% do nível de carregamento, sem restrição à alongação térmica	C-1
Quadro C.3 – Temperaturas críticas [°C] para 70% do nível de carregamento, sem restrição à alongação térmica	C-2
Quadro C.4 – Temperaturas críticas [°C] para 30% do nível de carregamento, com restrição à alongação térmica	C-2
Quadro C.5 – Temperaturas críticas [°C] para 70% do nível de carregamento, com restrição à alongação térmica	C-2
Quadro D.1 – Temperaturas críticas [°C] para 30% do nível de carregamento, sem restrição à alongação térmica	D-1
Quadro D.2 – Temperaturas críticas [°C] para 70% do nível de carregamento, sem restrição à alongação térmica	D-1
Quadro D.3 – Temperaturas críticas [°C] para 30% do nível de carregamento, com restrição à alongação térmica	D-2
Quadro D.4 – Temperaturas críticas [°C] para 70% do nível de carregamento, com restrição à alongação térmica	D-2

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

A evolução na indústria da construção ocorre no sentido de obter soluções construtivas mais económicas, sustentáveis e que garantam igual ou melhor desempenho estrutural. Como tal, verificou-se que nos últimos anos tem havido um elevado crescimento na aplicação de elementos estruturais de aço enformado a frio, devido às vantagens que este material apresenta relativamente aos materiais mais comuns nas obras de engenharia civil, como o betão armado, aço laminado a quente ou madeira. O aço enformado a frio tem como principais vantagens a sua leveza, associada à elevada resistência e rigidez, o tempo reduzido de produção e montagem, baixos custos de transporte, facilidade de manuseamento e a sua sustentabilidade que de um modo geral o torna bastante competitivo no sector da construção.

É possível obter diversas secções para os perfis de aço enformado a frio, sendo que os que são utilizados de forma mais corrente na construção são os perfis em U, C, Z, Σ , Ω e tubulares, com e sem reforços ao longo da secção. Apesar das diversas vantagens relativamente a outros materiais, os elementos de aço enformado a frio, são suscetíveis a sofrer fenómenos de encurvadura quando comprimidos, devido ao elevado coeficiente de esbelteza que apresentam. A reduzida espessura das secções bem como a não coincidência do centro geométrico com o centro de corte, conduz a uma baixa rigidez torsional dos elementos.

A EN 1993-1-3 (2006) é a norma que na atualidade estabelece as regras de dimensionamento à temperatura ambiente, onde são dispostas verificações específicas tendo em consideração os fenómenos de encurvadura. No entanto, em situação de incêndio, onde estes fenómenos se tornam mais penalizantes, ainda não foram estabelecidas normas de dimensionamento. A degradação das propriedades mecânicas do aço a elevadas temperaturas reduzem a tensão de cedência e o módulo de elasticidade, podendo levar a um colapso prematuro dos elementos. Atualmente, o dimensionamento de elementos de aço em situação de incêndio é feito através da EN 1993-1-2 (2005). Esta norma prevê o dimensionamento para elementos laminados a quente, mas permite a sua aplicação a secções transversais de Classe 4, na qual se insere a generalidade das secções enformadas a frio. Relativamente à redução das propriedades mecânicas a altas temperaturas, a norma sugere a aplicação de fatores de redução em função do

aumento da temperatura. A norma impõe também um limite de 350 °C para a temperatura crítica, a qual pode levar a resultados conservadores.

A utilização de colunas com secção em Sigma, Σ , apresentam diversas vantagens estruturais quando comparadas com as secções mais correntes como perfis em C e U. Estas diferem dos perfis em C pela introdução de reforços ao longo da secção transversal, conferindo ao elemento uma maior capacidade resistente à encurvadura local. Estes reforços diminuem a distância entre o centro de corte e o centro geométrico, promovendo uma maior rigidez torsional. À temperatura ambiente a adição de reforços conduz a uma maior resistência à encurvadura, mas o aumento da temperatura na secção leva a uma redução significativa da rigidez dos reforços, que não sendo suficientemente alta, poderá levar ao colapso do elemento.

Esta dissertação de mestrado é apresentada de forma a contribuir para os estudos que abordem a influência de reforços ao longo da secção, relativamente ao comportamento estrutural de elementos enformados a frio em situação de incêndio.

1.2 Objetivos da dissertação

No âmbito desta dissertação foi desenvolvido um estudo numérico em colunas de aço enformado a frio sujeitas a altas temperaturas e com restrição à dilatação térmica. Este trabalho deu continuidade a uma investigação experimental efetuada no laboratório de estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra inserida no projeto de investigação PTDC ECM/116859/2010, financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia.

O principal objetivo deste trabalho é desenvolver modelos numéricos, recorrendo ao *software* de elementos finitos *Abaqus* (Dassault Systèmes, 2014), capazes de simular o comportamento estrutural das colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio. A construção e validação destes modelos numéricos, através da comparação com os resultados obtidos experimentalmente, permite a realização de um estudo paramétrico com o objetivo de analisar o efeito da influência: i) da esbelteza, variando as dimensões da secção transversal e o comprimento das colunas; ii) da restrição axial e iii) nível de carregamento no comportamento ao fogo de colunas com perfis em sigma de aço enformado a frio.

Este estudo pode assim contribuir para o desenvolvimento de novas metodologias e/ou uma futura revisão da EN 1993-1-2 (2005), relativa ao dimensionamento ao fogo deste tipo de elementos.

1.3 Organização da dissertação

O presente trabalho encontra-se dividido em cinco capítulos, os quais são apresentados de seguida num resumo sumário. No primeiro capítulo é feita uma introdução relativamente ao trabalho desenvolvido, seguida do enquadramento geral do tema, objetivos e sua organização. No segundo capítulo é apresentado o estado da arte, onde é feita uma exposição relativamente aos perfis de aço enformado a frio, os seus processos de fabrico, tipo de elementos e sua utilização na construção. Posteriormente, é feita uma análise de trabalhos desenvolvidos em colunas de aço enformado a frio, caracterizando o comportamento estrutural a temperatura ambiente e em situação de incêndio. O terceiro capítulo é dedicado à análise numérica, tendo como principal foco a calibração e validação dos modelos numéricos formulados no *software Abaqus*, baseado em resultados obtidos experimentalmente. A calibração anterior permitiu a realização do estudo paramétrico descrito no capítulo quatro, dando ainda possibilidade da continuação deste estudo através da variação de outros parâmetros. No quinto e último capítulo são apresentadas algumas conclusões retiradas do trabalho desenvolvido e são sugeridas algumas propostas para desenvolvimentos futuros no âmbito desta temática.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 Considerações gerais

Os elementos estruturais em aço utilizados na construção podem ser distinguidos em três grupos: aço laminado a quente, perfis resultantes da soldadura de placas e aço enformado a frio. O aço laminado a quente e os perfis soldados são normalmente utilizados em estruturas com maior capacidade resistente. Os elementos de aço enformado a frio são produzidos a partir de chapas muito finas, com espessura uniforme, obtendo-se secções de formas variadas, com boas propriedades mecânicas (Simões, 2007) e devido a estas características, a sua aplicação em estruturas com menor capacidade de carga é uma solução mais viável.

A utilização de elementos de aço enformado a frio na construção tem como principais vantagens a pré-fabricação de variadas secções transversais em grande escala e facilidade de manuseamento e aplicação, reduzindo assim os custos e prazos de execução em obra. Destaca-se ainda a excelente relação entre a resistência e o peso, a facilidade de manutenção e o nível de sustentabilidade elevado.

Apesar das suas vantagens quando comparados com outros materiais, apresentam também algumas fragilidades relativamente ao comportamento estrutural, envolvendo vários fenómenos de instabilidade devido à elevada esbelteza dos elementos, nomeadamente, a encurvadura local, a distorcional, a global e suas interações (Veríssimo, 2008). Devido ao processo de fabrico a que são sujeitos, verifica-se o aparecimento de imperfeições geométricas e tensões residuais, conduzindo a uma perda da ductilidade do aço, não se devendo considerar a sua utilização em estruturas em que a fadiga seja predominante (Simões, 2007). A geometria das secções e a não coincidência dos centros geométricos e de corte conduz a uma baixa rigidez torsional. Também associada à reduzida espessura dos elementos, a condutibilidade térmica do aço conduz a um rápido aumento de temperatura, degradando as propriedades mecânicas, levando a um baixo desempenho em situação de incêndio.

2.1.1 Processos de fabrico

Os perfis de aço enformado a frio são moldados a partir de rolos de chapa metálica galvanizada à temperatura ambiente, por processos de fabrico como a perfilagem ou a quinagem. No primeiro processo, a chapa metálica na forma de rolo é inserida numa perfiladora composta por um conjunto de rolos compressores que aplicam dobras sucessivas na chapa, conferindo a forma da secção transversal desejada (Figura 2.1). Na quinagem, é utilizada uma quinadeira que pressiona a chapa metálica em moldes com a secção transversal pretendida (Figura 2.2). Apesar deste processo ser limitativo quanto ao comprimento do perfil e tipos de secção, é mais vantajoso quando se pretende o fabrico de baixas quantidades de material.

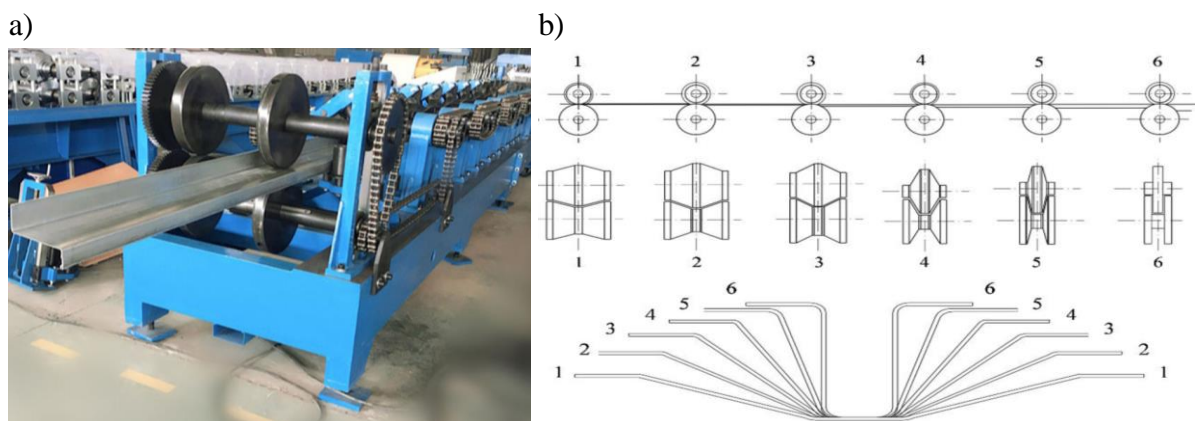


Figura 2.1 – a) Perfiladora (hzperfiladeira@); b) Fases do processo de perfilagem (Rhodes, 1991)

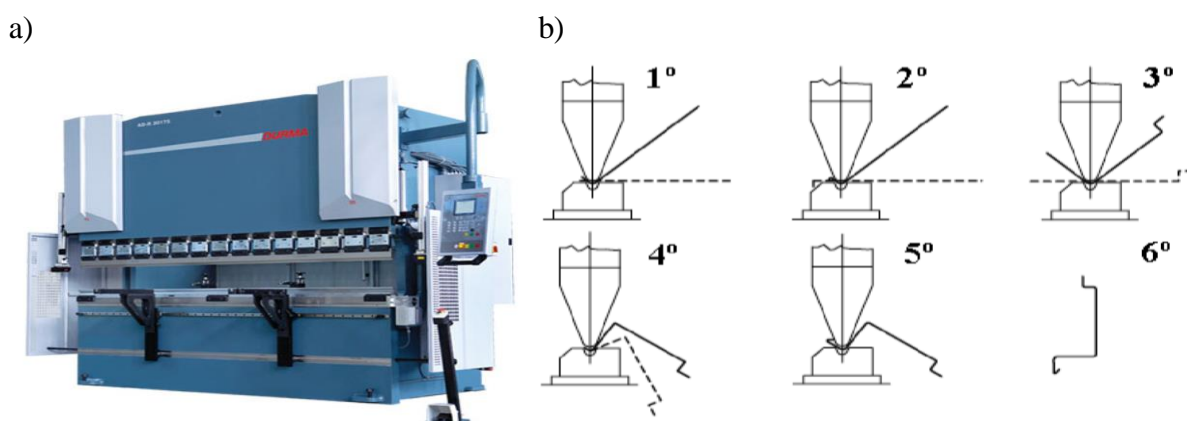


Figura 2.2 – a) Quinadeira (olipal@); b) Fases do processo de quinagem (Veríssimo, 2008)

2.1.2 Elementos de aço enformado a frio

Os elementos de aço enformado a frio podem ter essencialmente uma configuração de dois tipos: painéis e perfis. Os painéis de chapa e chapas perfiladas são geralmente utilizados em lajes mistas de aço-betão, estruturas de suporte de paredes, pavimentos e coberturas. É possível obter diversas secções para os perfis de aço enformado a frio, podendo estes ser de secção aberta ou secção fechada.

Os que são utilizados de forma mais corrente na construção são os perfis em U, C, Z, Σ , Ω e tubulares, com e sem reforços ao longo da secção (Figura 2.3). Em situações de maior solicitação estrutural e de forma a vencer maiores vãos e maiores capacidades resistentes, é comum a utilização de secções compostas por dois ou mais perfis (Craveiro, 2015).

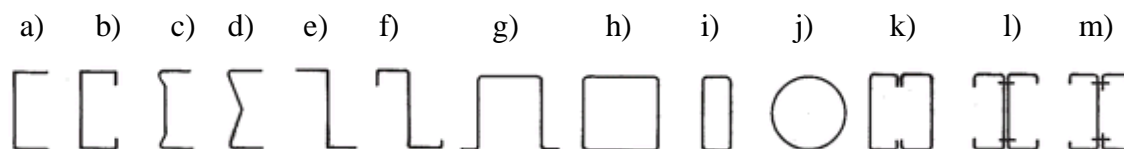


Figura 2.3 – Secções de aço enformado a frio: a) Perfil U; b) Perfil C; c) e d) Perfis Σ ; e) Perfil Z; f) Perfil Z enrijecido; g) Perfil Ω ; h), i) e j) Perfis tubulares; k), l) e m) Secções compostas (Yu e LaBoube, 2010)

A utilização de perfis de aço enformado a frio na construção tem vindo a crescer significativamente ao longo dos últimos anos, devido à necessidade de obter elementos mais leves e resistentes. São utilizados essencialmente como elementos secundários em estruturas, ou seja, como suporte de coberturas e fachadas (Figura 2.4 a)), mas também podem ser aplicados como elementos principais em edifícios (Figura 2.4 b)). A aplicação destes elementos é também relevante no âmbito da reabilitação estrutural e ampliação de edifícios (Figura 2.4 c)).

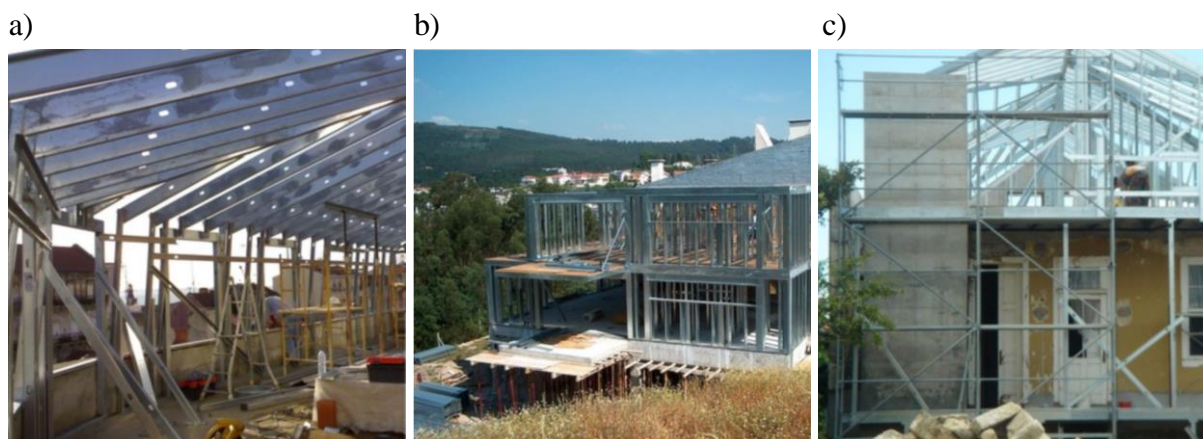


Figura 2.4 – Aplicação de aço enformado a frio na construção: a) Elemento secundário (coberturas e fachadas); b) Elemento principal em edifícios; c) Reabilitação estrutural e ampliação de edifícios (Futureng@)

2.2 Colunas de aço enformado a frio a temperatura ambiente

2.2.1 Comportamento estrutural

A presença de imperfeições geométricas em elementos de aço enformado a frio afetam diretamente o seu comportamento estrutural, influenciando os modos de encurvadura e levando, conseqüentemente, a uma redução da capacidade resistente das secções (Rasmussen e Hancock, 1988; Schafer e Peköz, 1998). As causas destas imperfeições estão associadas ao processo de fabrico, transporte, armazenamento e modo de aplicação em obra (Garifullin e Nackenhorst, 2015) e podem ser classificadas em imperfeições globais e imperfeições seccionais, que se distinguem em imperfeições locais e distorcionais. Segundo Schafer e Peköz (1998) e Gendy e Hanna (2015) as imperfeições globais levam a uma perda da linearidade dos elementos através de curvaturas, empenamentos e torções ao longo dos perfis; as locais caracterizam-se pelo aparecimento de mossas e ondulações regulares ao longo das placas do elemento e as distorcionais conduzem à translação de uma das extremidades relativamente à outra.

As tensões residuais em secções enformadas a frio são consideradas como a soma de dois tipos, as tensões de membrana que se caracterizam por serem uniformes ao longo da espessura de um elemento e as tensões de flexão que apresentam uma variação não linear ao longo da mesma. Estas tensões surgem nas secções enformadas a frio devido ao processo de fabrico. Os primeiros autores a realizar estudos relativos à caracterização de tensões residuais verificaram que as tensões de membrana são geralmente inferiores às de flexão e consideraram uma distribuição

linear das tensões de flexão ao longo da espessura dos elementos (Schafer e Peköz, 1998). Esta ideia foi refutada por Quach *et al.* (2004, 2006) que observaram uma distribuição não linear das tensões de flexão ao longo da espessura, assim como, maiores tensões residuais nos cantos das secções resultantes do processo de quinagem, ao contrário da perfilagem, que apresenta maiores tensões ao longo das placas.

Como já foi mencionado anteriormente, o processo de fabrico tem grande influência no comportamento estrutural dos elementos, sendo por isso importante a definição das curvas de tensão-extensão. Nos elementos de aço enformado a frio é possível observar uma cedência gradual do material (Figura 2.5 a)), ao contrário dos elementos laminados a quente (Figura 2.5 b)), no qual se verifica que a cedência do material é atingida para um patamar de cedência bem definido, onde se verificam grandes deslocamentos sem acréscimo de carga. Tendo em conta a cedência gradual dos elementos enformados a frio, admitiu-se que o aço se encontra em cedência para uma extensão residual de 0,2% ou total de 0,5%, obtendo-se tensões de cedência bastante semelhantes para ambos os valores (Yu e LaBoube, 2010).

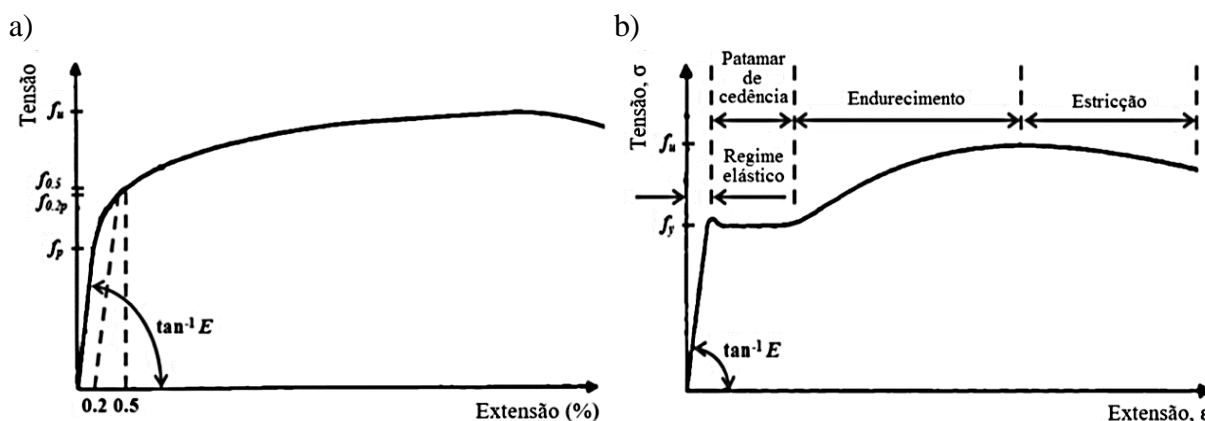


Figura 2.5 – a) Curva tensão-extensão para elementos enformados a frio; b) Curva tensão-extensão para elementos laminados a quente (adaptado de Yu e LaBoube, 2010)

As deformações sucessivas a que os elementos enformados a frio são sujeitos têm impacto nas suas propriedades mecânicas e resultam num aumento da tensão de cedência e de rotura do aço nas dobras. A este ganho de resistência está associada uma diminuição da ductilidade do material (Chen e Young, 2006; Yu e LaBoube, 2010).

A esbelteza é a principal responsável pelo comportamento complexo dos elementos de aço enformado a frio. Ao contrário dos laminados a quente que pertencem às Classes 1, 2 ou 3, estes elementos inserem-se em secções de Classe 4 que quando sujeitos a compressão pura se

caracterizam por apresentarem modos de encurvadura local, distorcional, global e interação entre os vários modos referidos.

A encurvadura local (Figura 2.6 a)) ocorre de forma localizada na secção transversal, caracterizada pelo aparecimento de mostras e ondulações, sem alteração da posição das extremidades das placas. A encurvadura distorcional (Figura 2.6 b)) manifesta-se através da abertura dos banzos relativamente à alma da secção. A encurvadura global caracteriza-se por uma deformação da totalidade do elemento sem distorção do mesmo, podendo resultar de esforços de flexão ou torção (Figura 2.6 c) e d), respetivamente). Os modos de encurvadura referidos podem ocorrer em simultâneo, interagindo entre si (Figura 2.6 e) a j)). A encurvadura local é mais pronunciada quanto maior for a relação entre o comprimento e a espessura da placa. A distorção, dependente da rigidez rotacional entre a ligação banzo-alma que é tanto maior quanto maior for a relação entre o comprimento dos banzos e a alma, é mais predominante quanto maior for o comprimento dos banzos. O modo de encurvadura global é mais acentuado em colunas de altura considerável e quando a secção transversal é simétrica apenas segundo um eixo.

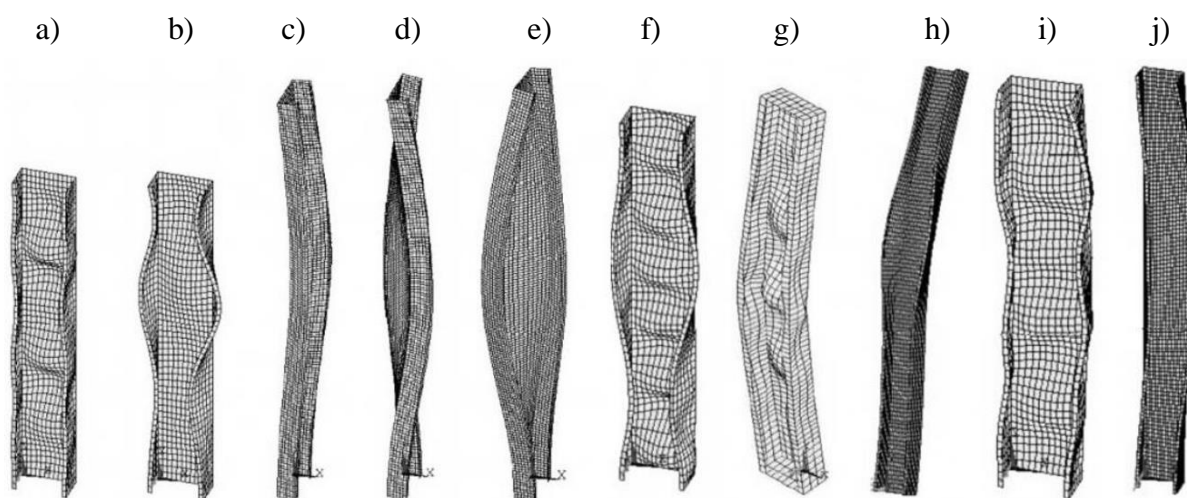


Figura 2.6 – Modos de encurvadura de uma coluna sujeita a compressão. Modos simples: a) Local; b) Distorcional; c) Global por flexão; d) Global por torção; e) Global por flexão-torção.

Interação entre os vários modos: f) Local + Distorcional; g) Local + Global por flexão; h) Distorcional + Global por flexão; i) Local + Global por flexão-torção; j) Distorcional + Global por flexão-torção (Rondal e Dubina, 2005)

Para além da esbelteza, também as secções abertas, geralmente com apenas um eixo de simetria ou completamente assimétricas, influenciam o comportamento estrutural dos elementos. A não coincidência do centro geométrico com o centro de corte da peça, devido a esta assimetria, conduz a uma baixa rigidez de torção e conseqüentemente a um fraco comportamento torsional.

