



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

Análise Estrutural de Elementos Comprimidos Enformados a Frio de Aço à Temperatura Ambiente e ao Fogo

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

Autor

Duarte Nuno Ferreira de Oliveira

Orientadores

Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues

Doutor Hélder David da Silva Craveiro

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

Coimbra, Julho, 2016

RESUMO

Os elementos de aço enformados a frio são produzidos pela manipulação mecânica de chapa de aço, à temperatura ambiente. Por norma estas peças apresentam espessuras muito reduzidas, entre 0,5 e 6 milímetros, sendo frequentemente utilizadas na indústria da construção para variadíssimas aplicações, tanto estruturais como não estruturais.

Na regulamentação em vigor sobre a verificação da resistência ao fogo de elementos estruturais de aço, mais especificamente na NP EN 1993-1-2:2010, ainda não foram desenvolvidas metodologias específicas que se adequem às especificidades dos elementos estruturais de aço enformado a frio, pois a norma torna os fatores de redução aplicáveis quer a elementos de aço laminado a quente como a elementos de aço enformado a frio, sendo limitada a temperatura crítica aos 350°C.

Nesta dissertação pretendeu-se avaliar o comportamento de colunas axialmente restringidas de secção simples de aço enformado a frio, em situação de incêndio. Para tal com o auxílio de um *software* do método de elementos finitos o Abaqus e utilizando modelos numéricos que foram calibrados com base em ensaios experimentais realizados na Universidade de Coimbra, foi desenvolvido um estudo paramétrico, para a avaliação da influência de diversos parâmetros no comportamento de colunas construídas com perfis de aço enformado a frio, nomeadamente esbelteza, dimensões, condições de fronteira, nível de carregamento e nível de restrição axial.

A investigação feita no âmbito desta dissertação permitiu concluir que os parâmetros variados provocaram efeito na temperatura crítica das colunas, indicando que a limitação da temperatura crítica aos 350°C foi conservativa para a maioria dos casos em que os níveis de restrição e carregamento são baixos e insegura para níveis altos.

No futuro com o trabalho apresentado poder-se-á desenvolver um modelo de previsão, bem como uma proposta de alteração referente aos métodos dispostos na NP EN 1993-1-2:2010 acerca da influência de cada um dos parâmetros.

PALAVRAS-CHAVE

coluna, aço enformado a frio, restrição axial, numérico, paramétrico, resistência ao fogo

ABSTRACT

The cold formed steel members are the result of the mechanical manipulation of the steel plates at room temperature. Typically these parts are presented with a very small thickness 0.5 to 6 mm, this elements are used in the construction industry for a range of applications both structural and non-structural.

The present regulations on the verification of the fire resistance of steel members, specifically in NP EN 1993-1-2:2010 have not yet developed a specific standard that meets the needs of the structural cold formed steel members, so as it stands the regulations are the same for cold formed steel members and hot rolled steel members, being that the temperature limit is 350°C.

This thesis aimed to evaluate the behaviour of axially restrained cold formed steel columns with single open cross-sections in a fire situation. With the aid of a finite element software Abaqus, a numerical model was used and calibrated on the basis of experimental tests conducted at University of Coimbra. Based on a finite element model a parametric study was developed to assess the influence of various parameters on the behaviour of columns built with cold formed steel in particular slenderness, dimensions, boundary conditions, load level and axial restraining level.

All the research done during this thesis concludes that the various parameters caused an effect on the critical temperature of the columns indicating that the limiting of the temperature to 350°C was conservative for majority of cases in wich the restrictions levels and loading are low and insecure to high levels.

In the future with the research developed will be able to create a predictive model as well as an amendment to the methods present in NP EN 1993-1-2:2010 about the influence of each parameter.

KEYWORDS

columns, cold formed steel, axial restraining, numerical, parametric, fire resistance

ÍNDICE

RESUMO	i
ABSTRACT	ii
ÍNDICE.....	iii
SIMBOLOGIA	v
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Introdução	1
1.2 Objetivos e motivações	2
1.3 Organização da dissertação	3
2 ESTADO DA ARTE	4
2.1 Processo de fabrico	4
2.1.1 Tipos de secções existentes.....	5
2.2 Comportamento estrutural à compressão	6
2.3 Importância da segurança contra incêndios	7
2.4 Imperfeições	8
2.4.1 Imperfeições geométricas	9
2.4.2 Imperfeições do material.....	10
2.5 Propriedades mecânicas do aço enformado a frio	11
2.5.1 Temperatura ambiente.....	11
2.5.2 Sujeito à ação do fogo	13
2.6 Propriedades térmicas do aço	17
2.7 Comportamento estrutural das colunas à compressão.....	19
2.8 Métodos de análise e dimensionamento	24
2.8.1 Temperatura ambiente.....	24
2.8.1.1 Método da largura efetiva (EWM).....	24
2.8.1.2 Método da resistência direta (DSM)	26
2.8.1.3 Método dos elementos finitos (MEF)	28
2.8.1.4 Método das faixas finitas (MFF).....	28
2.8.1.5 Dimensionamento pela norma europeia EN 1993-1-3:2006.....	29
2.8.2 A ação do fogo	32
3. ANÁLISE NUMÉRICA DE COLUNAS AXIALMENTE RESTRINGIDAS	34
3.1 Introdução.....	34
3.2 Ensaios experimentais utilizados na criação dos modelos numéricos.....	34
3.3 Software Abaqus 6.14	35
3.4 Análise Térmica.....	35
3.4.1 Validação do modelo numérico	36

3.4.2 Ação Térmica para o modelo mecânico.....	38
3.5 Análise mecânica.....	39
3.5.1 Malha dos Elementos Finitos.....	40
3.5.2 Construção do modelo mecânico.....	42
3.5.3 Validação do modelo mecânico.....	43
3.6 Estudo paramétrico.....	44
3.7 Apresentação e discussão dos resultados.....	46
3.7.1 Imperfeições Geométricas.....	47
3.7.2 Altura da secção.....	48
3.7.3 Altura da coluna.....	48
3.7.3 Espessura da chapa.....	51
3.7.4 Condição de apoio.....	51
3.7.5 Nível de carregamento.....	52
3.7.6 Nível de restrição axial.....	54
4 Conclusões.....	57
4.1 Trabalhos Futuros.....	58
Apêndice A: Cálculo da capacidade de carga das colunas.....	A-1
Apêndice B: Resultados do estudo paramétrico.....	B-1

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

A_{eff} – área efetiva

A_g - área da secção bruta

C_a – calor específico

E – módulo de Young

G - módulo de cisalhamento

K - rigidez da mola por unidade de comprimento

$K_{a,c}$ - rigidez axial da coluna

$K_{a,e}$ - rigidez axial da envolvente

$K_{E,\theta}$ - fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θ_a .

$K_{y,\theta}$ - fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura θ_a no instante t

K_θ – fator de redução

K_σ – coeficiente de encurvadura de placa

L – comprimento da coluna

L_e - comprimento de encurvadura

M_{el} – valor de cálculo do momento fletor resistente elástico

M_{pl} – valor de cálculo do momento fletor resistente plástico

$N_{b,Rd}$ - valor de cálculo da resistência de encurvadura do elemento comprimido

$N_{b,Rd*}$ - valor de cálculo da resistência de encurvadura do elemento comprimido corrigido pela interação de esforço normal com flexão

$N_{b,fi,t,R}$ - valor de cálculo da resistência à encurvadura no instante t de um elemento comprimido

N_{cr} – valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástico

$N_{cr,F}$ - carga crítica de encurvadura flexão

$N_{cr,T}$ - carga crítica de encurvadura torção

$N_{cr,TF}$ - carga crítica de encurvadura torção-Flexão

N_{el} – valor de cálculo de esforço normal elástico

N_{pl} – valor de cálculo do esforço normal resistente plástico

N_u – valor último de esforço normal

P_0 - carga de serviço, carga inicial

P - força de restrição

P_{crd} – carga elástica de encurvadura distorcional

P_{cre} – carga elástica de encurvadura global

P_{crl} - carga elástica de encurvadura local

P_y – carga elástica à compressão
 P_{nd} – carga crítica da interação de encurvadura distorcional e global
 P_{nl} – carga crítica da interação de encurvadura local e global
 P_{re} – carga crítica da encurvadura inelástica

Letras minúsculas latinas

b - largura do banzo
 \bar{b} - largura apropriada
 b_{eff} - largura efetiva do banzo
 b_p - largura de placa do banzo
 $b_{p,c}$ - largura do enrijecedor
 c - largura do enrijecedor
 c_{eff} - largura efetiva do enrijecedor
 c_p – largura da placa do enrijecedor
 f_y – tensão de cedência
 f_{ya} - tensão de cedência média
 f_{yb} - tensão de cedência básica
 h - largura da alma
 h_{eff} - largura eficiente da alma
 h_p - largura da placa da alma
 r_{min} - raio mínimo de giração
 t_{cor} - espessura do núcleo de aço
 t_n - espessura da placa
 t_{nom} – espessura nominal
 t_{zinc} - espessura de zinco

Letras maiúsculas gregas

Φ - fator de redução de capacidade

Letras minúsculas gregas

α - fator de imperfeição, nível de restrição axial
 γ_{nifi} – coeficiente parcial para a propriedade considera do material em situação de incêndio
 γ_{M0} - coeficiente parcial de segmento da resistência de secções
 γ_{M1} - coeficiente parcial de segmento da resistência de elementos
 ε – extensão elástica, extensões verdadeiras
 ε_{el} - extensão elástica

ε_{nom} - extensões nominais
 ε_{pl} - extensão plástica
 θ_a - temperatura do aço [°C]
 θ_{crit} - temperatura crítica de colapso [°C]
 $\bar{\lambda}$ - esbelteza normalizada
 λ_a – condutibilidade térmica
 $\bar{\lambda}_d$ - esbelteza relativa
 $\bar{\lambda}_p$ – esbelteza normalizada de placa
 $\bar{\lambda}_{p,red}$ - esbelteza normalizada de elemento reduzida
 $\bar{\lambda}_\theta$ - esbelteza normalizada para a temperatura θ_a
 ν - coeficiente de Poisson
 ρ – coeficiente de redução de placa
 σ - tensões verdadeiras
 $\sigma_{com,Ed,i}$ - valor de cálculo da tensão de compressão máxima do elemento i
 σ_{cr} – tensão crítica de instabilidade
 σ_{creff} – tensão crítica da placa fictícia de largura efetiva
 $\sigma_{cr,s}$ - tensão elástica crítica para os enrijecedores
 σ_{max} – tensão máxima
 σ_{nom} - tensões nominais
 φ_θ - valor para determinar o coeficiente de redução à temperatura θ
 χ - coeficiente de redução de capacidade de encurvadura relevante
 χ_d - coeficiente de redução de encurvadura distorcional
 χ_{difi} – parâmetro de resistência ou deformação ao fogo
 χ_{fi} - coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio
 χ_k - parâmetro de resistência ou deformação a temperatura de referência de 20° C
 ψ - razão de tensões na placa

1 INTRODUÇÃO

1.1 Introdução

Os elementos de aço enformado a frio são produzidos a partir da manipulação mecânica de chapas planas de pequena espessura, sendo todo o processo feito à temperatura ambiente. Este produto é utilizado em diversas indústrias, desde a indústria aeronáutica, automóvel, naval, em equipamento de escritório, informática e até na agricultura. O uso destas peças, tendo como finalidade a aplicação na construção, foi inicialmente explorado nos Estados Unidos da América e no Reino Unido no final do século XIX sendo que apenas a partir do ano de 1940 foram utilizados numa maior escala.