Apesar do aumento da tensão de cedência nas dobras devido ao processo de fabrico, a adição de reforços ao longo da secção transversal reduz o comprimento livre de flexão entre placas, conduzindo ao aumento da tensão crítica elástica de encurvadura, minimizando os fenómenos de encurvadura local e distorcional (Laím *et al.*, 2015). Em perfis Σ , a adição de reforços na alma e nas extremidades dos banzos faz diminuir a distância entre o centro geométrico e o centro de corte, garantindo não só uma maior capacidade resistente, mas também uma maior rigidez torsional.

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

Zhang e Young (2012) realizaram ensaios experimentais em colunas comprimidas de aço enformado a frio, com secção aberta em I (perfis Σ aparafusados com parafusos autoperfurantes) com reforços na alma e nas extremidades dos banzos, com o objetivo de avaliar o seu comportamento estrutural. Foram consideradas espessuras de 0,48, 1,00 e 1,20 mm, alturas a variar entre os 300 e os 3200 mm e condições de apoio semi-rígidas. Dos resultados observados, os autores concluíram que: i) as colunas maiores instabilizavam na sua maioria por encurvadura global por flexão; ii) as colunas curtas instabilizavam essencialmente por encurvadura distorcional e iii) para alturas intermédias observou-se a interação entre a encurvadura distorcional e a global por flexão. Também a espessura da secção se mostrou relevante no comportamento estrutural, promovendo a interação entre os modos de encurvadura local e distorcional em colunas curtas, com tendência ao aparecimento de encurvadura por flexão com o aumento da altura da coluna.

Com base nos resultados experimentais observados anteriormente (Zhang e Young, 2012) e com o objetivo de avaliar o comportamento estrutural devido à influência da variação dos reforços da alma e na extremidade dos banzos em colunas com secção aberta, Zhang e Young (2015) realizaram uma análise numérica e paramétrica. Recorrendo ao *software* de elementos finitos *Abaqus*, e após terem inserido no modelo as imperfeições geométricas iniciais e as propriedades do material, os autores desenvolveram uma análise não linear. Após a calibração dos modelos, com base nos resultados experimentais (Zhang e Young, 2012), os autores iniciaram um estudo paramétrico onde variaram a dimensão dos reforços de alma e de extremidade (Figura 2.7), a espessura (1,00, 1,50 e 2,40 mm) e a altura das colunas (450 a 4000 mm). Observaram com este estudo que para maiores reforços de extremidade nos banzos, para além de um melhor comportamento estrutural relativamente à encurvadura distorcional, a capacidade de carga aumenta. Quanto ao aumento dos reforços na alma da secção, estes também se revelaram positivos no comportamento estrutural das colunas, uma vez que, ao maior reforço corresponde uma melhor capacidade de carga. Também o aumento da espessura conduziu a maiores capacidades de carga dos elementos.

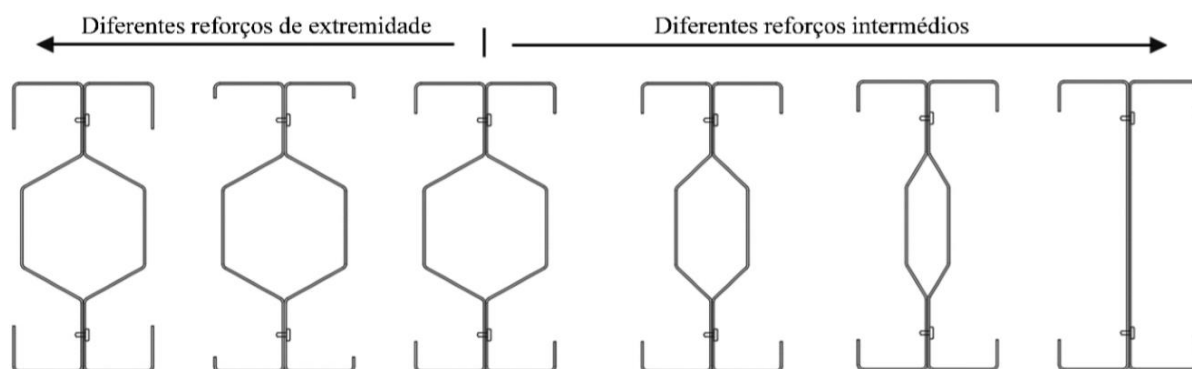


Figura 2.7 – Secções em estudo da análise paramétrica (adaptado de Zhang e Young, 2015)

Wang *et al.* (2016), realizaram uma análise experimental com o objetivo 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. Recorrendo a secções em C, com e sem reforço de alma em V e secções em Σ (Figura 2.8), variaram parâmetros como a altura das colunas e a excentricidade do carregamento axial. Os autores observaram que a secção Σ e a secção C com reforço de alma em V atingiram cargas de colapso 65% e 40% superiores às registadas para as colunas em C. Quanto aos modos de encurvadura, observou-se que o reforço nos perfis Σ tornaram a encurvadura distorcional condicionante no colapso dos elementos, devido à insignificância dos fenómenos de encurvadura local. A encurvadura local foi mais notória nas restantes secções, embora menor nas secções em C com reforço de alma em V. Os autores realizaram também modelos numéricos, com base nos resultados experimentais, onde obtiveram uma boa concordância entre os ensaios e as simulações numéricas. Depois de validados os modelos, foi feita uma análise paramétrica de otimização relativamente à secção Σ , onde a relação H_1/H_2 (Figura 2.8) se revelou a mais influente na capacidade resistente das colunas, obtendo-se capacidades de carga superiores para uma relação perto da unidade.

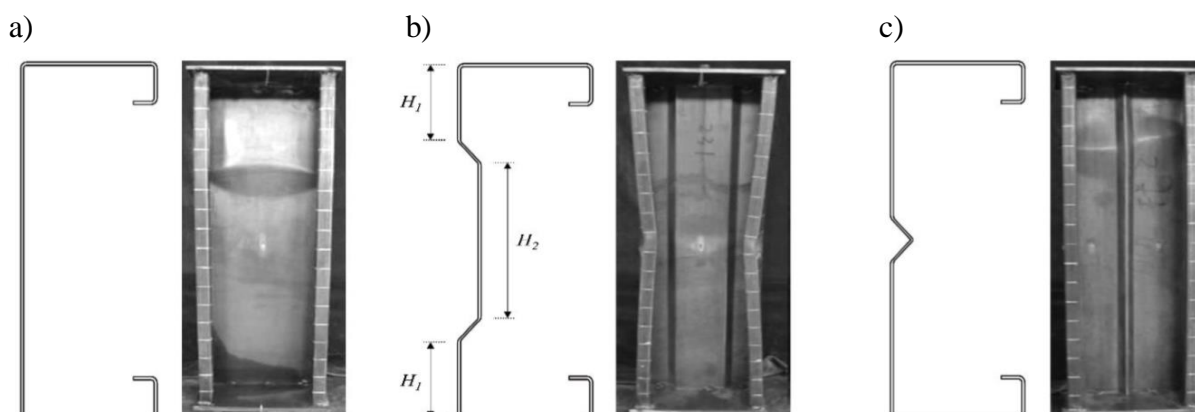


Figura 2.8 – Secções transversais e respetivos modos de encurvadura: a) Secção C; b) Secção Σ ; c) Secção C com reforço em V na alma (Wang *et al.*, 2016)

2.3 Colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio

2.3.1 Comportamento estrutural

A elevada procura de elementos de aço enformado a frio na indústria da construção levou à necessidade de conhecer o comportamento estrutural destes elementos a temperatura ambiente, mas também em situação de incêndio. Até à data existem ainda poucos estudos relativos ao comportamento ao fogo de elementos com reforços ao longo da secção transversal, que apesar de apresentarem ganhos estruturais à temperatura ambiente, há necessidade de verificar o seu contributo estrutural a altas temperaturas.

Quando submetidas a altas temperaturas, a consideração das imperfeições geométricas em colunas de aço enformado a frio tem grande influência no comportamento estrutural dos elementos, verificando-se uma diminuição da capacidade resistente dos mesmos quanto maior a magnitude das imperfeições iniciais (Feng *et al.*, 2004). Os autores verificaram que as imperfeições locais têm maior influência no comportamento estrutural de colunas curtas, ao contrário do observado em colunas mais esbeltas, onde essas imperfeições foram desprezadas e as imperfeições globais se revelaram mais importantes. Feng *et al.* (2004) e Gendy e Hanna (2015) verificaram que para esbeltezas elevadas as imperfeições seccionais tinham pouca influência na capacidade resistente dos elementos, podendo ser desprezadas nos modelos. Os autores sugerem o valor de: i) $L/1000$ a $L/500$ para as imperfeições globais, sendo L o comprimento da coluna; ii) $h/200$ para as imperfeições locais, sendo h a altura da secção

transversal e iii) um máximo de $2t$ para as imperfeições distorcionais em colunas com esbeltezas inferiores, sendo t a espessura da secção.

Relativamente às tensões residuais em situação de incêndio, Vila Real *et al.* (2004) e Ranawaka e Mahendran (2010) levaram a cabo modelações numéricas onde introduziram as tensões residuais e verificaram que estas tendem a diminuir em função da temperatura, tornando-se pouco significativas na influência da capacidade resistente dos elementos.

O comportamento ao fogo dos elementos enformados a frio caracteriza-se pela degradação das propriedades mecânicas do aço em função do aumento da temperatura, sendo as mais afetadas a tensão de cedência e o módulo de elasticidade (Ranawaka e Mahendran, 2009; Craveiro *et al.*, 2016a). Esta degradação influencia a carga crítica de encurvadura, podendo levar à cedência antecipada dos elementos, daí que uma correta caracterização destas propriedades seja fulcral para a obtenção de modelos numéricos capazes de reproduzir situações reais em situação de incêndio. A EN 1993-1-2 (2005) tem em conta a degradação destas propriedades através da aplicação de fatores de redução para as propriedades mecânicas.

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

Devido às implicações que a degradação das propriedades mecânicas do aço tem a elevadas temperaturas, torna-se essencial estudar o comportamento estrutural de colunas sujeitas a estas condições. Os estudos realizados até à data abordam essencialmente o comportamento de colunas de baixa altura e das secções transversais mais comuns (em C e U), existindo poucos estudos que abordem o comportamento de colunas com reforços adicionais ao longo da secção. Ao longo da pesquisa verificou-se também que estes estudos não têm em consideração o efeito da restrição axial no comportamento das colunas ao fogo, tendo esta um papel relevante na redução das temperaturas críticas.

Tendo como objetivo o estudo da resposta estrutural e modos de encurvadura das colunas, Feng *et al.* (2003) desenvolveram um estudo experimental tanto a temperatura ambiente como em situação de incêndio. Os autores recorreram a secções em U e C e os ensaios foram conduzidos, em situação de incêndio, a temperatura uniforme, variando entre os 250 e 700 °C. Foram observadas cargas de rotura semelhantes e diferentes modos de encurvadura apesar das colunas terem sido ensaiadas para as mesmas condições. Os autores verificaram que o modo de encurvadura local foi predominante até aos 400 °C e que acima deste patamar se observou a interação de fenómenos de encurvadura distorcional e local, tornando-se predominante a encurvadura distorcional com o aumento da temperatura.

No estudo do comportamento ao fogo em colunas de aço enformado a frio realizado por Craveiro (2015), o autor concluiu que o comportamento das colunas dependia da interação entre o nível de carregamento aplicado e a rigidez da estrutura circundante. Nos ensaios experimentais realizados em situação de incêndio, o autor avaliou a influência da secção transversal, condições de apoio, nível de carregamento e rigidez da estrutura circundante. As colunas foram ensaiadas em condições de apoio rotuladas e semi-rígidas, tendo sido utilizados perfis em C, secções abertas compostas em I, secções compostas fechadas R e secções compostas fechadas 2R (Figura 2.9).

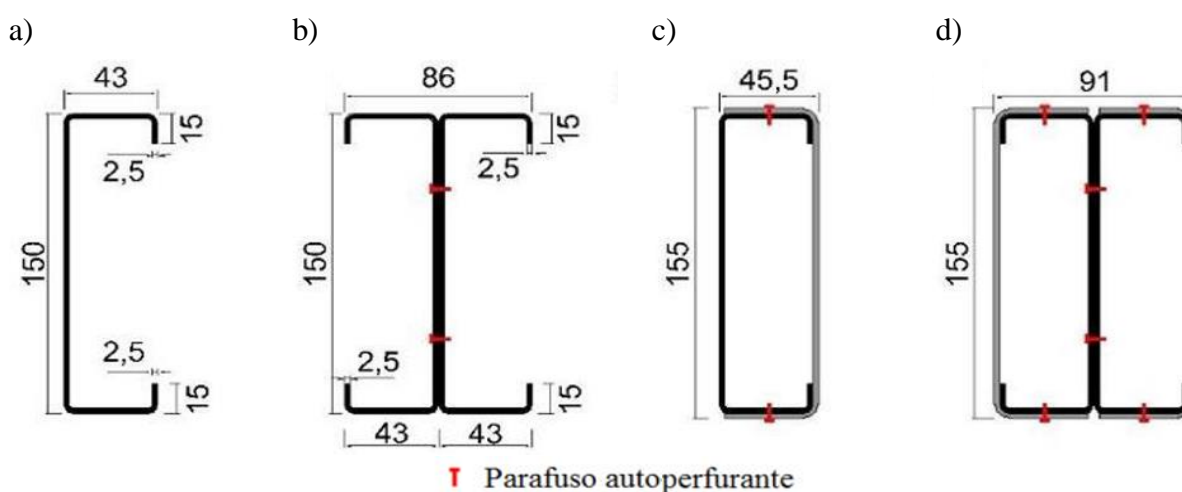


Figura 2.9 – Secções transversais estudadas nos ensaios experimentais [mm]: a) Secção C; b) Secção I; c) Secção R; d) Secção 2R (adaptado de Craveiro, 2015)

Uma das principais conclusões deste estudo foi que níveis elevados de restrição axial à dilatação térmica reduzem significativamente as temperaturas críticas e conduzem à antecipação do colapso das colunas. Observou-se também que a redução das temperaturas nas secções simples é mais elevada, apesar das secções compostas apresentarem maior capacidade resistente à encurvadura. Craveiro (2015) concluiu também que a evolução da temperatura na coluna é influenciada pela secção transversal, tendo observado uma maior evolução da temperatura para a secção C, diminuindo para a secção em I, seguida da secção R e por fim 2R. As menores temperaturas na secção em I podem ser justificadas pelo dobro da espessura na alma da secção (dois perfis), bem como as taxas de evolução da temperatura serem menores para as secções compostas fechadas devido à presença de ar confinado no interior dos perfis. Relativamente aos modos de encurvadura, o autor verificou que para condições de apoio rotuladas existe uma interação do modo global por flexão com o distorcional a meia altura das colunas, mas que o modo dominante foi o modo global por flexão segundo o eixo de menor inércia. Foram observados fenómenos de encurvadura distorcional imediatamente acima dos apoios para as condições de apoio semi-rígidas. Craveiro (2015) realizou ainda uma modelação numérica, com

base nos resultados obtidos experimentalmente, onde foi verificada uma boa concordância entre os resultados, permitindo assim a futura realização de estudos paramétricos. Foram introduzidas nos modelos as imperfeições geométricas iniciais e as propriedades mecânicas e térmicas obtidas dos ensaios experimentais (Craveiro *et al.*, 2016a).

2.4 Considerações finais

De forma a contextualizar a temática presente nesta dissertação, foi realizada uma revisão bibliográfica relativamente ao comportamento ao fogo de colunas de aço enformado a frio. Ao longo deste capítulo foram descritos alguns aspetos relativamente ao processo de fabrico, tipos de elementos de aço enformado a frio e suas aplicações, comportamento estrutural a temperatura ambiente e em situação de incêndio, bem como alguns estudos realizados em colunas nestas condições.

Foi dado destaque à literatura existente relativamente a elementos comprimidos de aço enformado a frio, pois nesta situação estes elementos apresentam uma baixa resistência à encurvadura. Isto deve-se à esbelteza elevada típica deste tipo de elementos que associada à elevada condutibilidade térmica do aço conduz a um rápido aumento das temperaturas na secção. Associada ao aumento das temperaturas está a evolução da degradação das propriedades mecânicas que comprometem a performance estrutural dos elementos, podendo levar a uma cedência antecipada dos mesmos. A EN 1993-1-2 (2005), apesar de sobrevalorizar estes valores para este tipo de elementos, conduzindo muitas vezes a resultados conservadores, tem em consideração esta degradação das propriedades mecânicas através da adoção de fatores de redução.

Relativamente à introdução de reforços ao longo da secção transversal em colunas de aço enformado a frio, apesar de já começarem a existir alguns estudos experimentais e numéricos a temperatura ambiente, em situação de incêndio esta temática ainda não foi devidamente estudada. A análise numérica e estudo paramétrico apresentado na presente dissertação surge com o intuito de compreender melhor o comportamento destes elementos sujeitos a altas temperaturas.

3 ANÁLISE NUMÉRICA

3.1 Considerações iniciais

A realização de estudos numéricos no âmbito de uma investigação científica é uma ferramenta importante que permite a realização de um elevado número de simulações em menores períodos de tempo e uma diminuição dos recursos necessários à realização de uma análise experimental.

Neste trabalho foram desenvolvidos modelos numéricos capazes de simular o comportamento ao fogo de colunas de aço enformado a frio, recorrendo ao *software* de elementos finitos *Abaqus* (Dassault Systèmes, 2014). A calibração destes modelos numéricos foi baseada em ensaios experimentais realizados por Mota (2016) e Figueiredo (2017) no laboratório de estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. As secções transversais Sigma, Σ , estudadas experimentalmente tinham 255 mm de altura, 70 mm de largura e 2,5 mm de espessura, com reforços nas extremidades dos banzos de 25 mm. Os reforços na alma fazem um ângulo de 60° e o raio de curvatura foi o mesmo para todas as dobras dos perfis (Figura 3.1 a)). Além das secções Sigma, secções transversais 2-Sigma, 2Σ , também foram ensaiadas. Estas eram obtidas através do aparafusamento de dois perfis Σ , apresentando assim uma largura de 140 mm. A ligação dos perfis foi feita pela alma com parafusos autoperfurantes Hilti S-6.3x19MD03Z de classe S235 (Figura 3.1 b)).

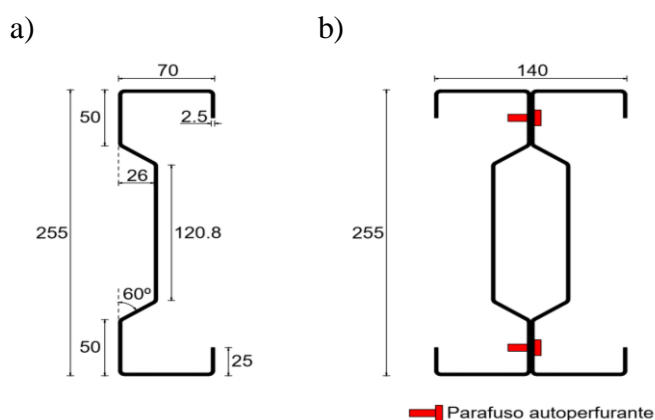


Figura 3.1 – Dimensões das secções transversais das colunas estudadas experimentalmente [mm]: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ

3.2 Modelos numéricos

Foram construídos dois modelos numéricos diferentes para descrever de forma mais simplificada o comportamento das colunas em situação de incêndio. Um primeiro modelo que representa uma modelação térmica das secções ao longo das colunas, e um segundo, que representa uma modelação estrutural onde se considerou o comportamento não linear do material e geométrico das colunas em situação de incêndio.

O modelo térmico foi um modelo bidimensional não linear, com variação da temperatura em função do tempo, onde foi inserida a distribuição e evolução das temperaturas do forno observadas experimentalmente. O modelo estrutural representa um modelo tridimensional sujeito a dois tipos de análise distintas. Numa primeira fase, foi realizada uma análise elástica linear à temperatura ambiente, de forma a determinar os modos de encurvadura mais relevantes, introduzindo posteriormente a partir destes as imperfeições geométricas no modelo. Depois de introduzidas as imperfeições geométricas iniciais, foi realizada uma análise não linear material e geométrica, onde se representou o efeito do fogo no comportamento estrutural das colunas.

3.3 Propriedades do aço enformado a frio

Na elaboração de modelos numéricos, para além de serem consideradas as propriedades mecânicas dos materiais, devem também ser tidas em conta as propriedades térmicas dos mesmos, de modo a obter uma correta simulação da distribuição e evolução da temperatura nas secções.

Os perfis utilizados nos ensaios experimentais foram da classe estrutural S320GD+Z275, apresentando de acordo com a EN 10346 (2015) uma camada de galvanização em zinco com 0,04 mm de espessura (275 g/m²), uma tensão de cedência de 320 MPa e uma tensão de rotura de 390 MPa.

Os elementos de aço enformado a frio quando sujeitos a elevadas temperaturas tendem a perder a sua capacidade resistente devido à degradação das suas propriedades mecânicas, como a tensão de cedência e o módulo de elasticidade. A EN 1993-1-2 (2005), pelo anexo E, tem em conta a degradação dessas propriedades e considera fatores de redução, tanto para a tensão de cedência como para o modo de elasticidade, para secções de Classe 4 sujeitas a altas temperaturas. Na Figura 3.2 encontram-se representadas as curvas tensão-extensão do aço S320 para as várias temperaturas, tal como já foi utilizado por outros autores (Mota, 2016).

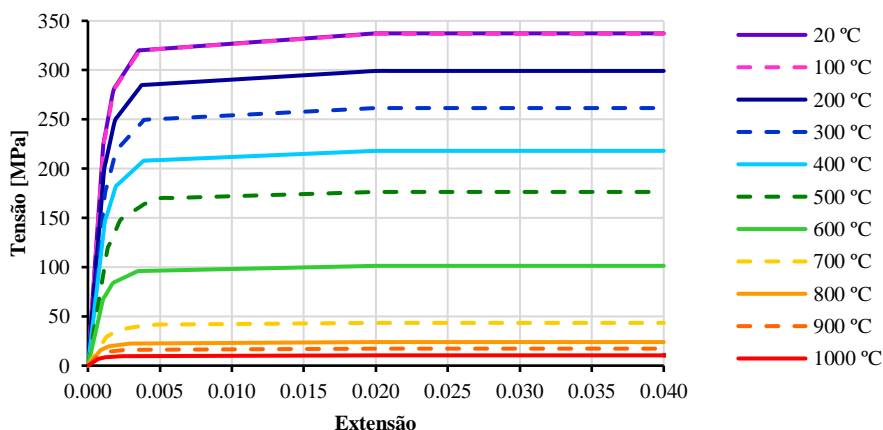


Figura 3.2 – Curva tensão-extensão do aço S320GD em função da temperatura

As propriedades térmicas mais relevantes consideradas na EN 1993-1-2 (2005) são a extensão térmica, o calor específico e a condutibilidade térmica. A extensão térmica relaciona o aumento de volume de um elemento com o aumento da temperatura, sendo esta propriedade de grande interesse quando existe restrição axial à dilatação térmica. Perante a sua importância, Chen e Young (2007) e Craveiro *et al.* (2016a) desenvolveram estudos com o objetivo de aferir a definição da extensão térmica presente na norma EN 1993-1-2 (2005). Quando comparada com os estudos realizados, os autores concluíram que a norma apresenta resultados conservativos (Figura 3.3). Segundo Craveiro *et al.* (2016a), uma caracterização precisa desta propriedade é fundamental para o estudo de colunas de aço enformado a frio com restrição axial à elongação térmica em situação de incêndio, pois uma sobrevalorização dos coeficientes de extensão térmica leva a uma estimativa elevada de forças de restrição axial e consequentemente um afastamento dos resultados obtidos experimentalmente.

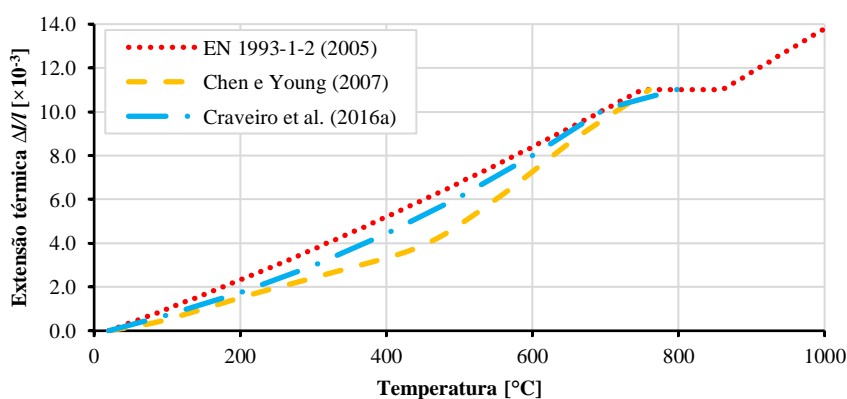


Figura 3.3 – Extensão térmica de acordo com a EN 1993-1-2 (2005), comparativamente com os estudos experimentais realizados por Chen e Young (2007) e Craveiro *et al.* (2016a)

As restantes propriedades térmicas influenciam os fenómenos de condução de calor através de um elemento. O calor específico é definido como a quantidade de calor, por unidade de massa, necessária para aumentar a temperatura em uma unidade. A condutibilidade térmica representa a facilidade da condução de calor através de um material, permitindo quantificar o calor, por unidade de tempo, que atravessa um corpo de superfície e espessura unitária pela diferença de temperatura entre dois pontos. A evolução destas propriedades com o aumento da temperatura dispostas na EN 1993-1-2 (2005) podem ser observadas na Figura 3.4. É possível observar que aos 735 °C a quantidade de calor necessária para aumentar a temperatura em um grau é bastante elevada, atingindo um pico de 5000 J/kgK e que há uma diminuição da condutibilidade para um aumento de temperatura que estabiliza a partir dos 800 °C.