Em 1946 foram publicadas as primeiras disposições regulamentares relativas aos elementos produzidos pela técnica de enformagem a frio, publicação feita pela AISI (American Iron and Steel Institute), fruto do trabalho de investigação do Prof. George Winter na Universidade de Cornell, o chamado avô do dimensionamento dos elementos enformados a frio de aço. Foi a partir dessa primeira norma que se tem continuamente indagado pelo aperfeiçoamento contínuo sobre esta temática.

Dentro da indústria da construção este material é utilizado em diversas aplicações não estruturais que vão desde dispositivos elétricos, caixas de equipamentos, placas para envolvente do edifício, divisórias interiores ou exteriores, entre outras. Tem-se cada vez mais, visto o potencial deste produto para compor elementos estruturais, quer sejam elementos secundários, como as madres, quer para elementos estruturais principais, colunas ou vigas. Provavelmente a aplicação mais conhecida seja a de chapa colaborante nas lajes mistas que foi muito popular nos últimos anos.

O uso deste tipo de material tem inúmeras vantagens, como por exemplo:

- Elementos com reduzido peso que permitem fácil manuseamento;
- Rápida velocidade de montagem;
- Pré-fabricação que ronda quase os 100%;
- Existência de perfis ajustados ao tipo de carregamento;
- Consumo energético baixo durante o fabrico;
- Inexistência de efeitos diferidos no tempo;
- Material facilmente reciclável a 100%;
- Material não combustível;

- Ótimo rácio entre a resistência e o peso;
- Existência de válida informação normativa a nível de dimensionamento;
- Conhecimento das suas propriedades com um rigor elevado;
- Possibilidade de modificações em obra;
- Fácil acesso aos elementos o que permite a inspeção dos elementos durante a fase de utilização;
- Elevada rigidez e resistência mecânica.

Quanto às desvantagens:

- Devido ao grande coeficiente de esbelteza característico das secções existe uma forte suscetibilidade a fenómenos de instabilidade;
- Devido a uma elevada condutibilidade térmica do aço estes oferecem uma reduzida resistência ao fogo;
- Cálculo de resistência mais complexo;
- Falta de sentimento de segurança, por serem estruturas visualmente muito esbeltas, podendo correr o risco de não ter o mesmo valor comercial.

1.2 Objetivos e motivações

Todos os edifícios devem garantir a um conjunto de requisitos, para que possam garantir condições de segurança para a evacuação dos utentes, bem como garantir um certo nível de integridade do edifício. A estabilidade do edifício é condicionada pela resistência ao fogo dos elementos estruturais que o compõem, por isso o dimensionamento deve ser o mais rigoroso possível, para que se possam avaliar as reais necessidades de proteção.

Esta dissertação de mestrado teve o objetivo de estudar o efeito que a variação de certos parâmetros causa na resistência de colunas de aço enformado a frio perante um incêndio, bem como confrontar o limite de temperatura crítica aos 350°C, imposto pela regulamentação para a verificação da resistência ao fogo de elementos estruturais de aço, a NP EN 1993-1-2:2010. A análise foi feita com base em modelos numéricos previamente desenvolvidos e calibrados em trabalhos anteriormente realizados no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra (Craveiro H. D., 2016).

Os parâmetros variados foram:

- Nível de restrição axial da coluna, em percentagem da rigidez da coluna à temperatura ambiente.
- Dimensões da coluna, nomeadamente a altura da secção, a espessura e altura da coluna;

- Condições de apoio, rotulado e rígido, referente à rotação no eixo de inércia mais fraco da secção;
- Nível de carregamento, em percentagem da carga crítica regulamentar, $N_{b,Rd}^*$ calculada de acordo com as normas NP EN 1993-1-1:2010, EN 1993-1-3:2006 e NP EN 1993-1-5:2008.

1.3 Organização da dissertação

A dissertação encontra-se dividida em 4 capítulos. No capítulo 1 foi feita uma introdução do tema, apresentando algumas particularidades das peças enformadas a frio de aço, referindo posteriormente os objetivos e motivações, e a organização da dissertação.

No capítulo 2 foram apresentados os aspetos considerados relevantes de serem estudados, antes de se proceder à análise numérica. Esta fase teve também a finalidade de analisar o que já se encontra desenvolvido sobre este tema, sendo esta a fase ideal para ajustar o estudo idealizado de forma a melhorar algum aspeto do que já existe ou até mesmo tentar uma nova abordagem que ainda não foi experimentada. Por esta razão o estado da arte foi sendo ajustado continuamente ao longo de todo o processo da construção desta dissertação, sendo expostos neste capítulo, as particularidades do material, dos processos de fabrico, a importância da segurança contra incêndios, imperfeições geométricas e materiais, propriedades mecânicas e térmicas do aço galvanizado em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Uma vez que ao longo da formação não houve oportunidade de explorar o comportamento e dimensionamento de elementos estruturais com a classe transversal 4, da classificação de secções transversais presente na norma NP EN 1993-1-1:2010, nesta fase foram ainda explorados os diversos comportamentos estruturais característicos destes elementos mais esbeltos, bem como as metodologias existentes de dimensionamento.

No capítulo 3 foi feita a apresentação e análise do estudo, referindo-se os aspetos relevantes dos modelos numéricos e as opções tomadas nesta fase. Apresentou-se uma análise de sensibilidade da malha de elementos finitos para auxiliar na escolha do elemento finito mais adequado para o problema. Ainda neste capítulo fez-se a apresentação gráfica do efeito das variações tomadas no estudo, bem como a discussão e interpretação de resultados.

No capítulo 4 foram reunidas as respetivas conclusões do estudo, falando sobre possíveis futuros trabalhos a desenvolver que completem o trabalho aqui inicializado

2 ESTADO DA ARTE

Os elementos estruturais utilizados na indústria da construção metálica de aço podem ser divididos em três grandes grupos: os perfis de aço laminados a quente que são os mais comuns, os perfis de aço enformado a frio e os elementos compostos por soldadura de placas de aço. Cada grupo de elementos possui propriedades distintas que devem ser totalmente compreendidas antes de se iniciar qualquer estudo sobre cada tipo de elementos. A compreensão dos diferentes conceitos que foram expostos neste capítulo foi crucial para um melhor entendimento sobre o tema desenvolvido nesta dissertação.

2.1 Processo de fabrico

Na produção das peças de aço enformado a frio existem essencialmente duas técnicas distintas de fabrico, a laminagem a frio (Roll Forming) e a quinagem (Press Braking):

- (Roll Forming) consiste na alimentação contínua de uma folha de aço que passam numa série de cilindros opostos, para que progressivamente se deforme a folha de aço plasticamente dando a geometria pretendida.
- Quinagem (Press Braking) é uma técnica de fabrico que utiliza um equipamento mecânico que exerce pressão na folha, fazendo uma dobragem de cada vez até que esta fique com a geometria pretendida.

Os dois métodos de fabrico possuem vantagens e desvantagens que podem ser tidos em conta como fatores de decisão na escolha da técnica mais apropriada a utilizar para produzir uma série de perfis. No caso da laminagem a frio, ilustrado na figura 2.1, umas das limitações é a predefinição dos rolos da perfiladora para um caso específico de geometria de secção, sendo necessário alterar as séries dos rolos sempre que se altera a geometria da secção, este processo de troca de rolos pode ser moroso afetando a eficiência do método de produção. Contudo este é o método preferencial para a situação em que se pretende um número elevado de peças, ou quando se pretende enformar uma peça com uma secção mais complexa.

O método de quinagem, ilustrado na figura 2.2, é um processo menos industrializado e por isso só é usado para produzir secções com uma geometria simples e quando a quantidade de produção pretendida é reduzida. A dimensão do elemento é limitada pela dimensão da quinadora que ronda os oito metros.

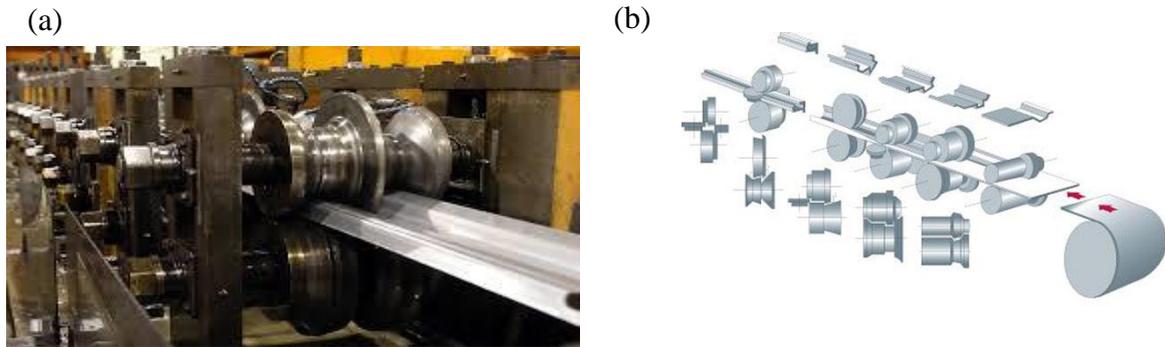


Figura 2.1 – Laminagem a frio. (a) Foto de uma perfiladora (Cmrp, 2015). (b) Esquema de rolamentos (Snop, 2015).

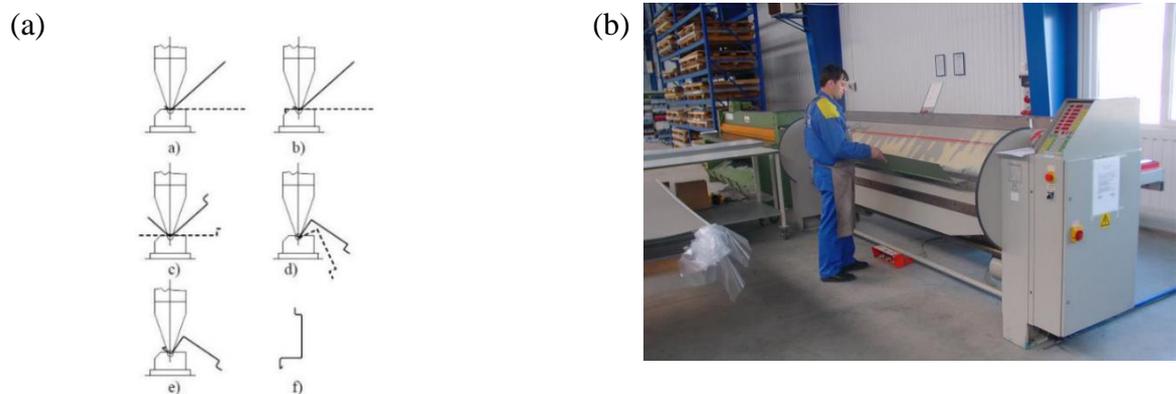


Figura 2.2 – Quinagem. (a) Esquema de fases de uma quinadora. (b) Foto de uma quinadora. (Dubina, Ungureanu, & Landolfo, 2013)

2.1.1. Tipos de secções existentes

No conjunto de secções existentes existem três tipos (Figura 2.3):

- Secções abertas simples (single open sections)
- Secções abertas compostas (open built-up sections)
- Secções fechadas compostas (closed built-up sections)