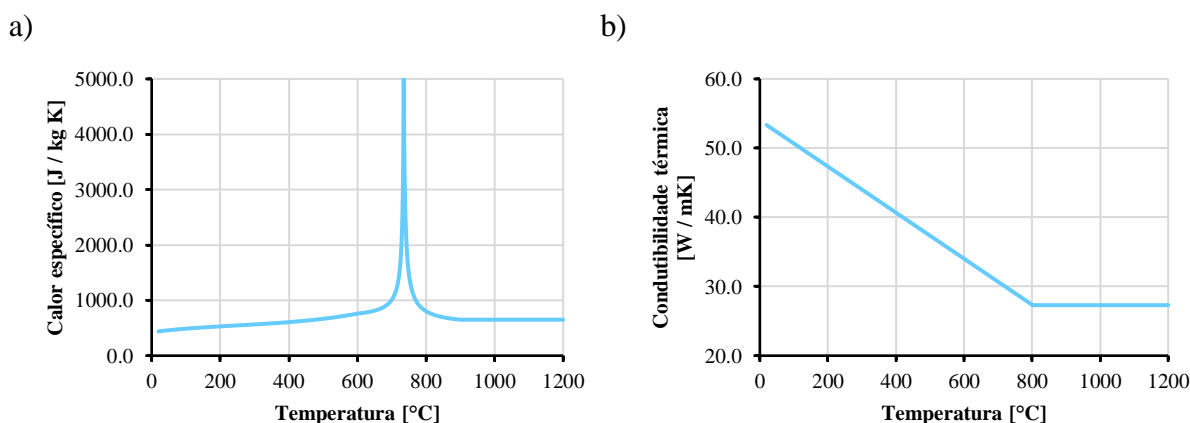


Figura 3.4 – Propriedades térmicas do aço, de acordo com a EN 1993-1-2 (2005): a) Calor específico; b) Condutibilidade térmica

3.4 Modelação térmica

3.4.1 Construção do modelo térmico

O modelo térmico foi construído apenas com o objetivo de calibrar a distribuição e evolução da temperatura nas secções de acordo com os resultados obtidos experimentalmente.

O modelo térmico foi um modelo bidimensional que representa a secção transversal do perfil em estudo. Para tal, foi adotada uma malha de elementos finitos de dimensão 0,5x0,5 mm do tipo DC2D4, sendo que se trata de um elemento compatível com processos de transferência de calor (DC), de geometria bidimensional (2D) e de quatro nós (4). Os valores utilizados para as propriedades térmicas do aço foram os enunciados na EN 1993-1-2 (2005), representados na

Figura 3.4. O coeficiente de transferência de calor por convecção foi considerado igual a $16 \text{ W/m}^2\text{K}$ (Craveiro, 2015) para as curvas de incêndio dos ensaios e de $25 \text{ W/m}^2\text{K}$ para a curva de incêndio padrão ISO 834, como indicado na EN 1991-1-2 (2002). Procedeu-se a esta redução devido ao facto de a curva de incêndio do forno ter sido inferior à curva ISO 834 (1999) nos primeiros instantes. À semelhança de Mota (2016) e Figueiredo (2017), relativamente ao fluxo de calor por radiação, este foi obtido a partir do produto dos valores das emissividades de 0,70 para as resistências elétricas do forno e de 0,30 para o aço galvanizado das colunas (Laím, 2013). Considerou-se 7850 kg/m^3 para a densidade do aço e a constante de Stefan-Boltzmann igual a $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$, de acordo com a EN 1991-1-2 (2002).

Para as colunas com secção 2Σ foram consideradas as propriedades acima referidas, tendo ainda em consideração a existência de ar confinado entre os perfis aparafusados onde se adotou uma malha de elementos finitos de $1 \times 1 \text{ mm}$ do tipo DC2D4. O ar confinado foi tratado como um material sólido, desprezando-se o efeito da transferência de calor por convecção. Foi necessário quantificar as propriedades térmicas do ar, de modo a simular a condução de calor na sua superfície, pois a sua baixa condutibilidade reduz substancialmente a temperatura média da secção. Pela observação da Figura 3.5, facilmente se verifica que há um aumento de calor e da condutibilidade térmica à medida que aumenta a temperatura.

Os coeficientes de condutância térmica de contacto devido à transferência de calor entre as interfaces aço-aço e aço-ar foram considerados de $200 \text{ W/m}^2\text{K}$ e $10 \text{ W/m}^2\text{K}$, respetivamente (Craveiro, 2015). Considerou-se ainda $1,16 \text{ kg/m}^3$ para a densidade do ar.

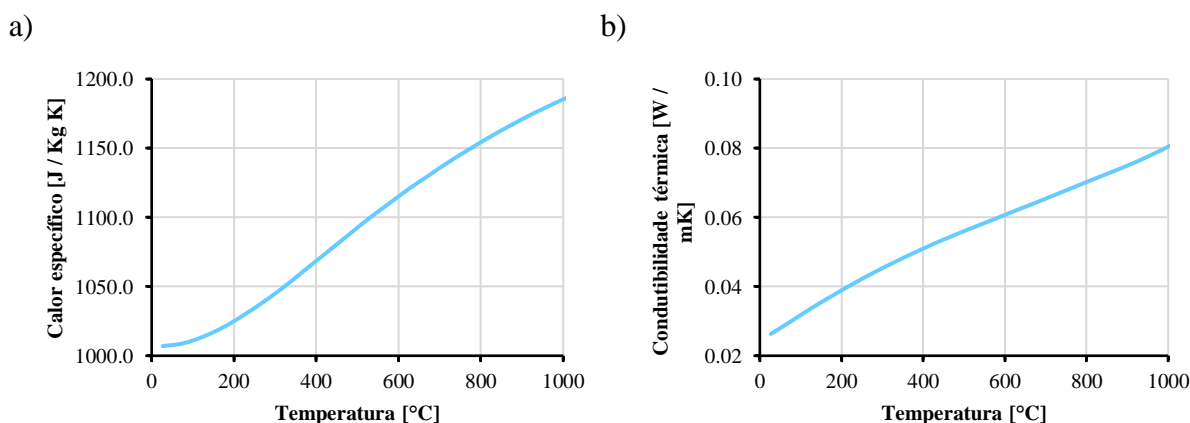


Figura 3.5 – Propriedades térmicas do ar (Craveiro, 2015): a) Calor específico; b) Condutibilidade térmica

3.4.2 Calibração do modelo térmico

Depois do modelo térmico construído, foi necessário calibrá-lo para que se obtenha um modelo capaz de representar a distribuição da temperatura observada nos ensaios experimentais. Os parâmetros a variar foram os coeficientes de transferência de calor, assim como o efeito de sombreamento.

As superfícies expostas ao fogo (Mota, 2016) representadas na Figura 3.6 são as correspondentes à secção transversal afetada por efeitos de convecção e radiação, tendo-se considerado que nas superfícies não expostas ao fogo a transferência de calor se dá apenas por condução térmica.

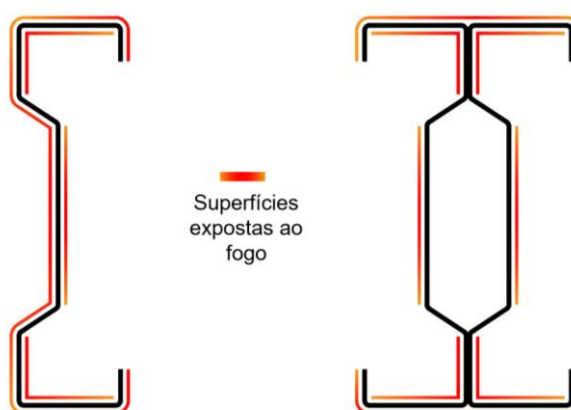


Figura 3.6 – Superfícies expostas ao fogo (Mota, 2016)

A variação dos parâmetros referidos e com base nos resultados experimentais e análise de elementos finitos (AEF) realizada por Mota (2016) para as condições de apoio semi-rígidas, representativas das condições rotuladas, procedeu-se à calibração do modelo térmico.

A Figura 3.7 e Figura 3.8 mostram a localização dos termopares colocados em 4 posições diferentes de modo a determinar a distribuição e evolução das temperaturas na secção TS 3 (meia altura das colunas). Com base nestas medições foi determinada a temperatura média ponderada das áreas de influência e respetivas temperaturas nesses pontos de medição. Essas temperaturas foram introduzidas posteriormente como dado inicial no modelo estrutural e da comparação apresentada é possível observar que nas colunas de secção Σ a distribuição das temperaturas foi uniforme. Nas colunas 2Σ verificou-se um gradiente térmico nos banzos (TS 3.1), mas uma distribuição uniforme das temperaturas na alma da secção (TS 3.3).

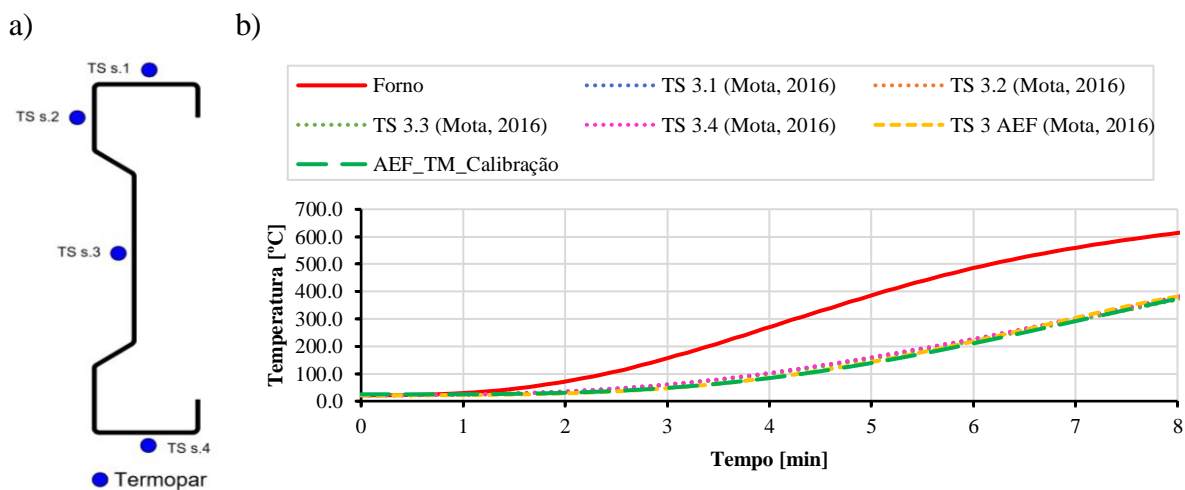


Figura 3.7 – a) Colocação dos termopares na secção transversal; b) Evolução e comparação da distribuição das temperaturas na secção a meia altura das colunas Σ

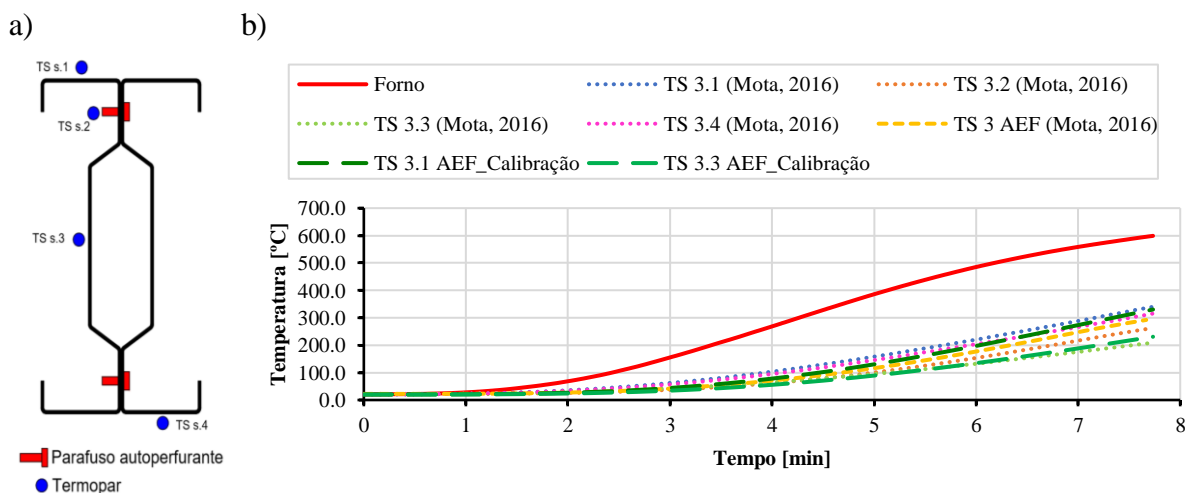


Figura 3.8 – a) Colocação dos termopares na secção transversal; b) Evolução e comparação da distribuição das temperaturas na secção a meia altura das colunas 2Σ

3.5 Modelação estrutural em situação de incêndio

3.5.1 Discretização em elementos finitos

As colunas foram discretizadas em elementos finitos tridimensionais do tipo S4R, sendo que se trata de um elemento finito de casca (S – *Shell*), de quatro nós (4), com seis graus de liberdade

cada, e de integração reduzida (R), utilizada geralmente para o cálculo de tensões/deslocamentos em secções de parede fina (Mota, 2016). Os parafusos autoperfurantes, aplicados nas secções 2Σ , foram inseridos nos modelos com uma discretização do tipo C3D8R, sendo que se trata de um elemento contínuo (C), tridimensional (3D) com seis faces e oito nós (8), com três graus de liberdade cada e integração reduzida (R). Foram consideradas as propriedades mecânicas enunciadas na Secção 3.3.

Laím (2013) e Craveiro (2015) desenvolveram estudos de forma a analisar a influência da dimensão da malha de elementos finitos relativamente à determinação da carga crítica de encurvadura das colunas. Dessa análise, optou-se por escolher uma malha de elementos finitos de 5x5 mm. Apresenta-se de seguida (Figura 3.9) a discretização das colunas e parafusos em elementos finitos.

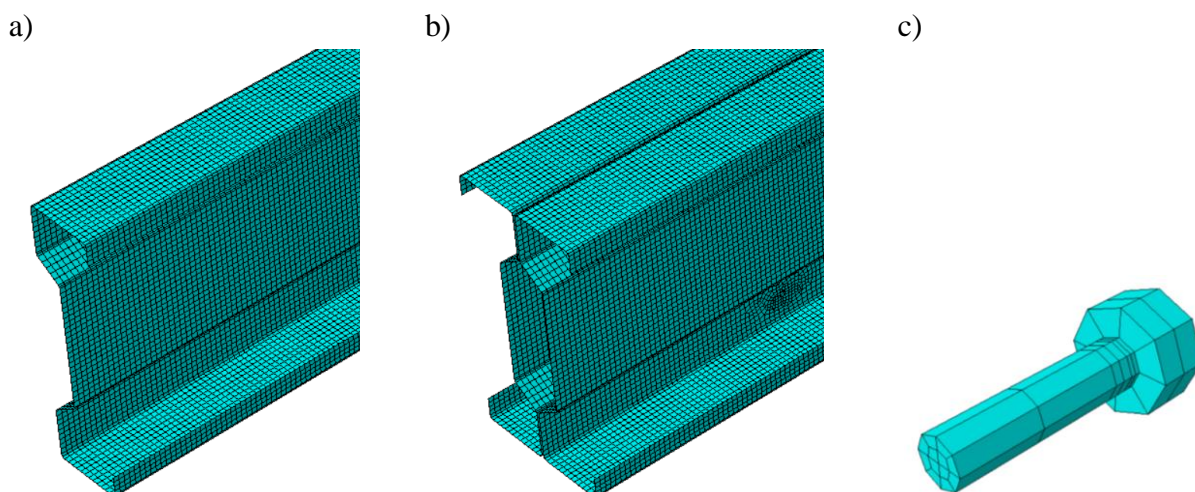


Figura 3.9 – Malha de elementos finitos adotada: a) Coluna Σ ; b) Coluna 2Σ ; c) Parafuso

3.5.2 Condições de fronteira, contactos e carregamentos

Nos ensaios experimentais levados a cabo por Mota (2016) e Figueiredo (2017) foram tidas em conta condições de apoio semi-rígidas e condições de apoio rotuladas, nas quais houve alguma dificuldade em obter apoios com um comportamento perfeito. Nesta dissertação apenas foram consideradas condições rotuladas (situação mais recorrente) e a existência de algum atrito à rotação foi tida em conta nos modelos estruturais através da introdução de molas rotacionais nas extremidades das colunas com uma pequena rigidez rotacional associada, afetando a rotação segundo o eixo de menor inércia (Figura 3.10), tal como sugerido por Craveiro (2015).

Para simular a rigidez axial imposta pelo pórtico de restrição tridimensional utilizado nos ensaios experimentais (Mota, 2016 e Figueiredo, 2017), foi inserida nos modelos uma mola linear com uma rigidez de 30 kN/mm. A mola foi inserida no topo das colunas com ponto de aplicação no centro geométrico da secção transversal (Figura 3.10), permitindo também obter as forças de restrição, devido à dilatação térmica, desenvolvidas nas colunas.

Nas colunas 2Σ foi necessário definir condições de contacto entre os parafusos autoperfurantes e os perfis e entre a interação pela alma na ligação perfil-perfil. À semelhança de estudos realizados por Laím (2013) e Craveiro (2015) sobre secções compostas aparafusadas, foi considerado um coeficiente de atrito tangencial de 0,2. No contacto entre os parafusos autoperfurantes e os perfis, admitiu-se que apenas era permitido a transferência de forças compressivas (*hard contact*) e impediu-se o deslizamento entre as superfícies (*rough contact*). Na direção perpendicular aos perfis foi permitida a transferência total de forças de compressão no contacto entre as superfícies, sem transmissão de esforços de tração (*hard contact*). A interação entre perfis foi feita recorrendo ao método de *finite-sliding*, através de um contacto *node-to-surface*.

A carga de serviço aplicada nas colunas para as diferentes secções e níveis de carregamento apresentada no Quadro 4.1 e Quadro 4.2, foi aplicada no topo das colunas, no centro geométrico da secção transversal. O ponto de aplicação da carga foi conectado ao perímetro da secção de forma a obter-se uma distribuição uniforme do carregamento (Figura 3.10).

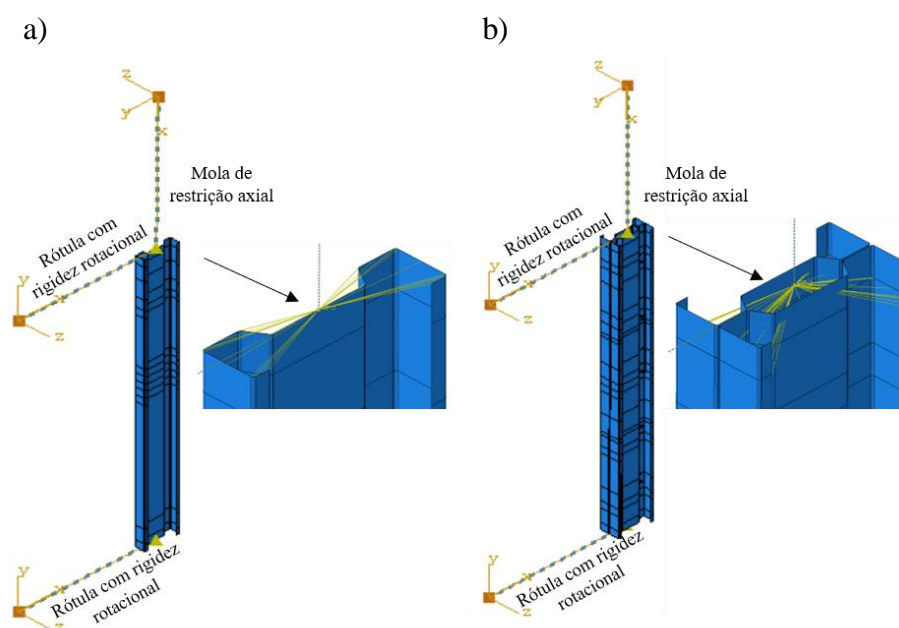


Figura 3.10 – Modelos estruturais em situação de incêndio: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ

Como já foi referido na Secção 3.4, foi feita uma discretização em diferentes áreas de influência de modo a poder atribuir diferentes distribuições e evoluções de temperatura ao longo da altura da coluna. O desenvolvimento das forças de restrição devido à dilatação térmica foi tido em conta através da consideração da extensão térmica do aço. De modo a não assumir extensões térmicas demasiado conservadoras que levassem a um acréscimo não realista destas forças, foram adotados os resultados obtidos por Chen e Young (2007) (Figura 3.3).

3.5.3 Tipos de análise

Após a construção do modelo estrutural e como já foi referido anteriormente, foram realizados dois tipos de análise, uma análise elástica linear e uma análise não linear material e geométrica.

A análise elástica linear foi realizada à temperatura ambiente, considerando uma carga pontual no centro geométrico no topo das colunas e desprezando as molas axiais e rotacionais. Esta primeira análise foi realizada com o objetivo de determinar os modos de encurvadura iniciais, introduzindo a partir destes as imperfeições geométricas na análise não linear material e geométrica. À semelhança de Feng *et al.* (2004), Gendy e Hanna (2015), foram consideradas como imperfeições iniciais uma imperfeição global de $L/500$, sendo L o comprimento da coluna, uma imperfeição distorcional de $2t$, sendo t a espessura da secção e uma imperfeição local de $h/200$, sendo h a altura da secção transversal. Depois de introduzidas como dados de entrada as imperfeições geométricas e as temperaturas obtidas dos modelos térmicos, deu-se início à análise não linear material e geométrica com o objetivo de reproduzir os resultados observados experimentalmente do efeito do aumento da temperatura no comportamento estrutural das colunas restringidas axialmente.

3.5.4 Calibração dos modelos estruturais

A calibração dos modelos foi feita comparando a evolução das forças de restrição axial em função da temperatura média das colunas, obtida experimentalmente e numericamente por Mota (2016) e Figueiredo (2017). Os parâmetros a variar foram as excentricidades na aplicação da carga, os níveis de rigidez axial da mola e as imperfeições geométricas globais e distorcionais.

Na Figura 3.11 encontra-se o processo de calibração para a coluna de secção Σ , onde é possível observar o efeito da variação dos parâmetros apresentados no Quadro 3.1. Concluiu-se que a diminuição da excentricidade fez aumentar as forças de restrição e que o aumento da

imperfeição global, bem como o aumento da rigidez fez diminuir as forças de restrição e a temperatura média da coluna.

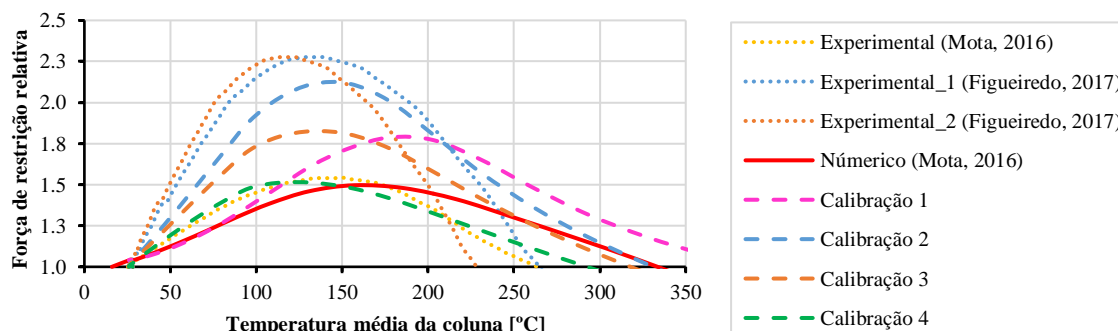


Figura 3.11 – Processo de calibração da coluna de secção Σ

Quadro 3.1 – Parâmetros a variar na calibração do modelo estrutural da coluna de secção Σ

Calibração	Excentricidade [m]	Rigidez da mola [kN/mm]	Imperfeição global	Imperfeição distorcional
Calibração 1	0.0138	30	$L/500$	$2t$
Calibração 2	0.0069	50	$L/500$	$2t$
Calibração 3	0.0138	50	$L/1000$	$2t$
Calibração 4	0.0138	50	$L/500$	$2t$

A variação das imperfeições geométricas também se revelou importante no processo de calibração. Os modelos numéricos da coluna de secção 2Σ foram facilmente calibrados aumentando as imperfeições geométricas, tendo-se aplicado inicialmente na coluna uma imperfeição global de $L/500$ e uma imperfeição distorcional de t , aumentando até um máximo de $2t$ (Quadro 3.2). Observou-se uma diminuição das forças de restrição com este aumento da imperfeição distorcional (Figura 3.12 b)).

Quadro 3.2 – Parâmetros a variar na calibração do modelo estrutural da coluna de secção 2Σ

Calibração	Excentricidade [m]	Rigidez da mola [kN/mm]	Imperfeição global	Imperfeição distorcional
Calibração 1	0	30	$L/500$	t
Calibração 2	0	30	$L/500$	$2t$

Após se terem variado os parâmetros acima referidos, foram obtidas as evoluções das forças de restrição axial para as várias colunas. Verificou-se que a introdução de excentricidades,

associadas a imperfeições geométricas, se obteve uma resposta estrutural próxima dos resultados observados experimentalmente. A comparação dos resultados experimentais e numéricos encontram-se representados na Figura 3.12. Observou-se na calibração final da coluna Σ um valor de temperatura crítica 10% acima do resultado experimental e na coluna 2Σ uma temperatura crítica de 175 °C, ou seja, uma diminuição de 8% relativamente aos resultados experimentais. Apesar destas diferenças, considera-se uma boa concordância dos resultados obtidos.