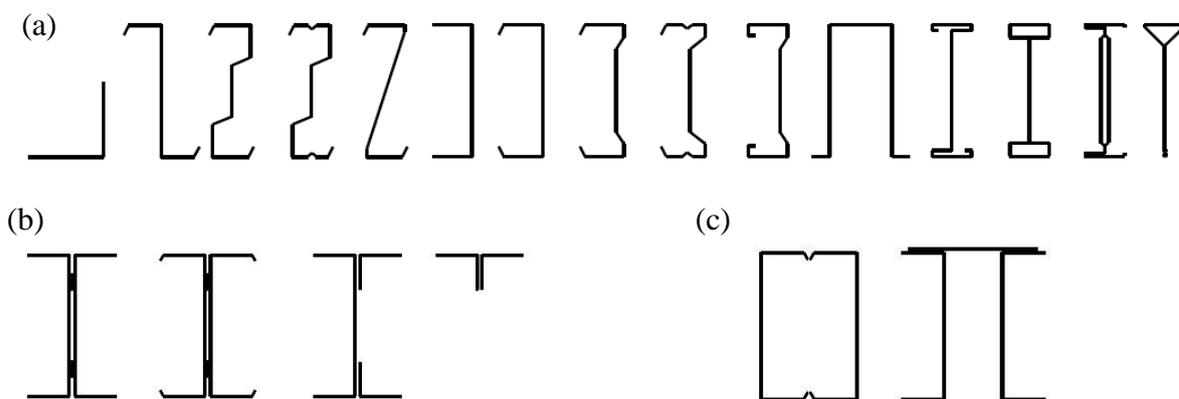


Figura 2.3 – Tipos de Secções (a) Abertas simples. (b) Abertas compostas. (c) Fechadas compostas. (Dubina, Ungureanu, & Landolfo, 2013).

2.2 Comportamento estrutural à compressão

Para uma melhor compreensão das particularidades dos elementos de aço enformado a frio, devemos primeiro entender o conceito da classificação de secções no dimensionamento de elementos estruturais de aço à compressão. A ocorrência de fenómenos de instabilidade, afetam a resistência e a capacidade de rotação dos elementos de aço, portanto o risco de ocorrerem deve ser incluído na metodologia de dimensionamento dessas peças. Para tal está previsto que as secções, segundo a cláusula 5.5.2 da NP EN 1993-1-1:2010, devem ser categorizadas em quatro classes de secção transversal, dependendo da capacidade que esse perfil tem para formar rótulas plásticas, sendo o comportamento de cada classe ilustrado na figura 2.4.

- Classe 1: São aquelas que permitem a formação de rótulas plásticas, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da resistência.
- Classe 2: São aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local.
- Classe 3: São aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido.
- Classe 4: São aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

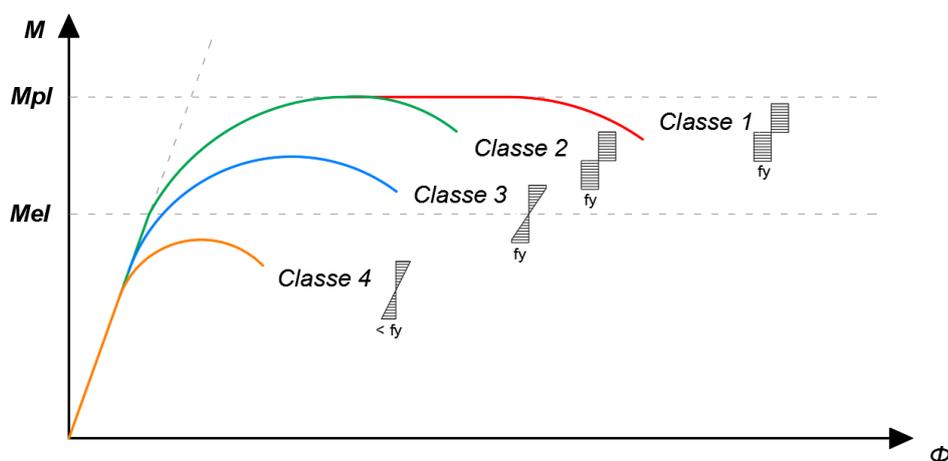


Figura 2.4 – Comportamento das diferentes classes de seções à flexão.

As seções dos elementos de aço enformado a frio possuem espessuras reduzidas, normalmente inferiores a três milímetros, portanto geralmente possuem um comportamento análogo aos da classe 3 ou 4, ou seja, têm uma forte tendência a apresentar encurvadura local quando a peça é sujeita a tensões de compressão. A análise do comportamento de elementos com seções transversais de classe 4 é mais complexa, na medida que os fenómenos de instabilidade, são altamente não lineares, o que torna a criação de uma metodologia de cálculo uma tarefa árdua sem o auxílio de um sistema computacional.

De um modo geral as peças mais esbeltas podem apresentar os seguintes modos de encurvadura:

- Global – Está relacionado com a carga crítica de Euler (Flexão ou Flexão e Torção) nas colunas e encurvadura lateral para as vigas sujeitas a carregamento transversal ao seu eixo. Por vezes este modo é chamado de modo de encurvadura de corpo rígido, porque para uma qualquer secção, esta deforma-se como um corpo rígido, sem causar distorção da secção.
- Distorcional – Este fenómeno provoca distorção das seções, sendo a deformação caracterizada pelo movimento relativo das linhas de dobra. Os comprimentos de onda das deformações causadas por este modo são intermédios comparativamente às do local e global.
- Local – Sendo este o tipo que mais ocorre, é caracterizado pelo curto comprimento de onda de cada elemento placa, ocorrido durante a deformação.

2.3. Importância da segurança contra incêndios

A ocorrência de um incêndio numa estrutura pode constituir grandes riscos para os seus utentes, bem como levar à perda significativa de bens materiais. Portanto, o risco de incêndio deve ser

considerado desde a fase inicial de conceção da estrutura, devendo esta seguir um conjunto de regras dispostas nos regulamentos existentes de cada país, no caso de Portugal o Decreto-Lei nº 224/2015 – Regime Jurídico da Segurança contra incêndios em Edifícios com as restantes portarias complementares. Este decreto-lei contém disposições regulamentares de segurança contra uma situação de incêndio em edifícios, categorizando-os segundo classes de risco, prescrevendo instruções para cada uma delas.

Os meios de segurança contra incêndio de um edifício podem ser de dois tipos, ativos ou preventivos. Os preventivos são aqueles que são destinados a evitar o aparecimento de riscos, ou possibilitar uma rápida evacuação, ou seja, não atuam diretamente no incêndio, mas favorecem a sua extinção e evitam a sua propagação, bem como contribuem para a salvaguarda de vidas humanas estas podem ser por exemplo alarmes, detetores de fumo, dimensões de escadas, portas corta-fogo, entre outros. Os meios de segurança podem também ser do tipo de proteção ativos, quando atuam com o objetivo de apagar o incêndio, como por exemplo, *splinkers*, extintores, hidrantes.

Com a procura da indústria de construção por estruturas de aço cada vez mais otimizadas impulsionou-se a investigação e o desenvolvimento sobre a avaliação da resistência de elementos constituídos por perfis de aço enformado a frio em situação de incêndio que é alvo de estudo neste trabalho. O aço não tem um bom comportamento ao fogo, pois a sua capacidade resistente diminui abruptamente com o aumento de temperatura, a grande condutibilidade térmica do material faz com que a evolução da temperatura no perfil se dê muito rapidamente, as peças de aço por norma também apresentam esbeltezas elevadas que contribui para que o tempo compreendido entre o início do fogo e o colapso do elemento seja curto.

2.4 Imperfeições

Todas as estruturas são na realidade imperfeitas, as estruturas metálicas de aço embora tenham um rigor de execução e fabrico superior as estruturas mais tradicionais, apresentam também um certo grau de imperfeição que pode ser essencialmente de dois tipos: geométrico (excentricidades nas ligações, excentricidades das cargas, empenamento local da secção, por exemplo), ou ao nível do material (tensões residuais, aumento de resistência local). Em suma uma imperfeição corresponde a um desvio do idealizado (perfeito), com a situação real (imperfeito) (Simões R. A., 2007).

As imperfeições podem ocorrer durante diversas fases que vão desde o fabrico, o armazenamento, o transporte, o manuseamento em obra e a instalação de uma determinada peça. Idealmente, os modelos numéricos para reproduzirem da melhor forma a realidade teriam que conter toda a informação acerca das imperfeições, mas a execução dessa caracterização

torna-se muito onerosa, devido ao equipamento utilizado, que se torna inviável na maioria dos casos. Esta dificuldade pode ser ultrapassada com técnicas que simulam aproximadamente as imperfeições. Neste subcapítulo, foram abordadas as imperfeições que são mais relevantes para elementos de aço enformado a frio.

2.4.1 Imperfeições geométricas

As imperfeições geométricas podem ainda ser subdivididas em 2 classes, as globais e as seccionais. As globais são aquelas que afetam a situação ideal de um determinado elemento, podendo se manifestar pela falta de verticalidade, curvatura sinusoidal da peça, isto antes da atuação de qualquer carregamento. As imperfeições seccionais afetam apenas uma pequena parte do elemento, e podem ser de diversos tipos, curvaturas, empenamentos, torção ou até mesmo ondulações nos elementos placa.

Segundo o estudo publicado pelo American Iron and Steel Institute, foram medidas as imperfeições globais de uma série de secções de elementos de aço enformado a frio com a secção C, chegando ao valor médio de $L/961$, sendo L o comprimento da coluna, valor próximo do $L/1000$ utilizado por diversos autores (Padilla-Llano, D. A. et al, 2013).

Schafer e Peköz através da análise estatística feita a medições de imperfeições geométricas seccionais em elementos de aço enformado a frio com secção C, propuseram regras aplicáveis às secções com espessuras inferiores a 3 mm. Dividiram assim as imperfeições em 2 grupos, as do tipo 1 para secções com relações largura/espessura inferiores a 200 (local) e as do tipo 2 para relações largura/espessura inferiores a 100 (distorcional). Os resultados obtidos para as imperfeições do tipo 1, como representado na figura 2.5, d_1 aproximadamente a $0.006 b$, sendo b a largura da secção ou em alternativa utilizando uma curva exponencial d_1 igual a $6te^{-2t}$, sendo t a espessura da secção. E para as imperfeições do tipo 2, d_2 aproximadamente igual à espessura t da secção (Schafer & Peköz, 1998a).

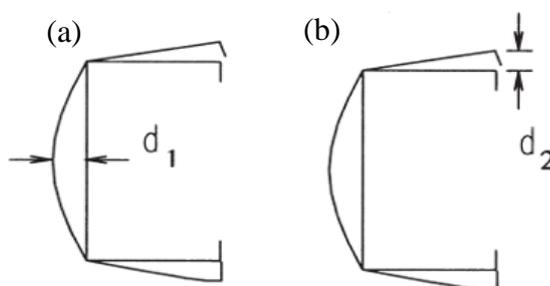


Figura 2.5 – Imperfeições geométricas seccionais. (a) Tipo 1. (b) Tipo 2. (Schafer & Peköz, 1998a).

Olli Kaitila numa análise de sensibilidade numérica das imperfeições seccionais em secções C, propôs a utilização da imperfeição inicial local $h/200$, sendo h a altura da alma da coluna (Kaitila, 2002).