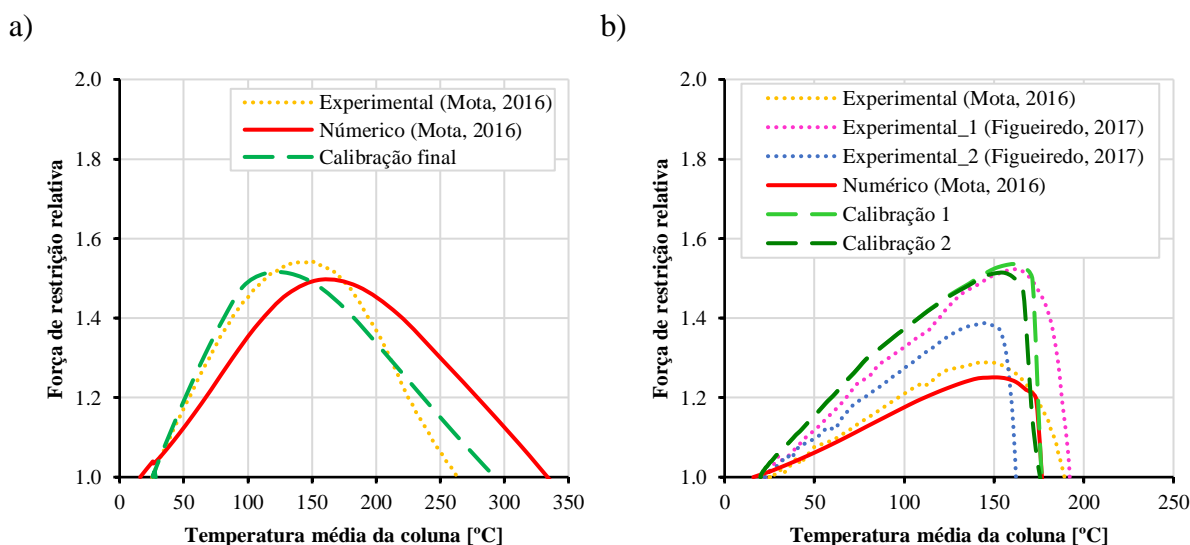


Figura 3.12 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ

3.6 Considerações finais

Nesta secção foi apresentada a modelação numérica de colunas de aço enformado a frio com perfis Sigma sujeitas ao fogo. O estudo do comportamento destes elementos a temperaturas elevadas foi feito numa fase inicial com uma modelação térmica das secções transversais e de seguida uma modelação das colunas em situação de incêndio.

O *software* utilizado mostrou ser uma ferramenta valiosa na obtenção da distribuição e evolução da temperatura observada experimentalmente. O comportamento estrutural das colunas foi avaliado em função da evolução das forças de restrição axial. Após a calibração dos modelos, foram obtidos modelos estruturais capazes de simular o comportamento das colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio, tendo-se obtido temperaturas críticas e forças de restrição muito próximas dos resultados experimentais.

A introdução de molas nos modelos estruturais permitiu uma melhor simulação das condições observadas nos ensaios experimentais devido à impossibilidade de obter condições de apoio perfeitas. Estas molas representam o atrito entre o rolamento e o restante sistema de apoio que não permitiu uma rotação perfeita das colunas.

4 ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1 Considerações iniciais

Após a calibração do modelo de elementos finitos desenvolvido para a simulação do comportamento ao fogo de colunas com perfis em sigma de aço enformado a frio, realizou-se um estudo paramétrico onde é possível averiguar a influência de diferentes parâmetros sem custos materiais adicionais. Os parâmetros a variar foram as dimensões da secção transversal (altura, largura e espessura), o comprimento das colunas, o nível de restrição axial à elongação térmica ($k_{a,c}$) e o nível de carregamento (NC), como se pode visualizar no Quadro 4.1 e Quadro 4.2.

A referência Σ -h-b-c-t-L usada para cada simulação corresponde ao tipo de secção (Σ), altura (h), largura (b), comprimento do reforço nas extremidades dos banzos (c), espessura (t) e comprimento (L) da coluna em milímetros.

Quadro 4.1 – Parâmetros em estudo das colunas com secção Σ

Referência da coluna	Esbelteza adimensional	$k_{a,c}$ [N/m]	0.2 $k_{a,c}$ [N/m]	30% NC [kN]	50% NC [kN]	70% NC [kN]
Σ -255-70-25-2.5-2000	1.08	0	23654743	48.21	80.35	112.49
Σ -255-70-25-2.5-3000	1.63	0	15769828	27.51	45.85	64.19
Σ -255-70-25-2.5-4000	2.17	0	11827371	17.04	28.40	39.76
Σ -255-70-25-2.5-5000	2.73	0	9461897	11.28	18.80	26.32
Σ -255-70-25-1.5-2000	0.98	0	14227762	24.96	41.60	58.24
Σ -255-70-25-1.5-3000	1.48	0	9485174	15.42	25.70	35.98
Σ -255-70-25-1.5-4000	1.98	0	7113881	9.81	16.35	22.89
Σ -255-70-25-1.5-5000	2.50	0	5691105	6.60	11.00	15.40
Σ -255-70-25-3.5-2000	1.14	0	32823138	71.94	119.90	167.86
Σ -255-70-25-3.5-3000	1.72	0	21882092	39.24	65.40	91.56
Σ -255-70-25-3.5-4000	2.29	0	16411569	23.79	39.65	55.51
Σ -255-70-25-3.5-5000	2.86	0	13129255	15.78	26.30	36.82
Σ -200-70-25-2.5-2000	1.08	0	21189928	45.78	76.30	106.82
Σ -200-70-25-2.5-3000	1.62	0	14126619	26.04	43.40	60.76
Σ -200-70-25-2.5-4000	2.16	0	10594964	15.99	26.65	37.31
Σ -200-70-25-2.5-5000	2.72	0	8475971	10.56	17.60	24.64
Σ -300-70-25-2.5-2000	1.08	0	26062992	49.71	82.85	115.99
Σ -300-70-25-2.5-3000	1.62	0	17375328	28.68	47.80	66.92
Σ -300-70-25-2.5-4000	2.17	0	13031496	17.67	29.45	41.23
Σ -300-70-25-2.5-5000	2.70	0	10425197	11.97	19.95	27.93
Σ -255-55-15-2.5-2000	1.47	0	21071743	27.42	45.70	63.98
Σ -255-55-15-2.5-3000	2.22	0	14047828	14.16	23.60	33.04
Σ -255-55-15-2.5-4000	2.97	0	10535871	8.46	14.10	19.74
Σ -255-55-15-2.5-5000	3.72	0	8428697	5.58	9.30	13.02

Quadro 4.2 – Parâmetros em estudo das colunas com secção 2Σ

Referência da coluna	Esbelteza adimensional	$k_{a,c}$ [N/m]	$0.2 k_{a,c}$ [N/m]	30% NC [kN]	50% NC [kN]	70% NC [kN]
2Σ-255-70-25-2.5-2000	0.68	0	48448543	156.34	260.57	364.80
2Σ-255-70-25-2.5-3000	1.02	0	32299028	114.61	191.02	267.42
2Σ-255-70-25-2.5-4000	1.37	0	24224271	78.11	130.18	182.25
2Σ-255-70-25-2.5-5000	1.71	0	19379417	54.32	90.54	126.75
2Σ-255-70-25-1.5-2000	0.63	0	28855598	83.09	138.48	193.88
2Σ-255-70-25-1.5-3000	0.95	0	19237065	63.84	106.40	148.97
2Σ-255-70-25-1.5-4000	1.26	0	14427799	44.98	74.96	104.95
2Σ-255-70-25-1.5-5000	1.58	0	11542239	31.79	52.99	74.18
2Σ-255-70-25-3.5-2000	0.71	0	67906822	229.82	383.03	536.24
2Σ-255-70-25-3.5-3000	1.06	0	45271215	164.57	274.29	384.00
2Σ-255-70-25-3.5-4000	1.42	0	33953411	110.55	184.25	257.94
2Σ-255-70-25-3.5-5000	1.77	0	27162729	76.36	127.27	178.18
2Σ-200-70-25-2.5-2000	0.67	0	43778353	146.53	244.21	341.90
2Σ-200-70-25-2.5-3000	1.00	0	29185569	108.97	181.61	254.25
2Σ-200-70-25-2.5-4000	1.33	0	21889176	75.02	125.03	175.05
2Σ-200-70-25-2.5-5000	1.67	0	17511341	52.48	87.47	122.46
2Σ-300-70-25-2.5-2000	0.69	0	53324589	163.36	272.27	381.17
2Σ-300-70-25-2.5-3000	1.03	0	35549726	119.44	199.07	278.70
2Σ-300-70-25-2.5-4000	1.37	0	26662295	81.34	135.57	189.80
2Σ-300-70-25-2.5-5000	1.71	0	21329836	56.55	94.25	131.95
2Σ-255-55-15-2.5-2000	0.88	0	43282543	117.12	195.20	273.28
2Σ-255-55-15-2.5-3000	1.32	0	28855028	72.34	120.57	168.80
2Σ-255-55-15-2.5-4000	1.77	0	21641271	45.34	75.57	105.80
2Σ-255-55-15-2.5-5000	2.21	0	17313017	30.52	50.87	71.22

4.2 Influência da esbelteza

Nesta secção estudou-se os efeitos da variação da esbelteza adimensional à encurvadura lateral dos elementos, variando o tipo de secção, o comprimento das colunas e as dimensões da secção transversal, como a espessura, a altura, largura e o comprimento do reforço nas extremidades dos banzos.

Numa observação geral dos resultados obtidos para os três níveis de carregamento (Anexo A e Anexo B), podemos verificar que variando o tipo de secção, a valores mais baixos de esbelteza correspondem valores mais baixos de temperaturas críticas nas colunas. Isto, dá a entender que os elementos de secção simples apresentam melhor comportamento ao fogo do que as secções compostas, o que pode resultar do conservadorismo que existe no dimensionamento deste tipo de elementos à temperatura ambiente, ou seja, a diferença entre o valor de cálculo de dimensionamento e o valor real de colapso ser mais conservativo para as colunas de secção simples do que as de secção composta, penalizando assim estas últimas em situação de incêndio.

De seguida será feita uma análise mais detalhada dos resultados obtidos, para os três níveis de carregamento, avaliando a variação da esbelteza devido ao comprimento das colunas e dimensões da secção para as diferentes condições de restrição axial consideradas neste estudo.

Nas colunas de secção Σ é possível verificar que o aumento do comprimento das colunas conduz a valores mais elevados de esbelteza e, salvo algumas exceções, ao aumento das temperaturas críticas. No exemplo representado na Figura 4.1 da comparação entre uma coluna Σ de 2 m e 5 m, sem restrição à elongação térmica, verifica-se um aumento da temperatura de 17, 25 e 48%, respetivamente para os níveis de carregamento de 30, 50 e 70%. Quando restringidas axialmente (Figura 4.2), as mesmas colunas apresentam um aumento de 17, 37 e 62% para 30, 50 e 70% do nível de carregamento. Também o aumento da espessura conduz a valores de esbelteza mais elevados, tendo-se observado que em alguns casos, na sua maioria colunas de 2 m, este aumento conduz a valores de temperaturas críticas mais baixos. Verificou-se que na maioria dos casos a diminuição da espessura e consequente redução da esbelteza conduz a valores mais baixos das temperaturas críticas. Esta situação é facilmente observada quando as colunas são restringidas axialmente à elongação térmica e sujeitas a 50% (Quadro 4.3) e 70% do nível de carregamento (Quadro C.5). A título de exemplo, podemos verificar esta diminuição aquando da redução da espessura de 3,5 mm para 1,5 mm na coluna de 3 m (Quadro 4.3). Quanto à variação da altura da secção transversal, verifica-se que este aumento de esbelteza conduz na maioria dos casos a uma diminuição das temperaturas críticas, são exemplos disso as colunas de 4 m para os diferentes níveis de carregamento e condições de restrição. Em algumas colunas de 2 m verificou-se um aumento das temperaturas críticas quando se aumentava a altura da secção. O aumento da esbelteza devido à diminuição da largura e do comprimento do reforço nas extremidades dos banzos levou ao aumento das temperaturas críticas em todos os casos estudados nesta dissertação, em ambas as condições de restrição axial consideradas.

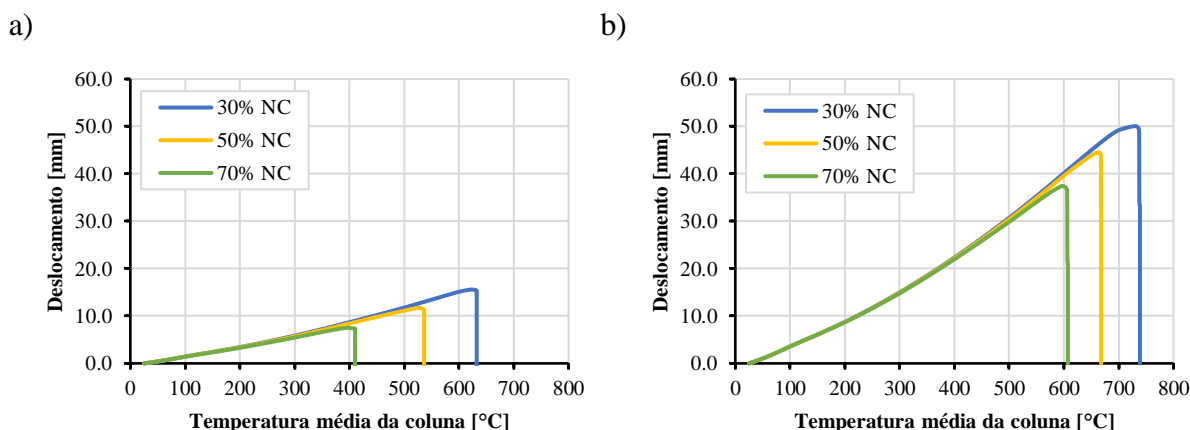


Figura 4.1 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-3.5-2000; b) Σ -255-70-25-3.5-5000

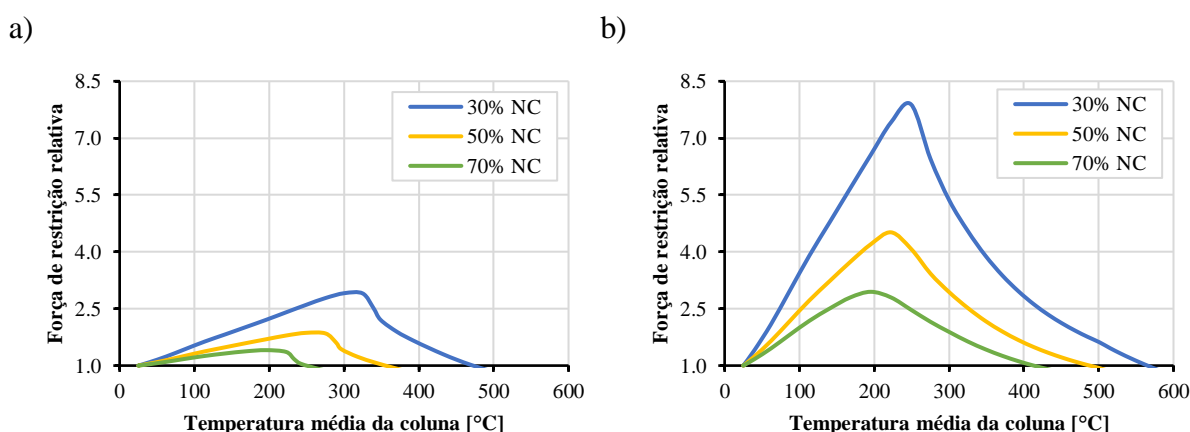


Figura 4.2 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-3.5-2000; b) Σ -255-70-25-3.5-5000

Quadro 4.3 – Temperaturas críticas [°C] para 50% do nível de carregamento, com restrição à elongação térmica – Secção Σ

50% NC e 0.2 $k_{a,c}$				
Coluna	2000	3000	4000	5000
Σ -255-70-25-2.5	346.13	391.13	434.86	473.00
Σ -255-70-25-1.5	300.49	339.84	417.14	428.23
Σ -255-70-25-3.5	364.62	412.85	468.60	500.67
Σ -200-70-25-2.5	350.07	383.66	443.58	469.58
Σ -300-70-25-2.5	356.49	382.43	409.42	455.83
Σ -255-55-15-2.5	425.03	469.03	507.84	548.77

Relativamente à variação do comprimento nas colunas de secção 2Σ é possível verificar que na maioria dos casos há um decréscimo dos valores das temperaturas críticas na passagem dos 2 m para os 3 m. Este decréscimo também acontece em alguns casos nas colunas sem restrição axial na passagem dos 4 m para os 5 m. Apesar destes decréscimos, é possível concluir que o aumento do comprimento conduz a valores mais altos de temperaturas críticas. Nas colunas sem restrição axial à elongação térmica é possível verificar que do aumento da esbelteza, através do aumento da espessura, resulta uma diminuição dos valores das temperaturas críticas. Por exemplo, no Quadro 4.4 é possível observar este acontecimento na coluna de 4 m, havendo uma redução de 10% da temperatura crítica no aumento da espessura de 1,5 mm para 3,5 mm, quando sujeitas a 50% do nível de carregamento. Ao contrário do que acontece quando a mesma coluna é restringida axialmente, onde é possível observar um aumento de 16% da temperatura crítica quando a espessura aumenta (Quadro 4.4). Quanto à variação da altura da secção transversal, verifica-se que a maioria das colunas com 255 mm de altura de secção transversal apresentam temperaturas críticas mais altas, e que as temperaturas diminuem em proporções maiores quando é reduzida a altura para 200 mm sem restrição axial e que aumentam quando é aumentada a altura para 300 mm com restrição axial. A diminuição da largura e comprimento do reforço nas extremidades dos banzos conduz a um aumento da esbelteza e a um aumento das temperaturas críticas, exceto: i) nas colunas de 2 m para os três níveis de carregamento e as diferentes condições de restrição; ii) nas colunas não restringidas axialmente de 3 m para 50 e 70% do nível de carregamento e iii) apenas 70% quando restringidas.

Os resultados apresentados em anexo correspondem à evolução do deslocamento axial e das forças de restrição nas colunas simples (Anexo A) e colunas compostas (Anexo B) para os três níveis de carregamento, em função da temperatura média da coluna. A evolução das forças de restrição é fundamental no estudo de colunas de aço enformado a frio com restrição à elongação térmica em situação de incêndio pois o desenvolvimento deste tipo de forças pode resultar no colapso prematuro dos elementos.

Quadro 4.4 – Temperaturas críticas [°C] para 70% do nível de carregamento para as diferentes condições de restrição axial

50% NC					
Coluna	Restrição axial	2000	3000	4000	5000
2Σ-255-70-25-2.5	0 $k_{a,c}$	366.27	331.96	362.41	374.50
	0.2 $k_{a,c}$	229.13	191.42	196.82	218.41
2Σ-255-70-25-1.5	0 $k_{a,c}$	375.85	330.83	384.91	396.08
	0.2 $k_{a,c}$	213.99	177.04	177.04	182.48
2Σ-255-70-25-3.5	0 $k_{a,c}$	351.55	319.58	345.55	360.21
	0.2 $k_{a,c}$	235.77	191.81	205.03	222.63
2Σ-200-70-25-2.5	0 $k_{a,c}$	364.08	313.61	349.40	360.60
	0.2 $k_{a,c}$	229.13	191.42	191.42	207.64
2Σ-300-70-25-2.5	0 $k_{a,c}$	359.51	325.22	358.90	374.50
	0.2 $k_{a,c}$	223.77	185.99	196.82	218.41
2Σ-255-55-15-2.5	0 $k_{a,c}$	323.13	320.54	385.95	383.47
	0.2 $k_{a,c}$	196.82	202.23	255.71	276.62

4.3 Influência da restrição axial

Este parâmetro teve como objetivo estudar a influência das condições de fronteira de um elemento estrutural em situação de incêndio, variando o nível de restrição axial à elongação térmica da coluna, correspondente a 0 e 20% da rigidez axial da própria coluna. Estes valores foram adotados de modo a considerar a coluna sem restrição axial (0 $k_{a,c}$) e porque segundo Craveiro *et al.* (2016b), para valores superiores a 20% (0,2 $k_{a,c}$) não se verifica mais nenhuma influência da restrição axial nas colunas. Segundo a EN 1993-1-2 (2005), durante toda a exposição ao fogo, as condições de fronteira nos apoios e nas extremidades dos elementos não se alteram.

Para as colunas de secção Σ (Figura 4.3) os efeitos da variação do nível de restrição axial à elongação térmica foram mais acentuados do que nas colunas de secção 2Σ (Figura 4.4). Variando as condições de apoio de colunas sem restrição para colunas restringidas axialmente, registou-se uma redução média das temperaturas de 33% para as colunas de secção Σ e de 41% para as colunas de secção 2Σ, para 50% do nível de carregamento. Além disso, as temperaturas críticas das colunas de secção 2Σ foram inferiores às registadas para as colunas de secção Σ, para qualquer nível de carregamento. Tendo-se observado uma redução média das temperaturas

de 43% em condições não restringidas e 49% em condições restringidas, para 50% do nível de carregamento.

Nos resultados apresentados para 50% do nível de carregamento (Figura 4.3 e Figura 4.4), bem como para os restantes níveis de carregamento (Figura 4.5 e Figura 4.6), é possível afirmar que a restrição axial à elongação térmica das colunas tem um efeito negativo no comportamento estrutural dos elementos, diminuindo a temperatura crítica. Foram registadas em média uma redução de 205 °C para as colunas de secção Σ e de 146 °C para as colunas de secção 2Σ , para 50% do nível de carregamento. Ou seja, as colunas quando restringidas axialmente à elongação térmica, têm menor capacidade resistente em situação de incêndio.

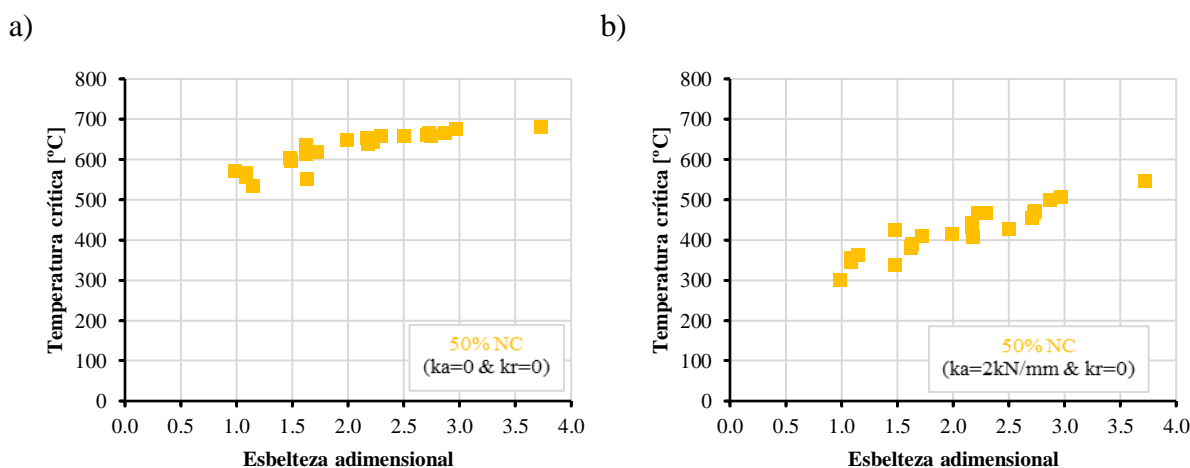


Figura 4.3 – Análise da temperatura crítica para 50% do nível de carregamento da Secção Σ :
a) Sem restrição axial; b) Com restrição axial

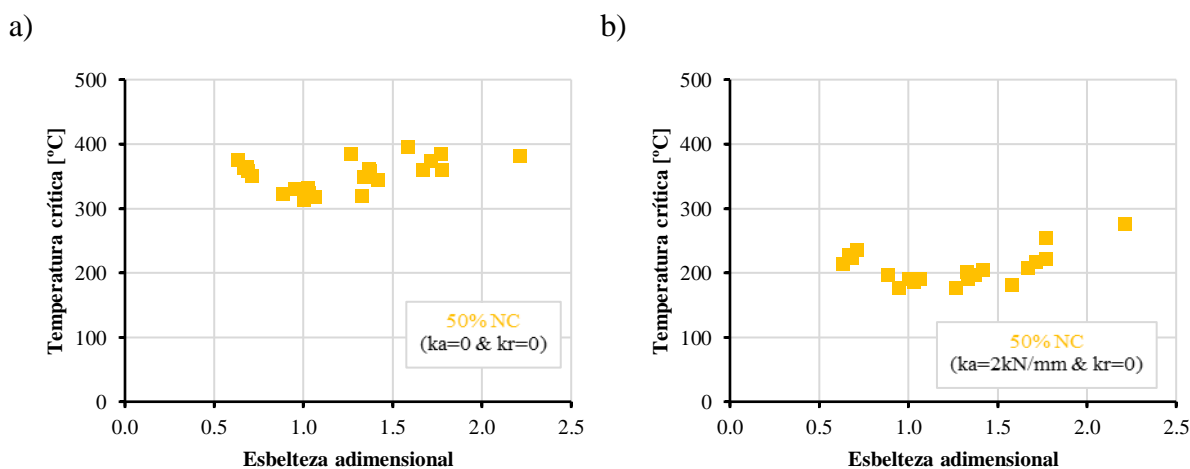


Figura 4.4 – Análise da temperatura crítica para 50% do nível de carregamento da Secção 2Σ :
a) Sem restrição axial; b) Com restrição axial

4.4 Influência do nível de carregamento

Para analisar a influência do nível de carregamento cada coluna foi submetida a um esforço axial correspondente a 30, 50 e 70% da sua capacidade máxima à flexão a temperatura ambiente, segundo a EN 1993-1-1 (2005). Estes níveis de carregamento foram escolhidos por serem os expectáveis em serviço durante a vida útil dos elementos estruturais e porque numa situação de incêndio as colunas nunca estão sujeitas à totalidade máxima da carga.