2.4.2 Imperfeições do material

Durante o fabrico das peças de aço enformado a frio ocorrem imperfeições ao nível do material. As imperfeições ocorrem na fase de criação das dobras, em que se produz trabalho mecânico na peça, que levam a que se desenvolvam fenómenos de aumento de resistência por “strain hardening e strain aging” nos cantos, por outro lado a peça fica sujeita a tensões residuais, que provocam o aparecimento de esforços na peça antes que se inicie qualquer ação exterior. No entanto nem sempre é necessário penalizar a resistência do elemento, pois estes fenómenos tendem a compensar-se. Contudo o conhecimento destes factos é importante e necessário para uma compreensão mais profunda sobre as particularidades deste material.

Um estudo experimental levado a cabo por Schafer e Peköz analisou estatisticamente os resultados das imperfeições de 16 provetes de perfis produzidos por quinagem e 13 provetes produzidas por laminagem a frio, sendo os resultados apresentados no quadro 2.1 e quadro 2.2. Com análise deste estudo concluíram que as tensões residuais são a soma de dois tipos, tensões de membrana e tensões de flexão. As tensões de membrana possuem valores superiores no processo de fabrico por laminagem a frio comparativamente ao fabrico por quinagem, sendo que esta imperfeição provoca a perda direta da resistência do elemento quando solicitado por compressão. As tensões de flexão afetam a resistência referente à encurvadura local e distorcional. (Schafer & Peköz, 1998b).

Quadro 2.1 – Valores percentuais relativamente à tensão de cedência dos esforços de membrana (Schafer & Peköz, 1998b)

Elemento	Fabrico por laminagem a frio		Fabrico por quinagem	
	Média	Variância	Média	Variância
Dobra	6.8	1.1	5.2	0.4
Banzo	3.9	1.0	0.9	1.0
Enrijecedor	7.9	1.5	0.2	0.3
Alma	-1.7	1.2	0.9	0.1

Quadro 2.2 – Valores percentuais relativamente à tensão de cedência dos esforços de flexão (Schafer & Peköz, 1998b)

Elemento	Fabrico por laminagem a frio		Fabrico por quinagem	
	Média	Variância	Média	Variância
Dobra	26.8	5.0	32.7	3.3
Banzo	23.5	1.0	8.0	2.5
Enrijecedor	6.7	6.4	56.0	11.6
Alma	38.9	6.2	16.9	4.5

Com base nestes resultados os investigadores criaram dois modelos, ilustrados na figura 2.6, que reproduzem eficazmente as tensões residuais das duas secções produzidas por laminagem a frio e por quinagem.

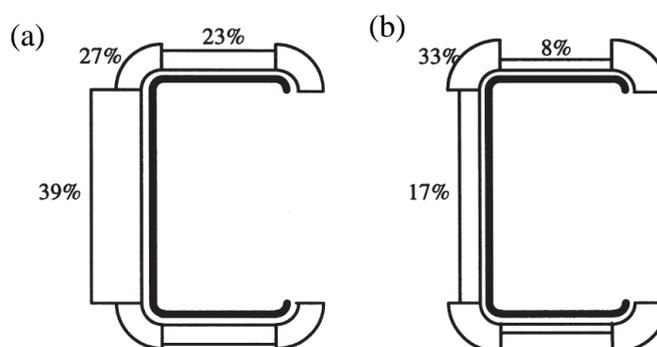


Figura 2.6 – Modelos de tensões residuais proposto. (a) Laminagem a frio. (b) Quinagem. (Schafer & Peköz, 1998b)

2.5 Propriedades mecânicas do aço enformado a frio

2.5.1 Temperatura ambiente

As propriedades mecânicas do aço utilizado na constituição de elementos enformados a frio distinguem-se das do aço utilizado na constituição de elementos laminados a quente essencialmente pelos fenómenos de “strain hardening e strain aging”, endurecimento e envelhecimento do aço, que ocorrem no material, devido ao trabalho que é necessário exercer sobre a folha para que se criem as dobras, que dão forma à secção. Com isto altera-se significativamente as propriedades mecânicas, fazendo com que a tensão de cedência e a tensão última aumentem de valor, conseqüentemente a sua capacidade de deformação, a ductilidade baixa.

Como o material dos cantos sofre um grau superior de trabalho comparativamente às partes planas, as propriedades mecânicas também variam de ponto para ponto ao longo da secção como foi ilustrado na figura 2.7. Esta é uma das razões para que os fenómenos de encurvadura e a cedência se deem sempre em primeiro lugar nas partes planas da secção, pois estas correspondem ao mínimo da tensão de cedência. A partir desse momento todo o acréscimo de carga redistribui-se localmente, espalhando-se até aos cantos (Yu & LaBoube, 2010).

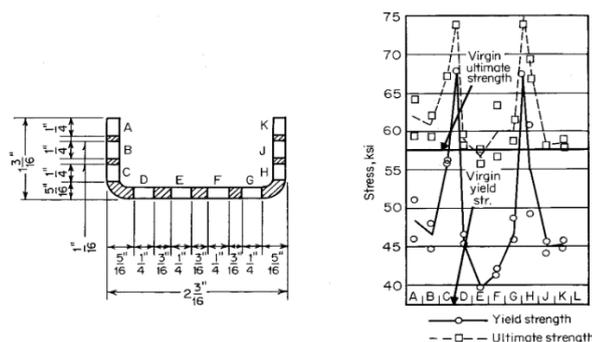


Figura 2.7 – Efeito do trabalho exercido durante a dobragem nas propriedades mecânicas de uma secção de aço enformado a frio (Winter et al. 1963 *apud* Yu & LaBoube,2010)