Nos resultados que se seguem (Figura 4.5 e Figura 4.6 a)) podemos observar temperaturas críticas muito superiores ao limite de 350 °C sugerido pela EN 1993-1-2 (2005) para as secções transversais de Classe 4. Nas colunas de secção 2Σ sujeitas a 70% do nível de carregamento (Figura 4.6 b)) esse valor limite não é atingido. É possível observar que as temperaturas críticas na sua generalidade têm tendência a aumentar quando a esbelteza dos elementos aumenta e que são atingidas temperaturas mais altas para valores de carregamento mais baixos. Esta diminuição das temperaturas era expectável, pois quanto maior o nível de carregamento, menor será a capacidade resistente da coluna em situação de incêndio.

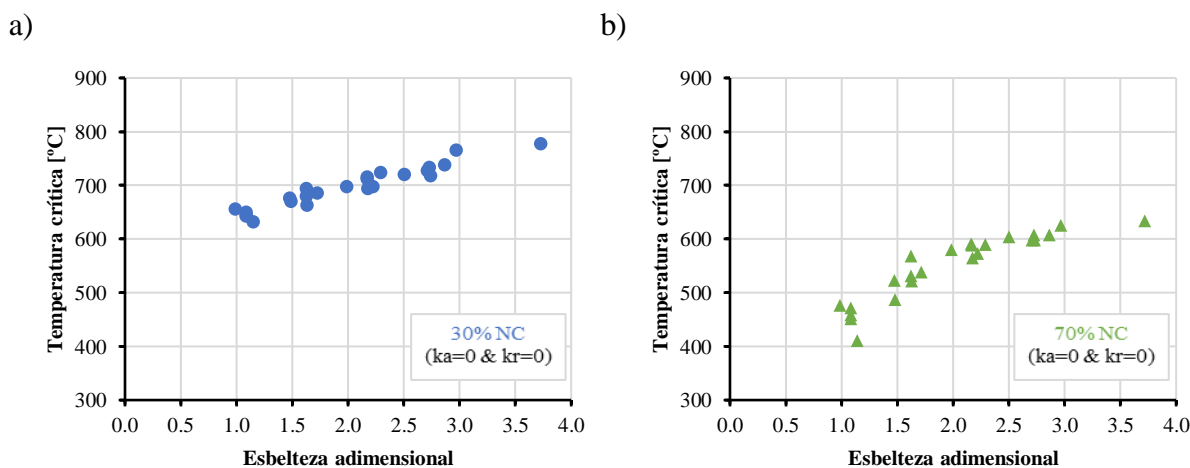


Figura 4.5 – Análise da temperatura crítica, sem restrição à elongação térmica da Secção Σ: a) 30% do nível de carregamento; b) 70% do nível de carregamento

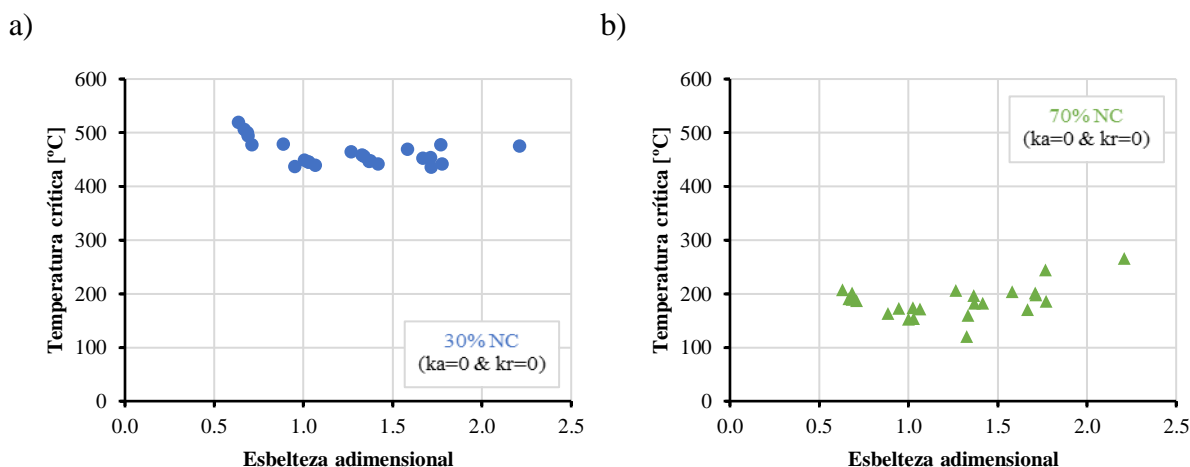


Figura 4.6 – Análise da temperatura crítica, sem restrição à elongação térmica da Secção 2Σ:
 a) 30% do nível de carregamento; b) 70% do nível de carregamento

Quando restringidas axialmente, nas colunas com secção Σ é possível observar-se que na maioria dos casos a temperatura crítica é superior ao valor limite (Figura 4.7 a)), à exceção de algumas colunas com esbeltezas inferiores a 1,6 e sujeitas a 70% do nível de carregamento (Figura 4.7 b)). A maioria das colunas com secção 2Σ não atinge o valor limite imposto pela EN 1993-1-2 (2005) (Figura 4.8). As temperaturas críticas relativas a 50% do nível de carregamento podem ser observadas na Figura 4.3 e Figura 4.4.

Deste modo, é fácil concluir que o nível de carregamento tem grande influência nos valores das temperaturas críticas registadas e que o limite de 350 °C imposto pela norma pode apresentar alguma insegurança na resistência dos elementos, nomeadamente para 11% das colunas de secção Σ e 66% das colunas de secção 2Σ consideradas neste estudo paramétrico. Nos restantes casos, perante algumas condições de carregamento e restrição axial, este limite é muito conservativo.

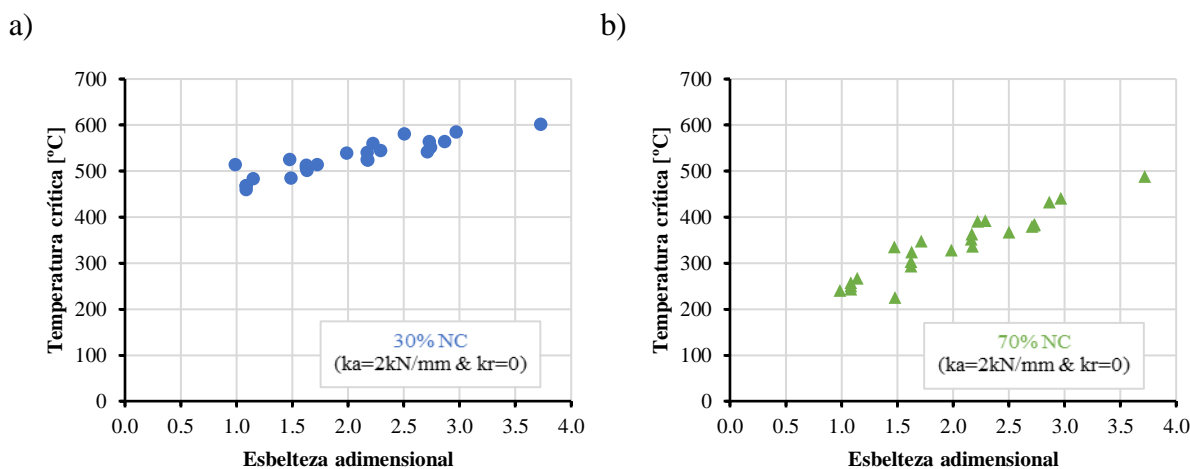


Figura 4.7 – Análise da temperatura crítica, com restrição à elongação térmica da Secção Σ : a) 30% do nível de carregamento; b) 70% do nível de carregamento

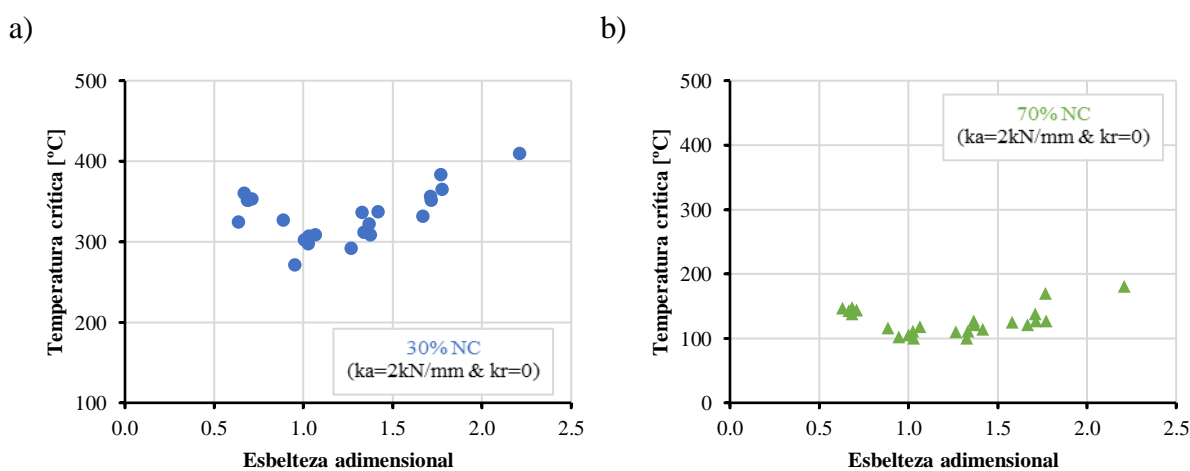


Figura 4.8 – Análise da temperatura crítica, com restrição à elongação térmica da Secção 2Σ : a) 30% do nível de carregamento; b) 70% do nível de carregamento

4.5 Considerações finais

Na realização deste estudo paramétrico com mais de 320 simulações numéricas, onde foram variadas as dimensões da secção transversal, os comprimentos das colunas, o nível de restrição nos apoios e nas extremidades das mesmas e o nível de carregamento, foi possível contrariar algumas indicações presentes na EN 1993-1-2 (2005).

Quanto ao limite de 350 °C imposto pela norma para os elementos estruturais com secções de Classe 4, é possível afirmar-se que na maioria dos casos estudados este limite é conservativo.

No entanto, para alguns níveis de carregamento e condições de apoio, as temperaturas críticas registadas foram mais baixas que este limite, podendo ser inseguro e resultar no colapso prematuro dos elementos. Estas temperaturas foram registadas em: i) colunas de 2 e 3 m de secção Σ restringidas axialmente e para 70% do nível de carregamento; ii) colunas de secção 2Σ sem restrição axial sujeitas a 70% do nível de carregamento e na generalidade ii) colunas de secção 2Σ restringidas axialmente e para os diferentes níveis de carregamento estudados.

A EN 1993-1-2 (2005) permite que sejam desprezados os efeitos da dilatação térmica axial dos elementos, admitindo que as condições de fronteira nos apoios e nas extremidades não se alteram ao longo de toda a exposição ao fogo. Contrariando as disposições apresentadas na norma e com os resultados obtidos, podemos afirmar que a restrição axial à elongação térmica das colunas representa uma alteração significativa na temperatura crítica, influenciando a capacidade resistente dos elementos em situação de incêndio.

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Conclusões

No âmbito desta dissertação, foi realizada uma análise numérica e um estudo paramétrico em colunas com perfis em sigma de aço enformado a frio, sujeitas a altas temperaturas. Recorrendo ao *software* de elementos finitos *Abaqus*, foram desenvolvidos modelos capazes de simular o comportamento estrutural de colunas restringidas axialmente à dilatação térmica em situação de incêndio. O estudo paramétrico envolveu a variação de alguns parâmetros, como as dimensões da secção transversal (altura, largura e espessura), o comprimento das colunas, o nível de restrição axial à elongação térmica e o nível de carregamento.

A concordância entre os modelos numéricos e os resultados obtidos experimentalmente provam que a análise por elementos finitos é uma ferramenta essencial para obter resultados com muita precisão. De um modo geral, verificou-se que as temperaturas críticas registadas para as colunas de secção composta 2Σ foram inferiores às registadas para as colunas de secção transversal Σ .

Numa observação global dos resultados obtidos para os três níveis de carregamento, podemos concluir que variando o tipo de secção, a valores mais baixos de esbelteza correspondem valores mais baixos de temperaturas críticas nas colunas. Conclui-se também que a restrição axial à elongação térmica das colunas tem um efeito negativo no comportamento estrutural dos elementos, diminuindo a temperatura crítica. Ou seja, as colunas quando restringidas axialmente à elongação térmica, têm menor capacidade resistente em situação de incêndio. Quanto ao nível de carregamento, concluiu-se que este tem uma grande influência nos valores das temperaturas críticas registadas.

Após uma análise mais detalhada dos resultados obtidos do estudo levado a cabo nesta dissertação, verificou-se que o limite de 350 °C imposto pela EN 1993-1-2 (2005) pode apresentar alguma insegurança na resistência dos elementos, havendo a necessidade de verificação ou criação de novas metodologias de dimensionamento. No entanto, em alguns dos casos estudados e perante algumas condições de carregamento e restrição axial, este limite é muito conservativo.

5.2 Desenvolvimentos futuros

Com os modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho de investigação, é possível alargar o estudo da influência de outros parâmetros no comportamento estrutural de colunas de aço enformado a frio. A variação desses parâmetros poderá passar pela influência do nível de restrição rotacional, valores das imperfeições geométricas iniciais, bem como outros níveis de restrição nos apoios e nas extremidades.

Perante a análise de algumas investigações já realizadas, é possível prever diferentes comportamentos estruturais das colunas com a variação de outros parâmetros. Relativamente aos reforços ao longo da secção, estes podem ser testados para diferentes posições, variando entre outros, a sua forma e número.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chen, J., e Young, B. (2006). “Corner properties of cold-formed steel sections at elevated temperatures”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 44, Issue 2, pp. 216–223.

Chen, J., e Young, B. (2007). “Experimental investigation of cold-formed steel material at elevated temperatures”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 45, Issue 1, pp. 96–110.

Craveiro, H. (2015). “Fire resistance of cold-formed steel columns”. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Craveiro, H. D., Rodrigues, J. P. C., Santiago, A., e Laím, L. (2016a). “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*, Vol. 98, pp. 154–168.

Craveiro, H. D., Rodrigues, J. P. C., e Laím, L. (2016b). “Experimental analysis of built-up closed cold-formed steel columns with restrained thermal elongation under fire conditions”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 107, pp. 564–579.

Dassault Systèmes (2014). *Abaqus User’s Manual*, Dassault Systèmes Simulia Corp., Versão 6.14, USA.

EN 10346 (2015). “Continuously hot-dip coated steel flat products for cold forming – Technical delivery conditions”. CEN – European Committee for Standardization, Bruxelas.

EN 1991-1-2 (2002). “Eurocode 1: Actions on structures – Parte 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire”. 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.

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

Feng, M., Wang, Y. C., e Davies, J. M. (2004). “A numerical imperfection sensitivity study of coldformed thin-walled tubular steel columns at uniform elevated temperatures”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 42, Issue 4, pp. 533–555.

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

Futureng@ (s.d.). <http://www.futureng.pt> . Engenharia e Projeto especializados em aço galvanizado enformados a frio, Portugal.

Garifullin, M., e Nackenhorst, U. (2015). “Computational analysis of cold-formed steel columns with initial imperfections”. *Procedia Engineering*, Vol. 117, Issue 1, pp. 1078–1084.

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

hzperfiladeira@ (s.d.). <http://hzperfiladeira.com> . Hangzhou Roll Forming Technology Co., Ltd., fabricante de máquinas, China.

ISO 834-1 (1999). “Fire resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements”. ISO - International Organization for Standardization, Genebra.

Laím, L. (2013). “Experimental and numerical analysis on the structural behaviour of cold-formed steel beams subjected to fire”. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Laím, L., Rodrigues, J. P. C., e Craveiro, H. D. (2015). “Flexural behaviour of beams made of coldformed steel sigma-shaped sections at ambient and fire conditions”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 87, pp. 53–65.

Mota, A. (2016). “Resistência ao fogo de colunas de aço enformado a frio com secção em sigma”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

olipal@ (s.d.). <http://www.olipal.pt> . Fabricante de máquinas, Portugal.

Quach, W. M., Teng, J. G., e Chung, K. F. (2004). “Residual stresses in steel sheets due to coiling and uncoiling: A closed-form analytical solution”. *Engineering Structures*, Vol. 26, Issue 9, pp. 1249–1259.

Quach, W. M., Teng, J. G., e Chung, K. F. (2006). “Finite element predictions of residual stresses in press-braked thin-walled steel sections”. *Engineering Structures*, Vol 28, Issue 11, pp. 1609–1619.

Ranawaka, T., e Mahendran, M. (2009). “Experimental study of the mechanical properties of light gauge cold-formed steels at elevated temperatures”. *Fire Safety Journal*, Vol. 44, Issue 2, pp. 219–229.

Ranawaka, T., e Mahendran, M. (2010). “Numerical modelling of light gauge cold-formed steel compression members subjected to distortional buckling at elevated temperatures”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 48, Issue 4–5, pp. 334–344.

Rasmussen, K. J. R., e Hancock, G. J. (1988). “Geometric Imperfections in Plated Structures Subject to Interaction between Buckling Modes”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 6, pp. 433–452.

Rhodes, J. (1991). “Design of cold-formed steel members”. Elsevier Applied Science, London.

Rondal, J., e Dubina, D. (2005). “Light Gauge Metal Structures Recent Advances”. Springer-Verlag, Viena.

Schafer, B., e Peköz, T. (1998). “Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 47, Issue 3, pp. 193–210.

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, Lisboa.

Vila Real, P. M. M., Cazeli, R., Simoes da Silva, L., Santiago, A., e Piloto, P. (2004). “The effect of residual stresses in the lateral-torsional buckling of steel I-beams at elevated temperature”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, Issue 3–5, pp. 783–793.

Wang, C., Zhang, Z., Zhao, D., e Liu, Q. (2016). “Compression tests and numerical analysis of webstiffened channels with complex edge stiffeners”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 116, pp. 29–39.

Yu, W., e LaBoube, R. A. (2010). “Cold-formed steel design”. John Wiley & Sons, Inc, Nova Jérсия.

Zhang, J. H., e Young, B. (2012). “Compression tests of cold-formed steel I-shaped open sections with edge and web stiffeners”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 52, pp. 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*, Vol. 89, pp. 178–191.

Anexo A – Estudo paramétrico de colunas Σ

A.1 Evolução do deslocamento axial de colunas Σ sem restrição à elongação térmica

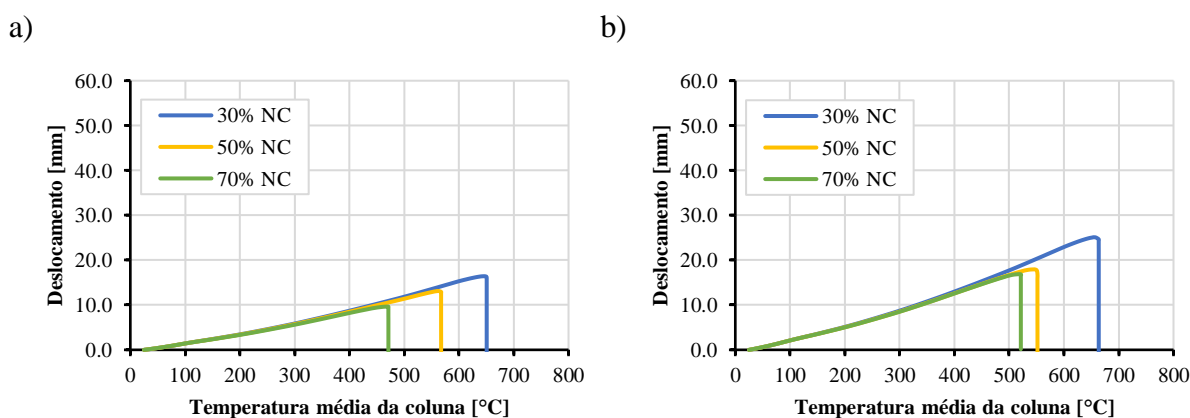


Figura A.1 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-2.5-2000; b) Σ -255-70-25-2.5-3000

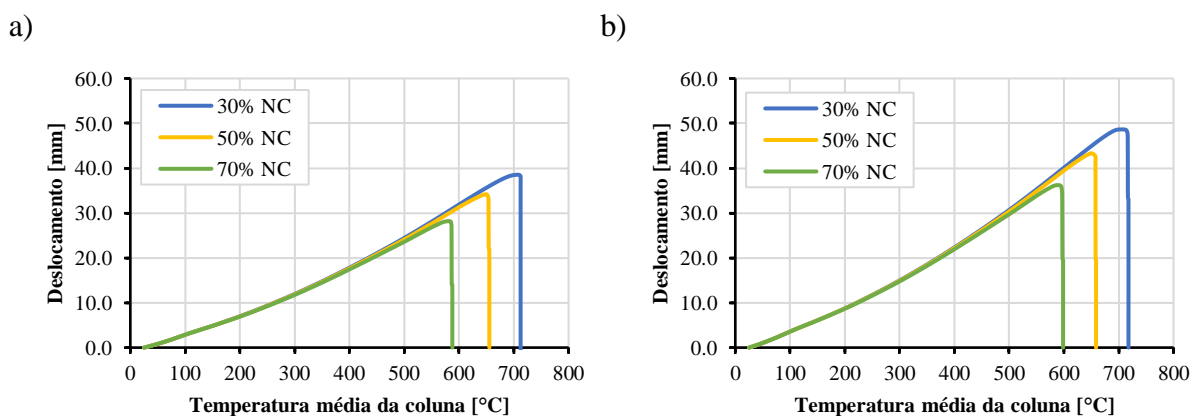


Figura A.2 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-2.5-4000; b) Σ -255-70-25-2.5-5000

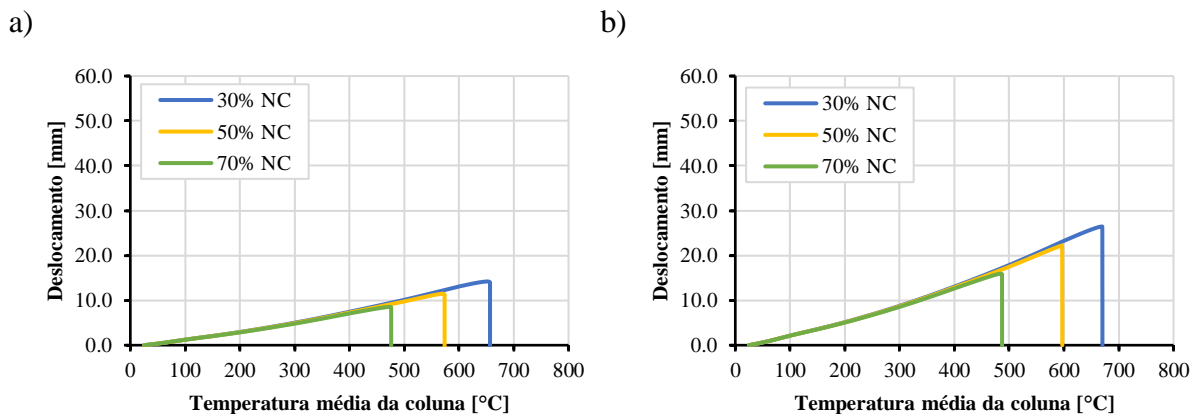


Figura A.3 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-1.5-2000; b) Σ -255-70-25-1.5-3000

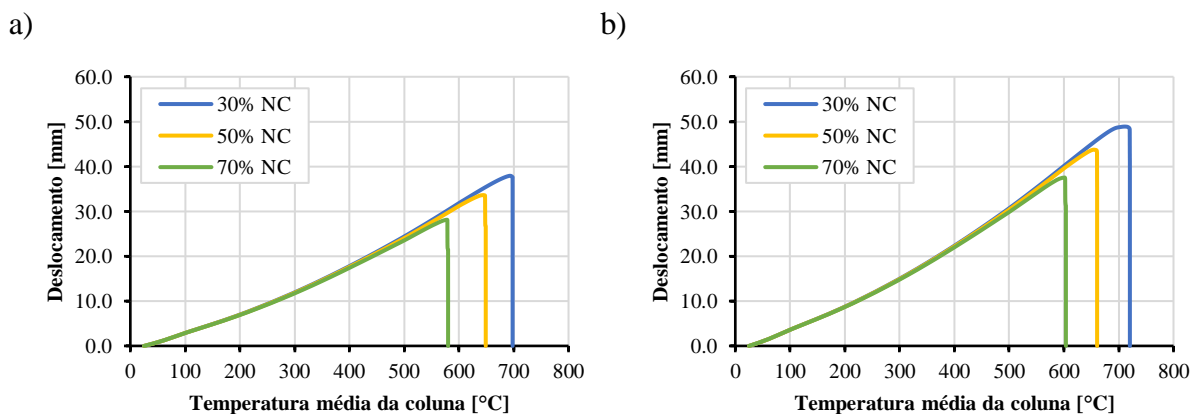


Figura A.4 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-1.5-4000; b) Σ -255-70-25-1.5-5000

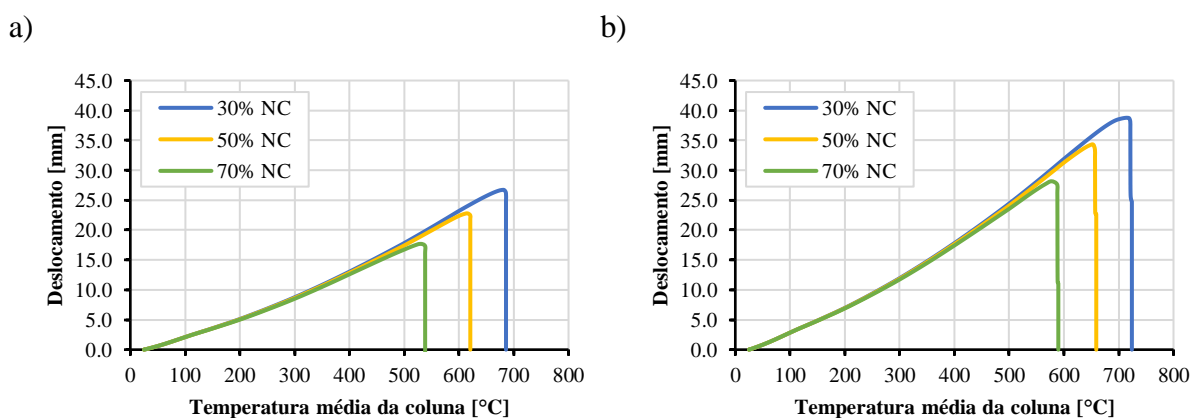


Figura A.5 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-70-25-3.5-3000; b) Σ -255-70-25-3.5-4000

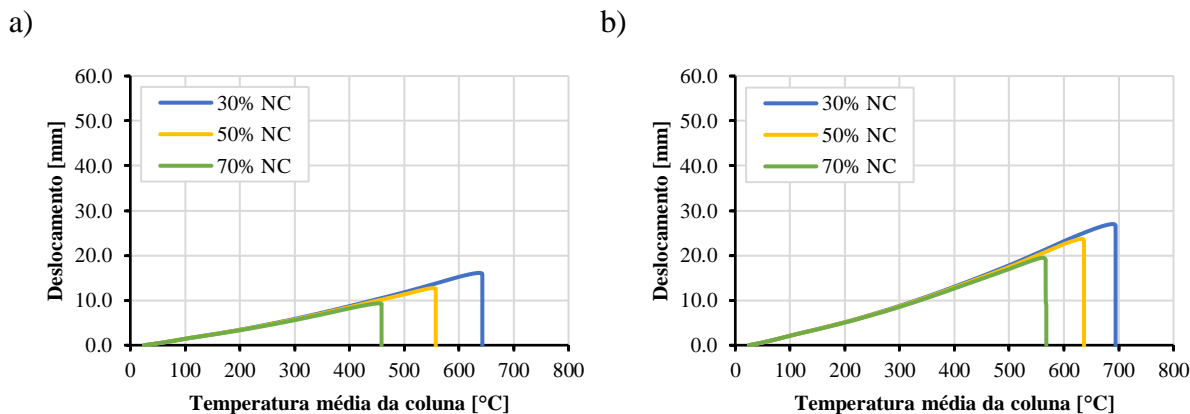


Figura A.6 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -200-70-25-2.5-2000; b) Σ -200-70-25-2.5-3000

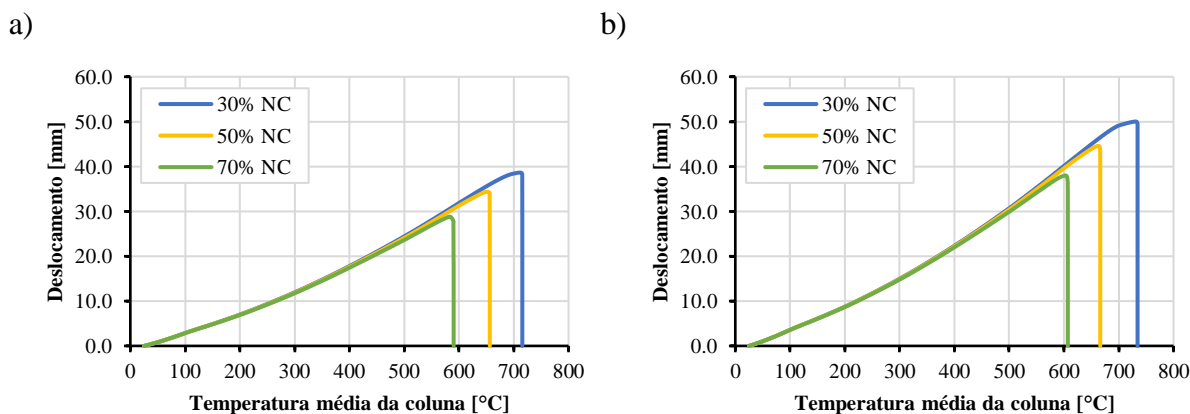


Figura A.7 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -200-70-25-2.5-4000; b) Σ -200-70-25-2.5-5000

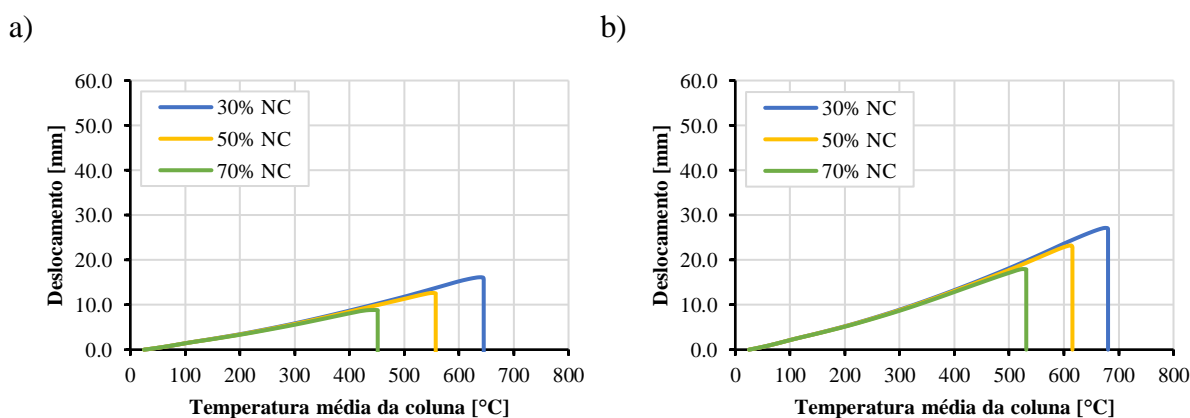


Figura A.8 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -300-70-25-2.5-2000; b) Σ -300-70-25-2.5-3000

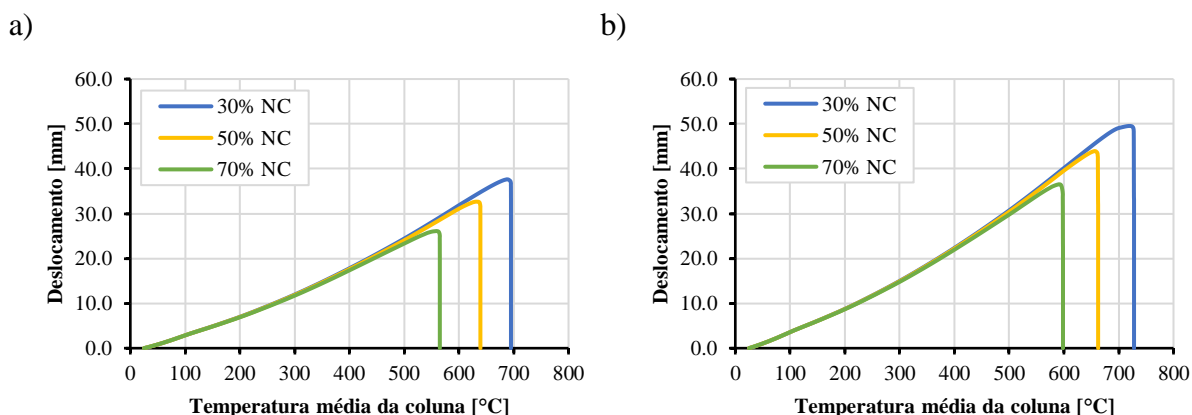


Figura A.9 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -300-70-25-2.5-4000; b) Σ -300-70-25-2.5-5000

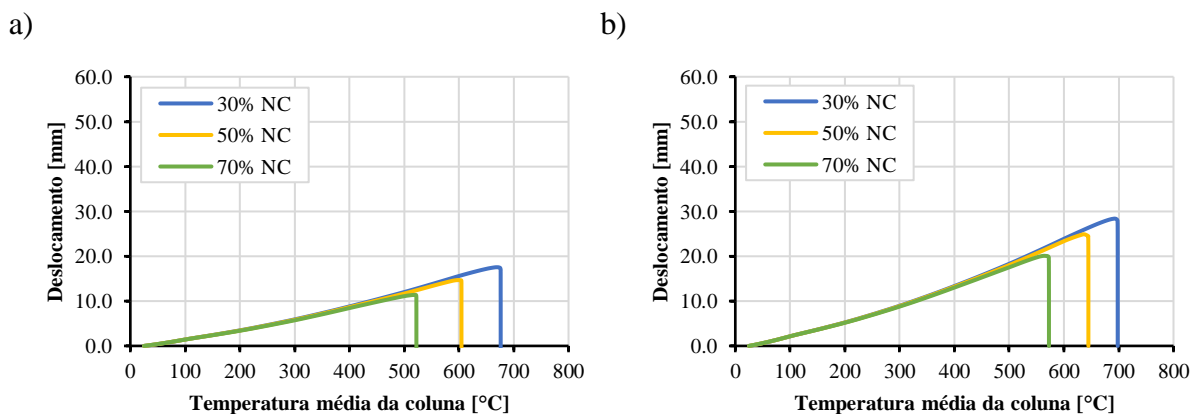


Figura A.10 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-55-15-2.5-2000; b) Σ -255-55-15-2.5-3000

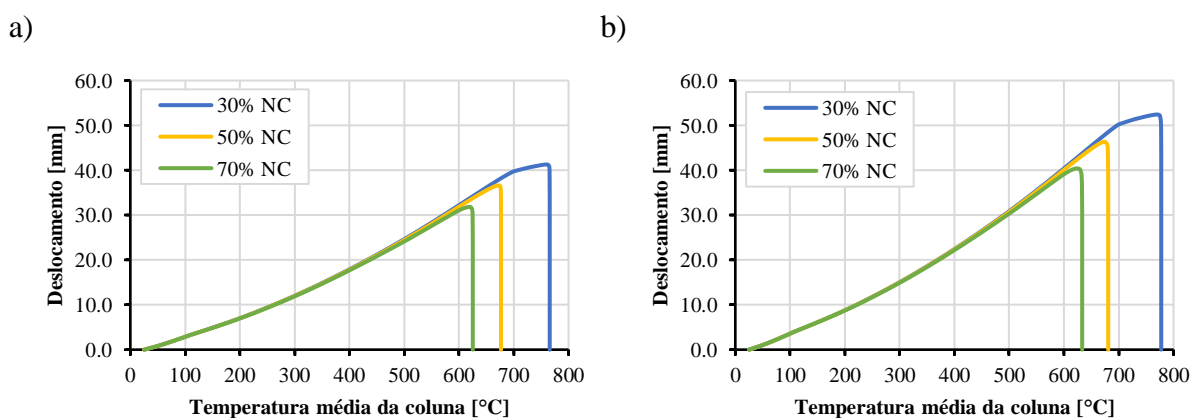


Figura A.11 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) Σ -255-55-15-2.5-4000; b) Σ -255-55-15-2.5-5000

A.2 Evolução das forças de restrição de colunas Σ com restrição à elongação térmica

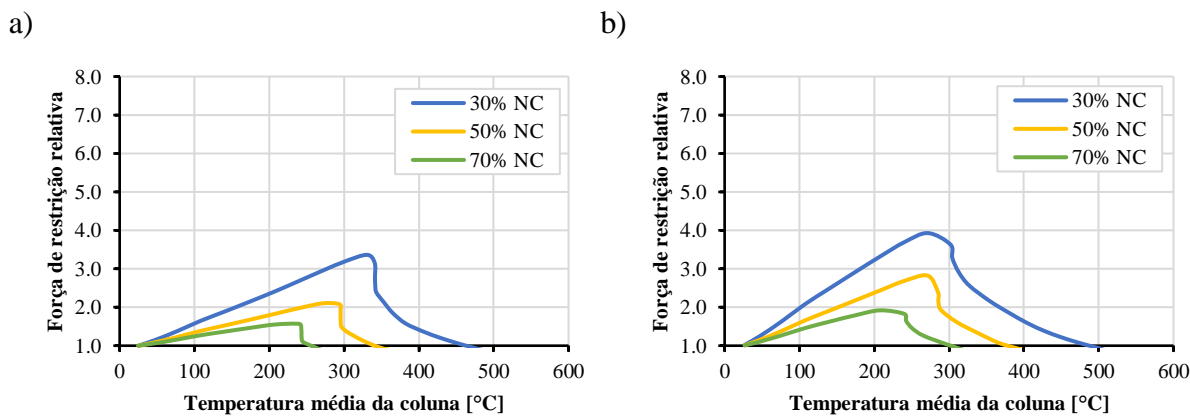


Figura A.12 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-2.5-2000; b) Σ -255-70-25-2.5-3000

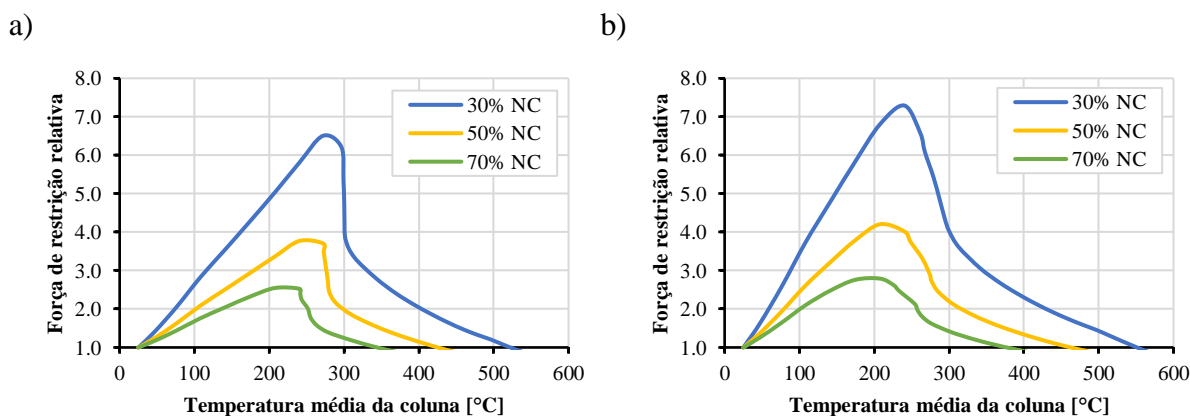


Figura A.13 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-2.5-4000; b) Σ -255-70-25-2.5-5000

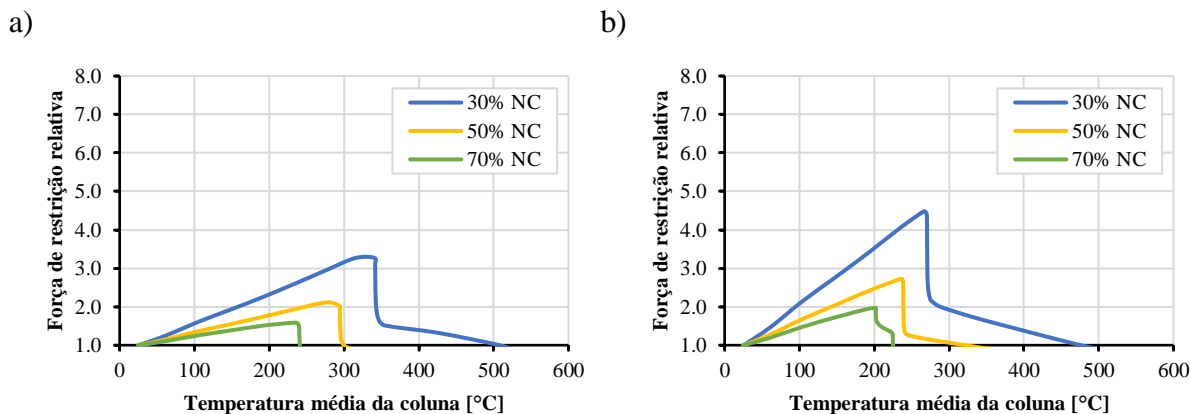


Figura A.14 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-1.5-2000; b) Σ -255-70-25-1.5-3000

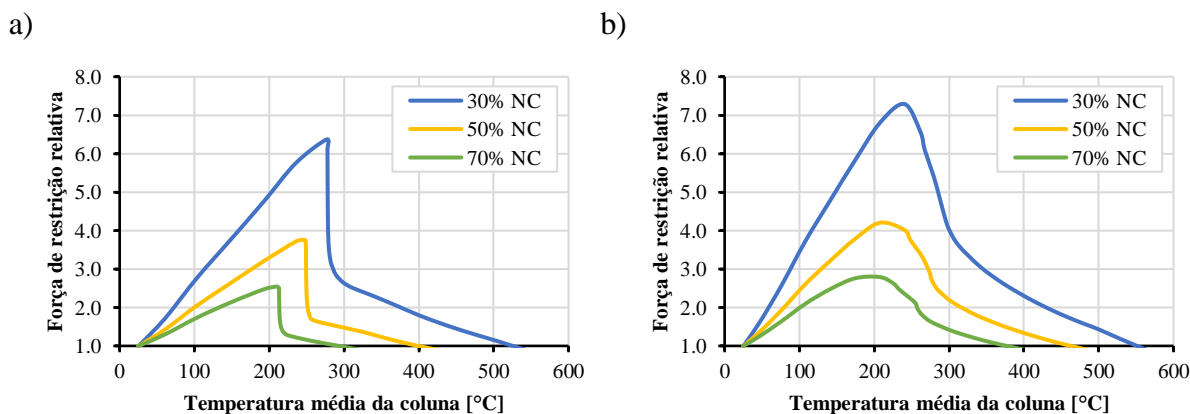


Figura A.15 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-1.5-4000; b) Σ -255-70-25-1.5-5000

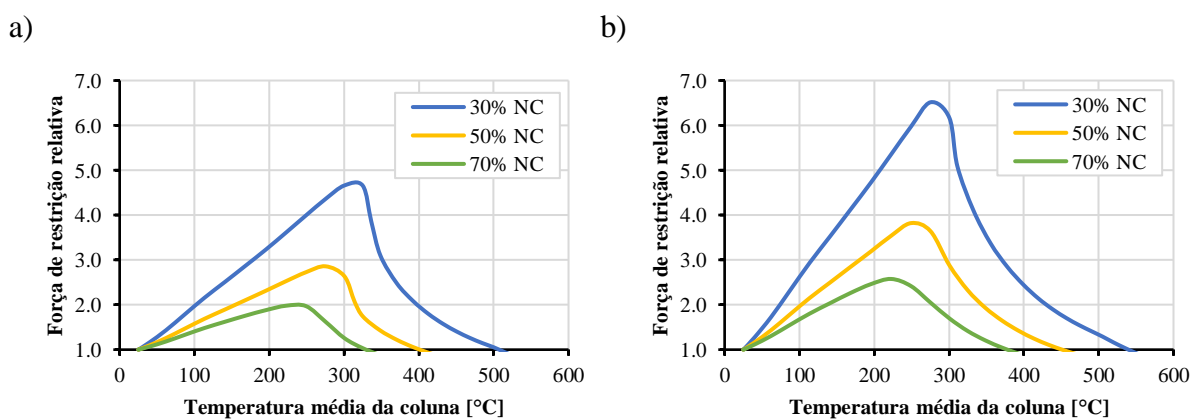


Figura A.16 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-70-25-3.5-3000; b) Σ -255-70-25-3.5-4000

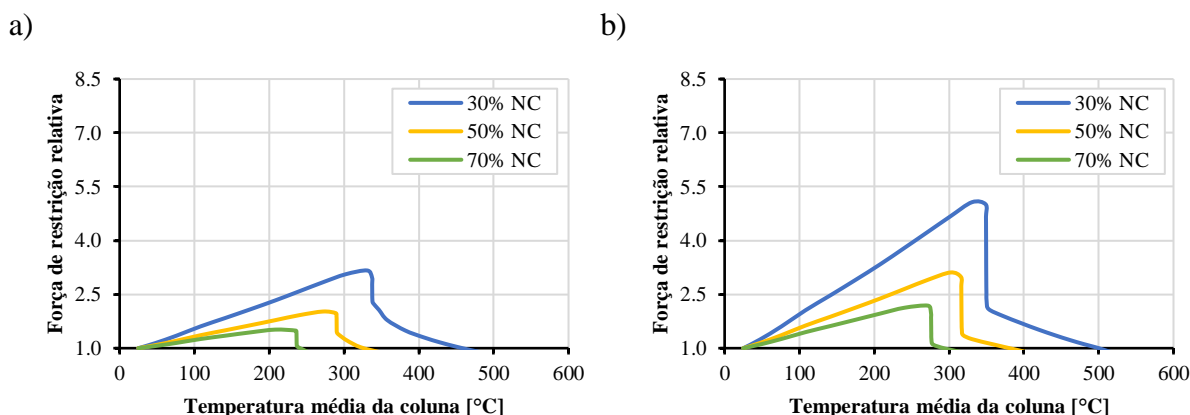


Figura A.17 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -200-70-25-2.5-2000; b) Σ -200-70-25-2.5-3000

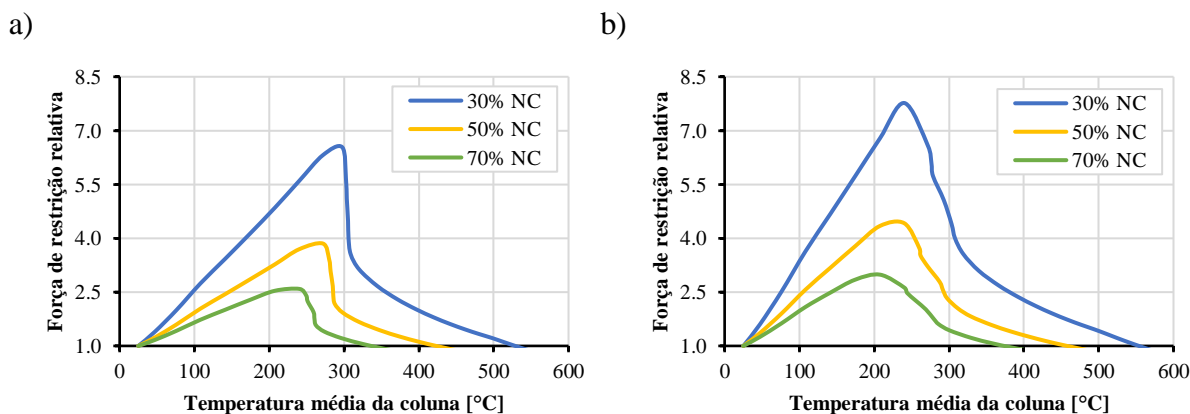


Figura A.18 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -200-70-25-2.5-4000; b) Σ -200-70-25-2.5-5000

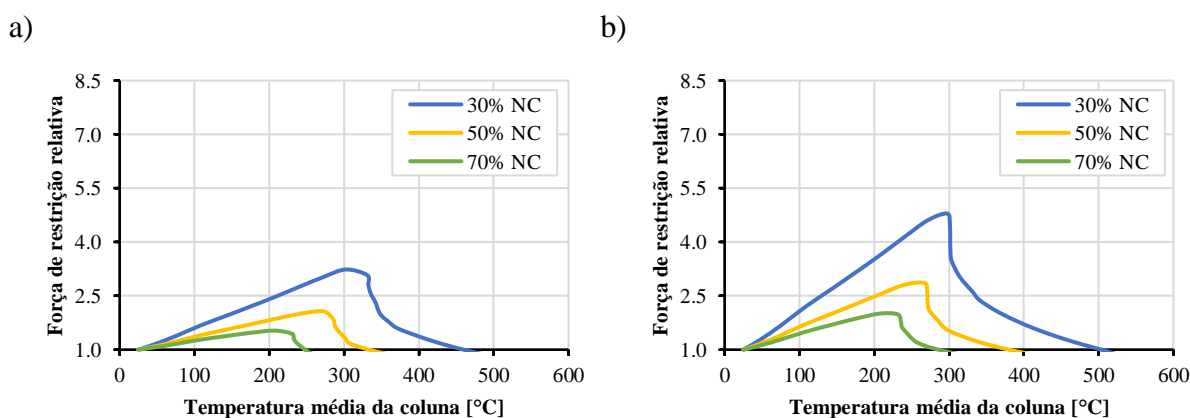


Figura A.19 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -300-70-25-2.5-2000; b) Σ -300-70-25-2.5-3000

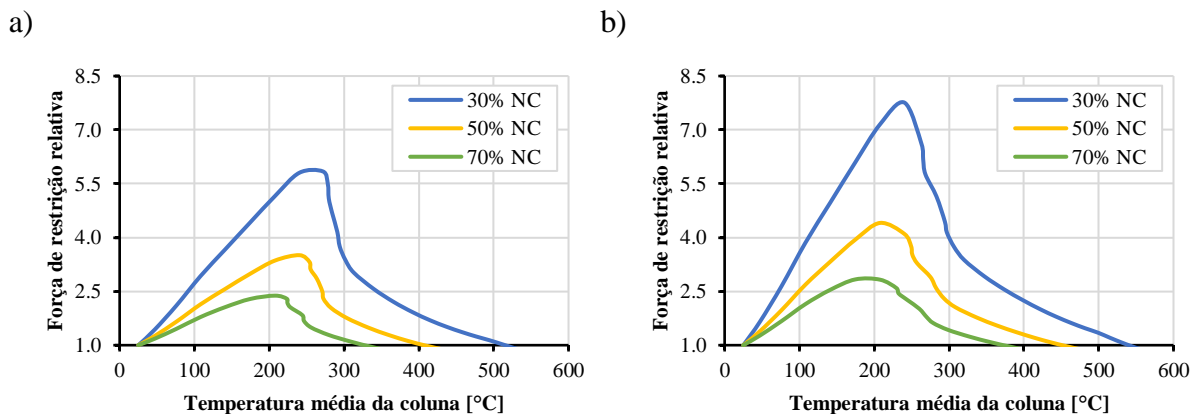


Figura A.20 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -300-70-25-2.5-4000; b) Σ -300-70-25-2.5-5000

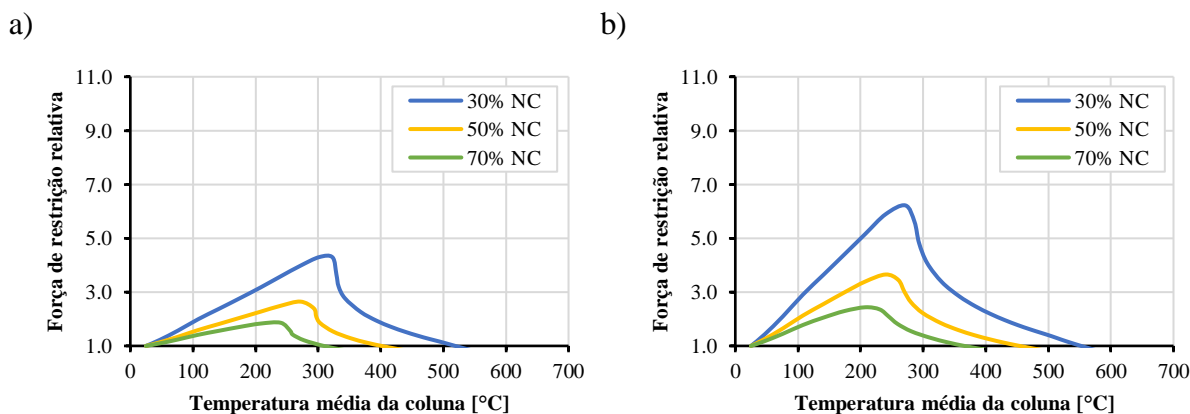


Figura A.21 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-55-15-2.5-2000; b) Σ -255-55-15-2.5-3000

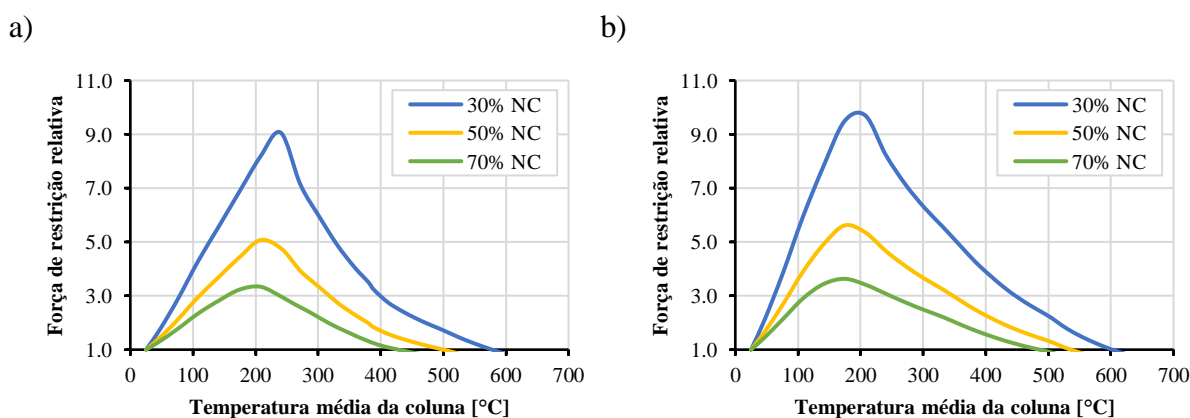


Figura A.22 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) Σ -255-55-15-2.5-4000; b) Σ -255-55-15-2.5-5000

Anexo B – Estudo paramétrico de colunas 2Σ

B.1 Evolução do deslocamento axial de colunas 2Σ sem restrição à elongação térmica

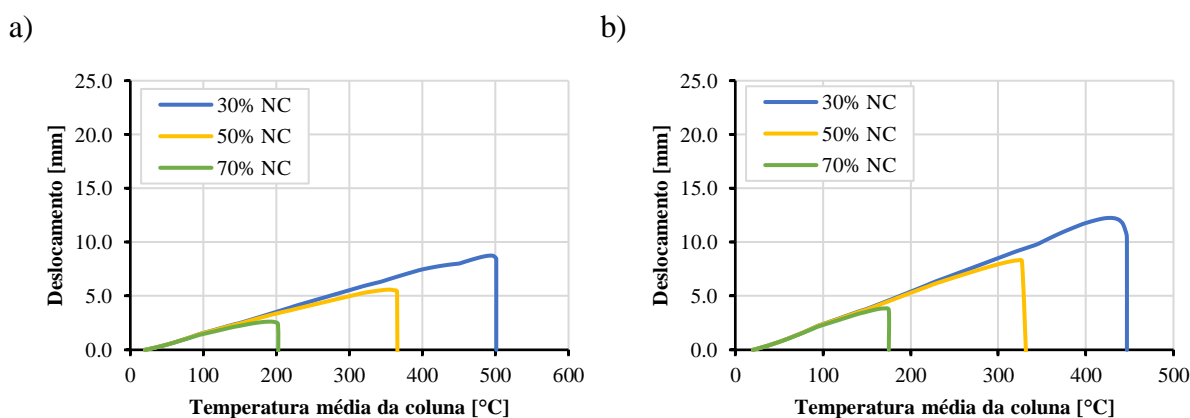


Figura B.1 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-70-25-2.5-2000; b) 2Σ-255-70-25-2.5-3000

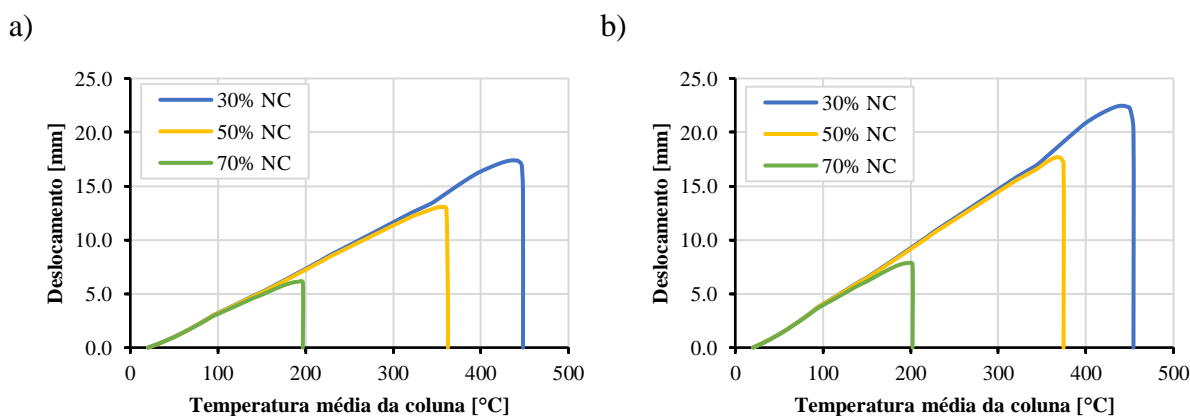


Figura B.2 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-70-25-2.5-4000; b) 2Σ-255-70-25-2.5-5000

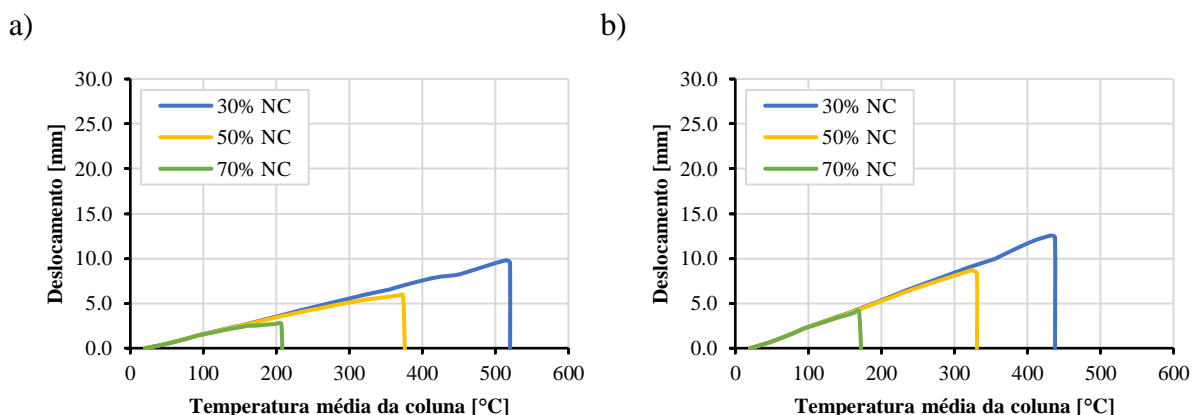


Figura B.3 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-70-25-1.5-2000; b) 2Σ-255-70-25-1.5-3000

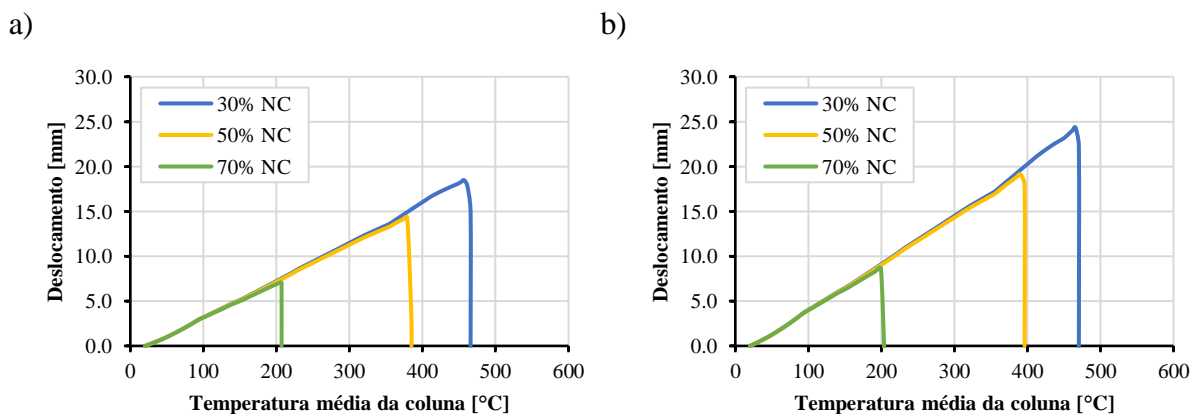


Figura B.4 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-70-25-1.5-4000; b) 2Σ-255-70-25-1.5-5000

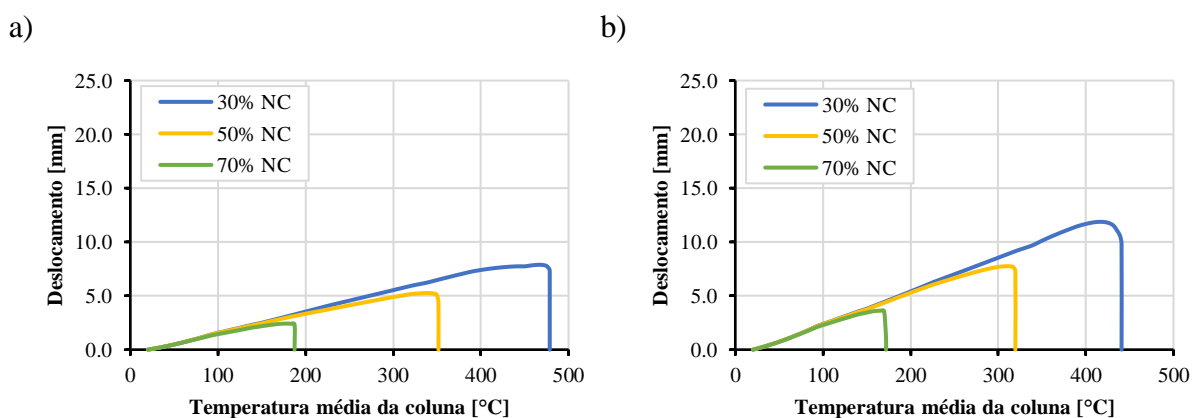


Figura B.5 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-70-25-3.5-2000; b) 2Σ-255-70-25-3.5-3000

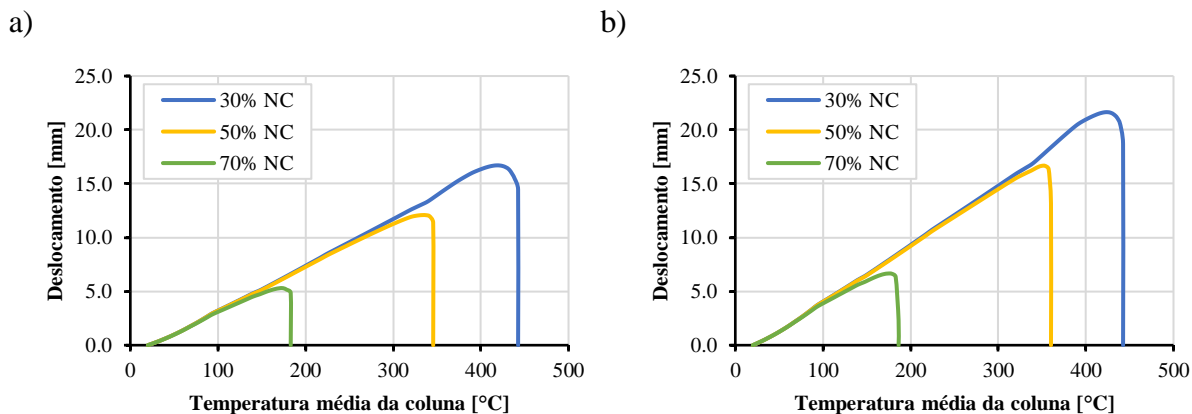


Figura B.6 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-70-25-3.5-4000; b) 2Σ-255-70-25-3.5-5000

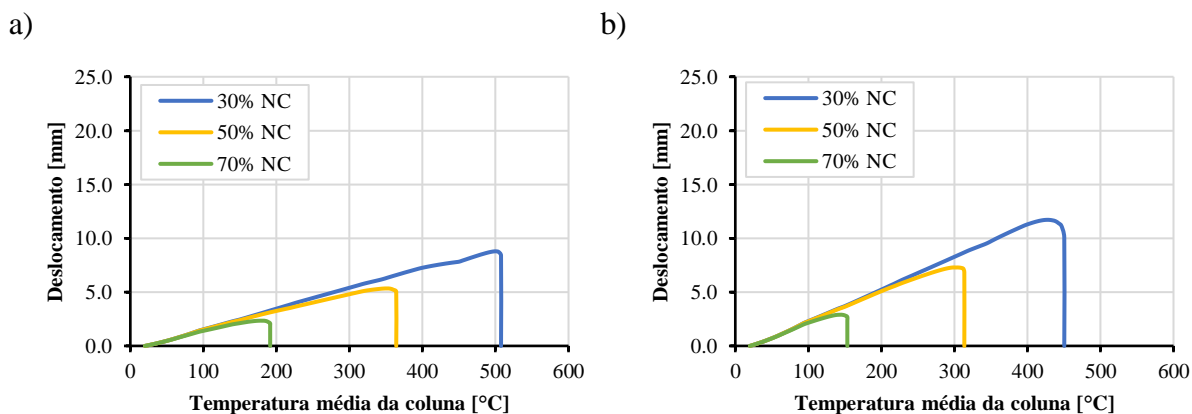


Figura B.7 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-200-70-25-2.5-2000; b) 2Σ-200-70-25-2.5-3000

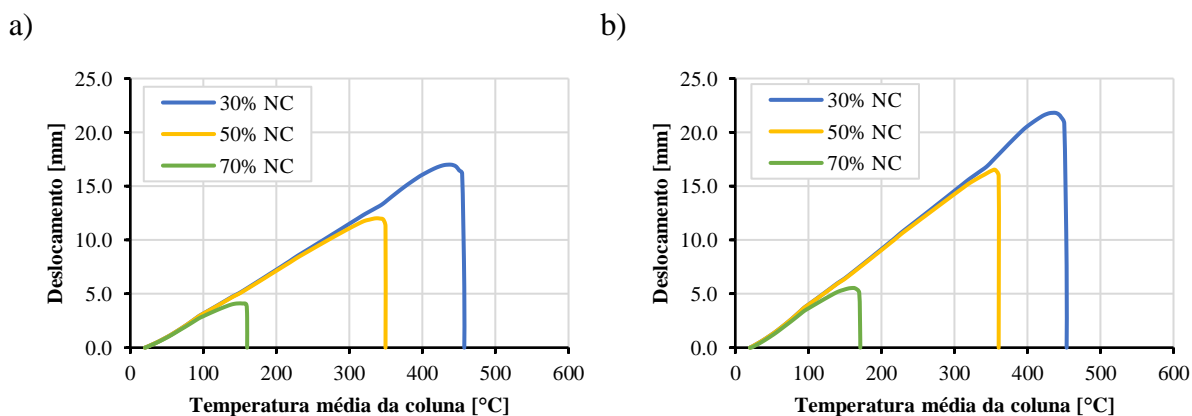


Figura B.8 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-200-70-25-2.5-4000; b) 2Σ-200-70-25-2.5-5000

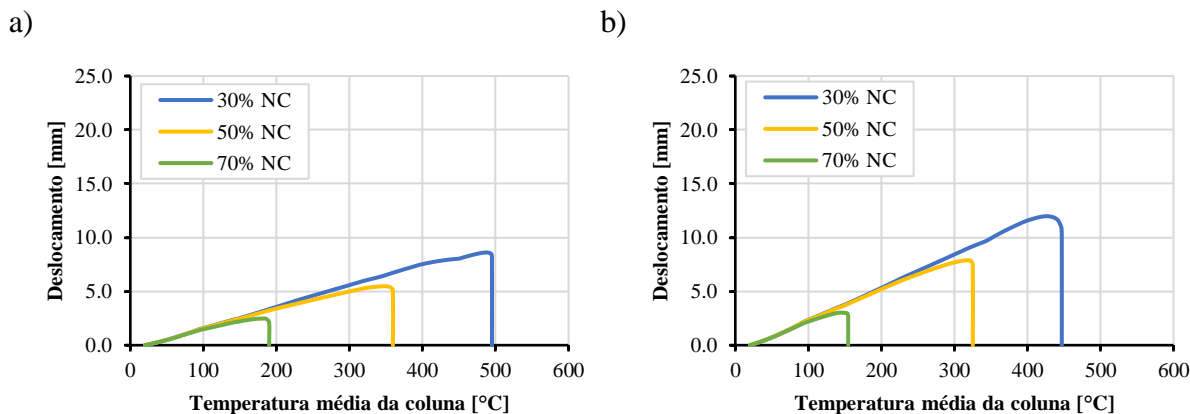


Figura B.9 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-300-70-25-2.5-2000; b) 2Σ-300-70-25-2.5-3000

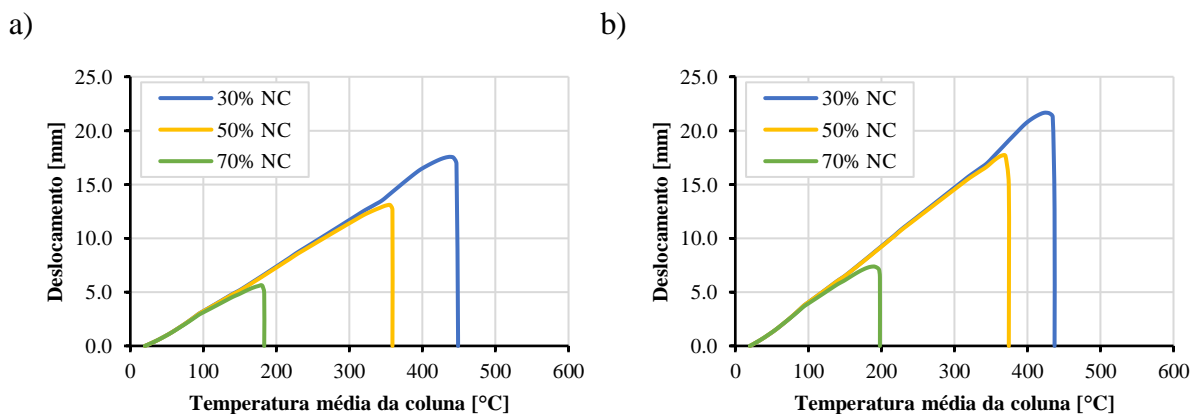


Figura B.10 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-300-70-25-2.5-4000; b) 2Σ-300-70-25-2.5-5000

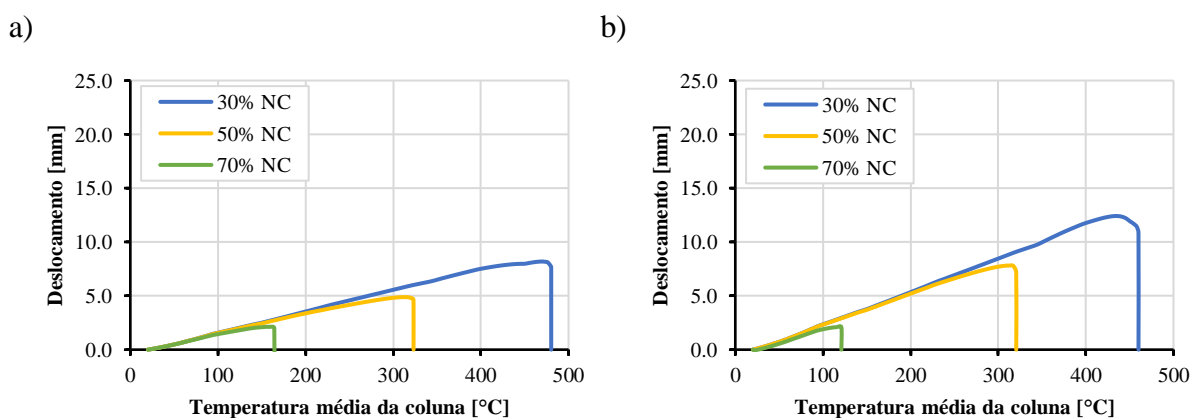


Figura B.11 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-55-15-2.5-2000; b) 2Σ-255-55-15-2.5-3000

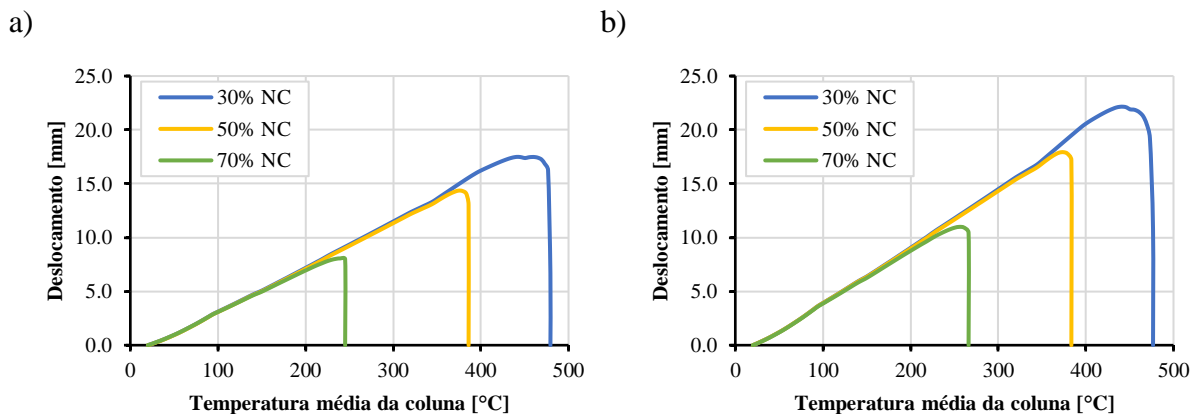


Figura B.12 – Evolução do deslocamento axial da coluna: a) 2Σ-255-55-15-2.5-4000; b) 2Σ-255-55-15-2.5-5000

B.2 Evolução das forças de restrição de colunas 2Σ com restrição à elongação térmica

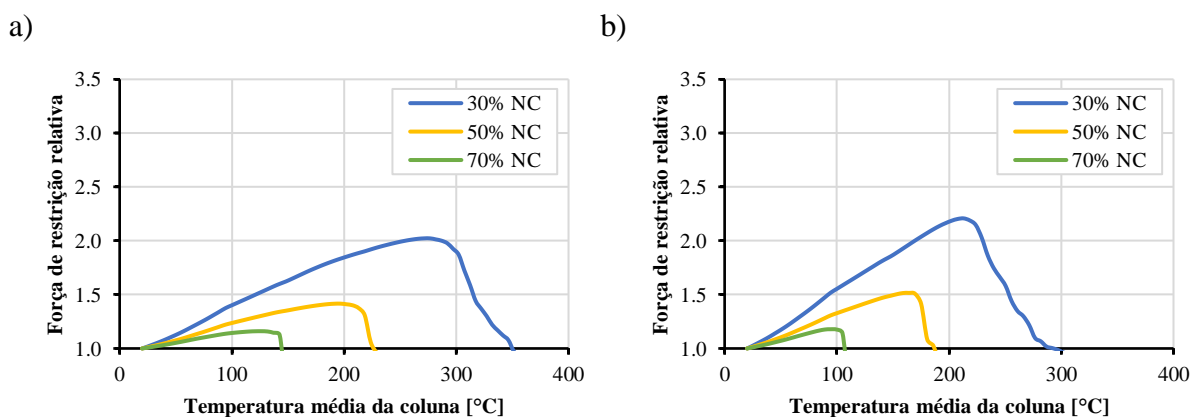


Figura B.13 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-2.5-2000; b) 2Σ-255-70-25-2.5-3000

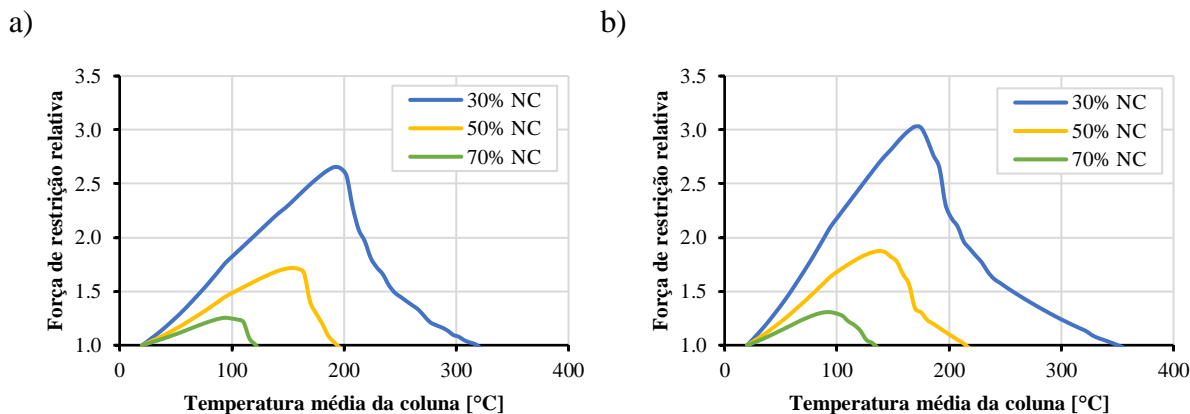


Figura B.14 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-2.5-4000; b) 2Σ-255-70-25-2.5-5000

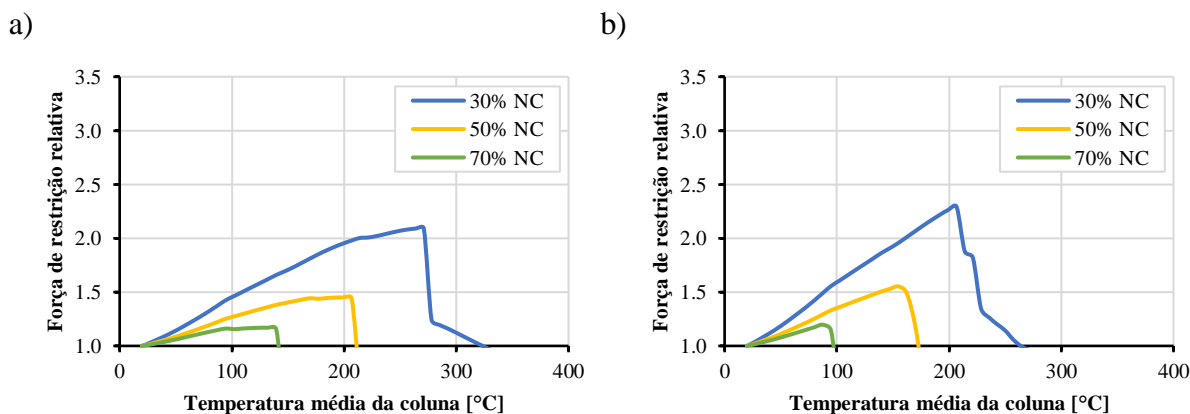


Figura B.15 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-1.5-2000; b) 2Σ-255-70-25-1.5-3000

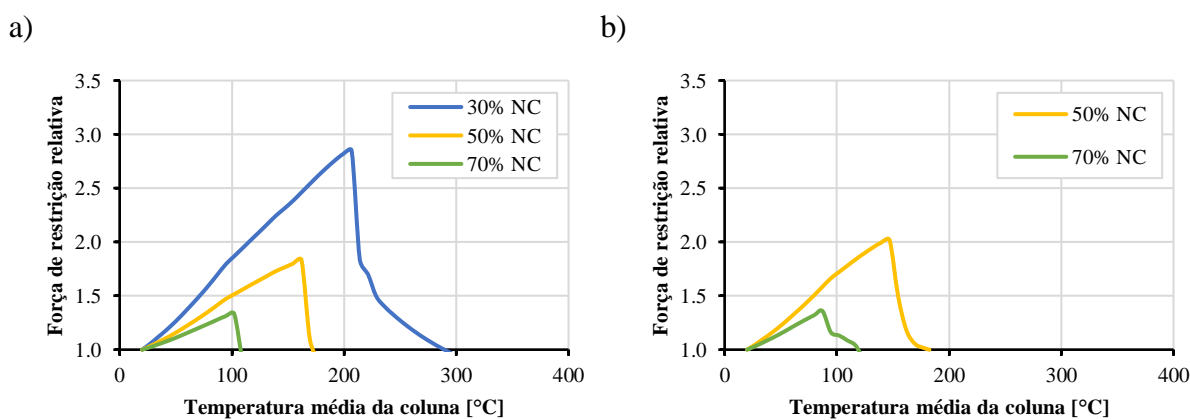


Figura B.16 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-1.5-4000; b) 2Σ-255-70-25-1.5-5000

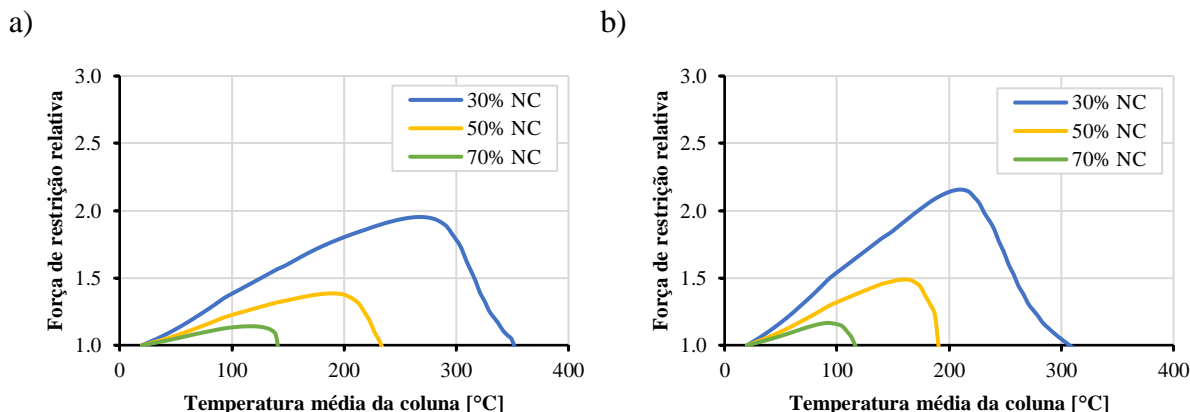


Figura B.17 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-3.5-2000; b) 2Σ-255-70-25-3.5-3000

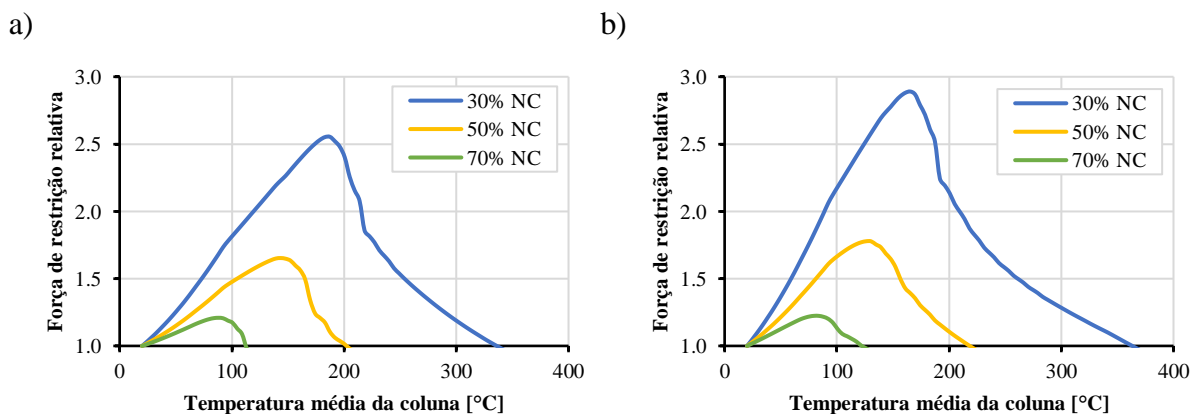


Figura B.18 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-70-25-3.5-4000; b) 2Σ-255-70-25-3.5-5000

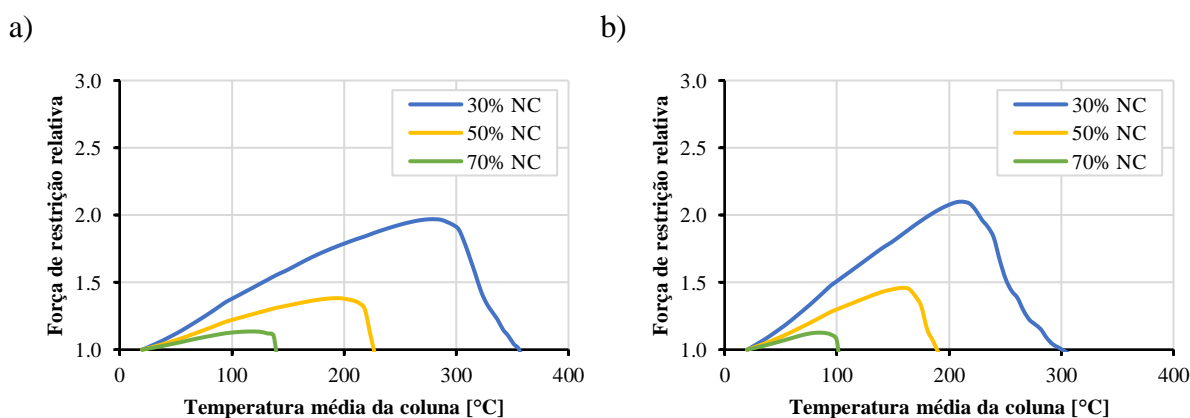


Figura B.19 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-200-70-25-2.5-2000; b) 2Σ-200-70-25-2.5-3000

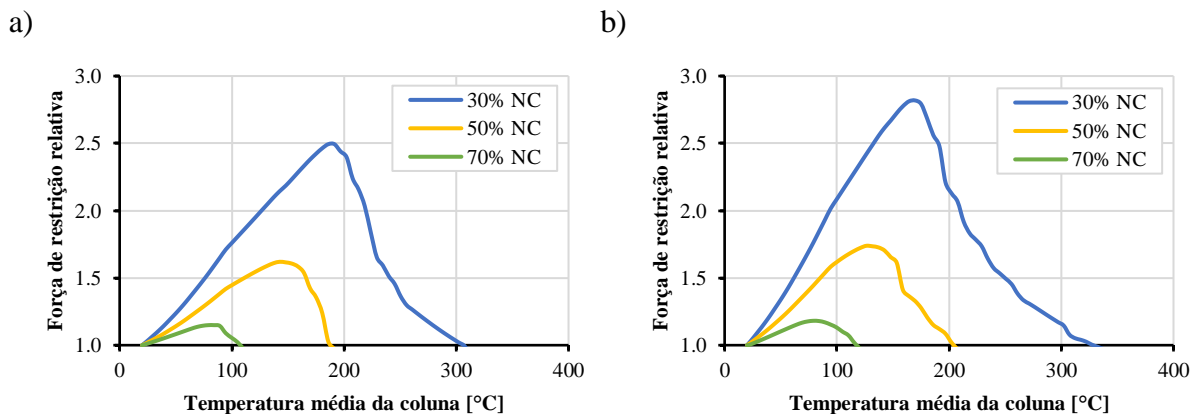


Figura B.20 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-200-70-25-2.5-4000; b) 2Σ-200-70-25-2.5-5000

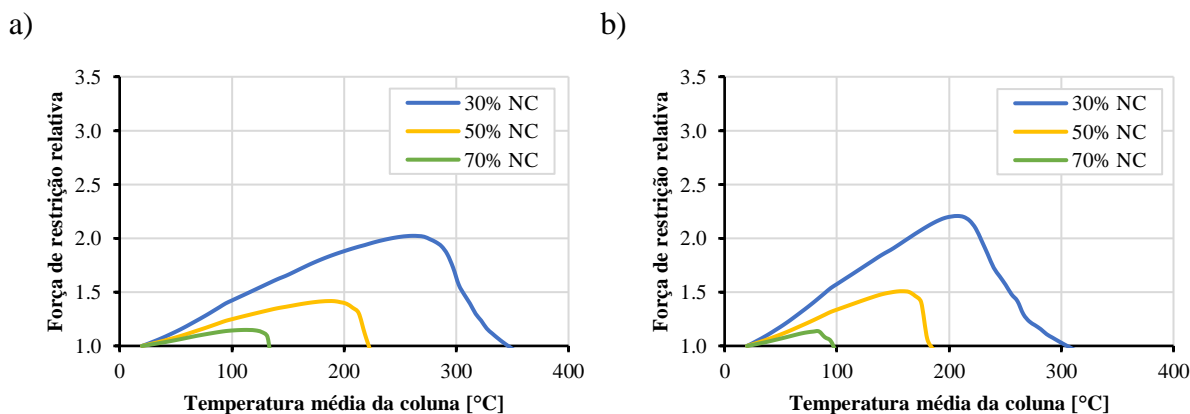


Figura B.21 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-300-70-25-2.5-2000; b) 2Σ-300-70-25-2.5-3000

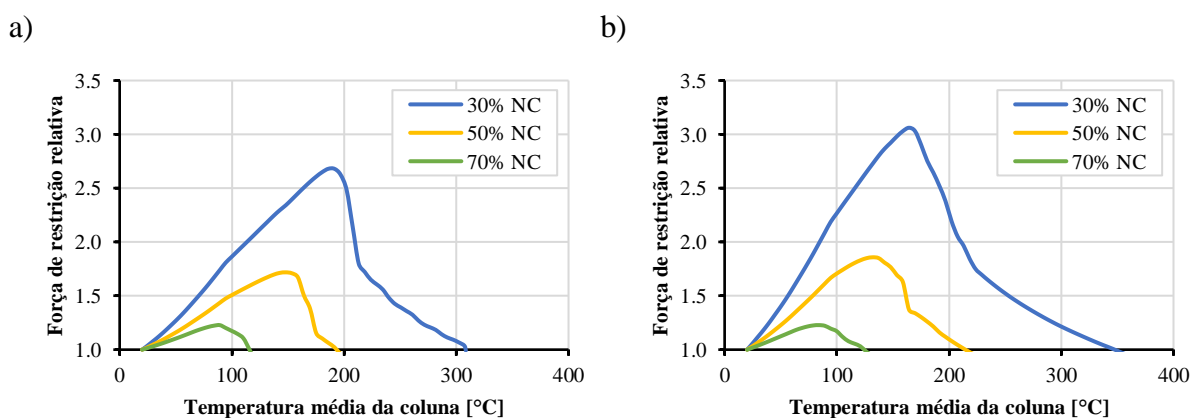


Figura B.22 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-300-70-25-2.5-4000; b) 2Σ-300-70-25-2.5-5000

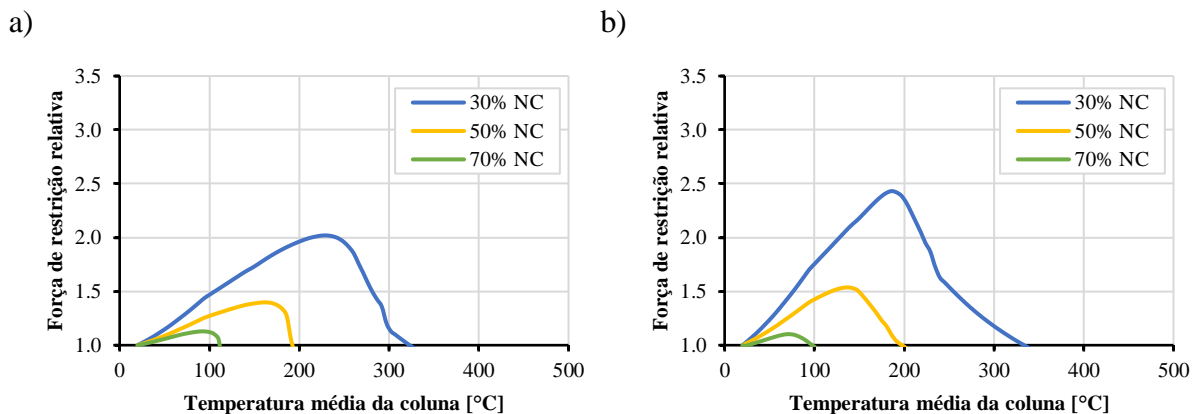


Figura B.23 - Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-55-15-2.5-2000; b) 2Σ-255-55-15-2.5-3000

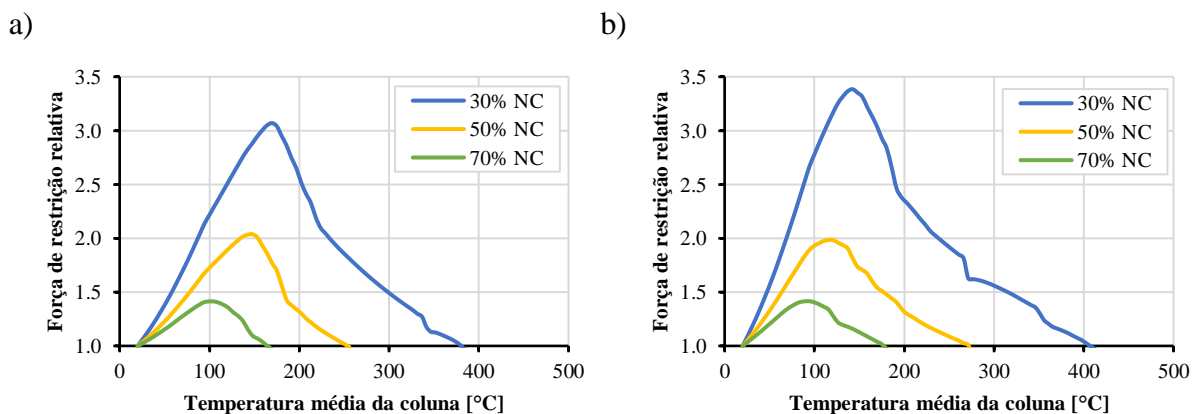


Figura B.24 – Evolução das forças de restrição da coluna: a) 2Σ-255-55-15-2.5-4000; b) 2Σ-255-55-15-2.5-5000

Anexo C – Temperaturas críticas de colunas Σ

Quadro C.1 – Temperaturas críticas [°C] para 30% do nível de carregamento, sem restrição à elongação térmica

30% NC e 0 $k_{a,c}$				
Coluna	2000	3000	4000	5000
Σ -255-70-25-2.5	650.63	663.53	712.54	717.83
Σ -255-70-25-1.5	656.69	670.23	697.88	720.37
Σ -255-70-25-3.5	632.37	685.86	724.00	738.72
Σ -200-70-25-2.5	642.66	694.33	715.63	734.40
Σ -300-70-25-2.5	645.18	680.54	694.94	727.94
Σ -255-55-15-2.5	676.23	698.14	765.64	777.62

Quadro C.2 – Temperaturas críticas [°C] para 50% do nível de carregamento, sem restrição à elongação térmica

50% NC e 0 $k_{a,c}$				
Coluna	2000	3000	4000	5000
Σ -255-70-25-2.5	567.40	551.67	655.42	658.65
Σ -255-70-25-1.5	573.77	596.97	648.87	660.56
Σ -255-70-25-3.5	536.41	620.70	659.00	667.94
Σ -200-70-25-2.5	557.62	636.70	656.26	666.22
Σ -300-70-25-2.5	557.52	615.49	639.13	662.40
Σ -255-55-15-2.5	604.64	644.61	676.77	680.79

Quadro C.3 – Temperaturas críticas [°C] para 70% do nível de carregamento, sem restrição à alongação térmica

70% NC e 0 $k_{a,c}$				
Coluna	2000	3000	4000	5000
Σ -255-70-25-2.5	471.16	521.31	587.88	598.45
Σ -255-70-25-1.5	476.24	487.06	580.14	603.58
Σ -255-70-25-3.5	410.33	538.25	589.71	607.18
Σ -200-70-25-2.5	458.61	567.82	590.24	607.08
Σ -300-70-25-2.5	451.65	531.22	565.04	598.24
Σ -255-55-15-2.5	522.44	572.64	625.26	633.25

Quadro C.4 – Temperaturas críticas [°C] para 30% do nível de carregamento, com restrição à alongação térmica

30% NC e 0.2 $k_{a,c}$				
Coluna	2000	3000	4000	5000
Σ -255-70-25-2.5	469.44	503.18	526.87	553.59
Σ -255-70-25-1.5	515.21	485.59	539.88	582.68
Σ -255-70-25-3.5	484.80	514.90	546.11	566.16
Σ -200-70-25-2.5	469.17	513.44	542.22	565.13
Σ -300-70-25-2.5	461.44	508.49	525.52	543.58
Σ -255-55-15-2.5	526.49	561.07	585.72	603.60

Quadro C.5 – Temperaturas críticas [°C] para 70% do nível de carregamento, com restrição à alongação térmica

70% NC e 0.2 $k_{a,c}$				
Coluna	2000	3000	4000	5000
Σ -255-70-25-2.5	257.70	324.91	364.35	383.92
Σ -255-70-25-1.5	240.83	225.45	329.17	367.85
Σ -255-70-25-3.5	267.67	348.51	392.68	432.71
Σ -200-70-25-2.5	243.94	294.73	352.74	382.60
Σ -300-70-25-2.5	251.54	304.04	337.68	381.10
Σ -255-55-15-2.5	335.99	391.43	442.09	488.71

Anexo D – Temperaturas críticas de colunas 2Σ

Quadro D.1 – Temperaturas críticas [°C] para 30% do nível de carregamento, sem restrição à alongação térmica

30% NC e 0 $k_{a,c}$				
Coluna	2000	3000	4000	5000
2Σ-255-70-25-2.5	501.08	446.85	448.03	454.32
2Σ-255-70-25-1.5	519.98	437.76	465.88	470.42
2Σ-255-70-25-3.5	478.57	440.73	442.45	442.45
2Σ-200-70-25-2.5	507.59	450.44	457.29	453.66
2Σ-300-70-25-2.5	495.14	447.03	448.74	437.16
2Σ-255-55-15-2.5	480.23	460.06	479.32	476.66

Quadro D.2 – Temperaturas críticas [°C] para 70% do nível de carregamento, sem restrição à alongação térmica

70% NC e 0 $k_{a,c}$				
Coluna	2000	3000	4000	5000
2Σ-255-70-25-2.5	202.35	175.13	196.82	202.23
2Σ-255-70-25-1.5	208.28	173.93	207.08	203.86
2Σ-255-70-25-3.5	187.40	172.01	183.00	186.32
2Σ-200-70-25-2.5	191.48	153.42	159.94	171.11
2Σ-300-70-25-2.5	190.07	154.52	183.33	198.01
2Σ-255-55-15-2.5	164.45	121.02	245.10	266.17

Quadro D.3 – Temperaturas críticas [°C] para 30% do nível de carregamento, com restrição à elongação térmica

30% NC e 0.2 k_{a,c}				
Coluna	2000	3000	4000	5000
2Σ-255-70-25-2.5	351.19	297.16	322.15	355.97
2Σ-255-70-25-1.5	324.49	271.04	291.65	–
2Σ-255-70-25-3.5	353.55	308.71	337.48	365.37
2Σ-200-70-25-2.5	360.60	302.19	312.23	331.96
2Σ-300-70-25-2.5	351.19	307.21	308.50	351.19
2Σ-255-55-15-2.5	327.06	336.86	383.47	409.80

Quadro D.4 – Temperaturas críticas [°C] para 70% do nível de carregamento, com restrição à elongação térmica

70% NC e 0.2 k_{a,c}				
Coluna	2000	3000	4000	5000
2Σ-255-70-25-2.5	147.98	110.33	126.37	137.17
2Σ-255-70-25-1.5	147.01	102.07	109.49	124.44
2Σ-255-70-25-3.5	143.53	117.58	113.33	126.20
2Σ-200-70-25-2.5	142.58	104.99	110.33	121.02
2Σ-300-70-25-2.5	137.17	99.75	121.02	126.37
2Σ-255-55-15-2.5	115.68	99.75	169.70	180.56