Na figura 2.8 foi representado um gráfico tensão-extensão que compara a curva do material virgem com a do material que sofreu o fenómeno de endurecimento. Representado pela curva A, a curva tensão-extensão do aço enquanto material virgem, comportamento que teria o aço de uma folha antes da produção por laminagem a frio ou quinagem, ou até mesmo do aço que teríamos numa peça de aço laminado a quente. A curva B representa o caminho referente a uma descarga, por exemplo situação que ocorre após a criação de uma dobra, que após ter sido atingido valores de tensão superiores à tensão plástica do material, o provete sofreu assim deformações sobre a forma de extensões plásticas, ou seja, as dimensões do provete agora, são a soma das dimensões iniciais com o valor da extensão respetiva. Durante a descarga o nível de tensão nem sempre recua até zero, como está indicado na figura 2.8, existindo quase sempre tensões residuais induzidas, devidas à plastificação do material. A curva C representa uma recarga quando esta ocorre imediatamente após a descarga, onde evolui elasticamente até ao ponto onde houve a descarga e continua a partir desse ponto o caminho da curva A. Finalmente a curva D, refere-se a uma curva tensão-extensão da recarga após o envelhecimento do aço, fenómeno químico relacionado com a disposição química da liga metálica de aço. A curva D afasta-se assim da C, pelo envelhecimento do aço que se dá ao longo do tempo, este tempo pode ser de meses ou de horas, dependendo da temperatura ao qual o elemento está exposto. Na produção destes elementos é usual acelerar-se este processo aquecendo-os durante algum tempo, uma vez que para temperaturas mais elevadas, a velocidade do processo aumenta. A

consequência destes fenómenos é traduzida num aumento da tensão de cedência e da tensão última do material, mas numa perda de ductilidade.

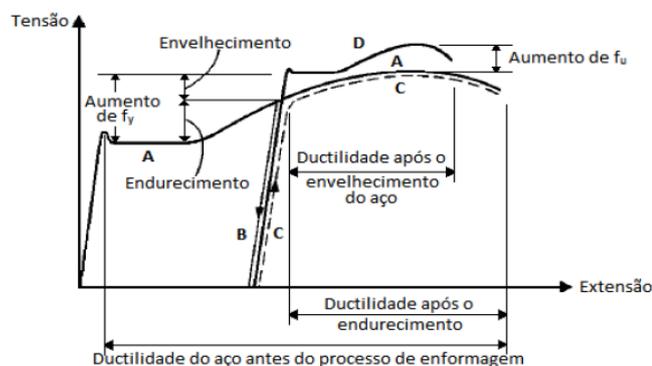


Figura 2.8 – Efeito do endurecimento e envelhecimento do aço representado no diagrama de tensão extensão (Winter et al. 1963 *apud* Yu & LaBoube,2010)

A somar a estes dois efeitos ainda se junta ao efeito de Bauschinger que vem alterar as propriedades de tensão-extensão do material, que diz que quando o aço é tracionado plasticamente, isso provoca que a tensão de cedência à compressão longitudinal do aço seja menor do que a tensão de cedência longitudinal de tração.

2.5.2 Sujeito à ação do fogo

Numa situação de incêndio as propriedades de resistência mecânica, deterioram-se com o aumento da temperatura, traduzindo-se numa perda substancial da capacidade de carga dos elementos. A norma de referência utilizada foi a NP EN 1993-1-2:2010 e esta dispõe de uma metodologia para a determinação da resistência e da deformação ao longo do tempo do aquecimento aplicável a aquecimentos da ordem de entre os 2 e os 50°C/min. Portanto o cálculo de um determinado parâmetro de resistência e deformação para uma temperatura Θ $X_{d,fi}$, é feito com base nesse valor a uma temperatura de referência de 20°C X_k , multiplicado por um fator de redução k_Θ , dividido pelo coeficiente de segurança $\gamma_{M,fi}$. A norma NP EN 1993-1-2:2010 admite que os fatores de redução para classe 4 são os mesmos, para elementos de aço laminado a quente ou elementos de aço enformado a frio. A evolução deste fator ao longo da temperatura foi ilustrada na figura 2.9.

As propriedades mecânicas do aço dos elementos enformados a frio são diferentes das dos elementos de aço laminados a quente, por isso, era expectável que os fatores de redução também sejam distintos para altas temperaturas. É isso que diversos autores têm tentado demonstrar com estudos experimentais. Sidey e Teague chegaram à conclusão que a redução da resistência do

aço dos elementos de aço enformado a frio a temperaturas elevadas é superior em 10 a 20% comparativamente ao aço laminado a quente (Sidey MP, 1988).

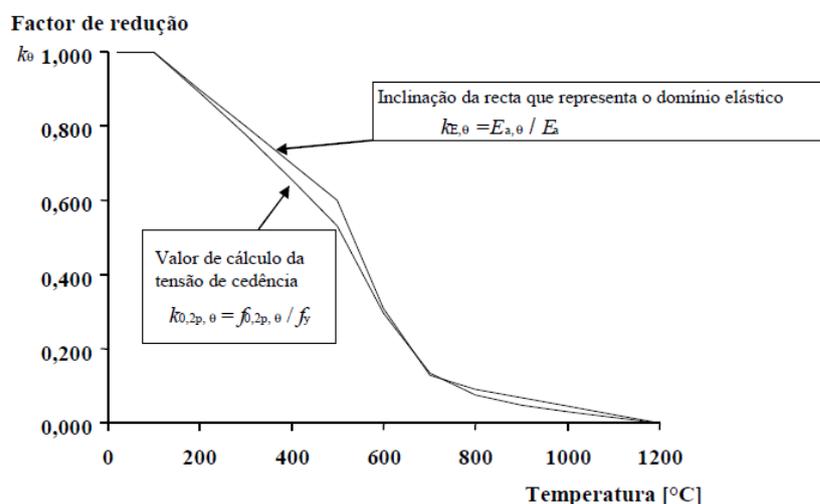


Figura 2.9 – Fatores de redução para a relação tensão-extensão do aço carbono para classes 4 enformadas a frio ou laminadas a quente a temperaturas elevadas (NP EN 1993-1-2:2010).

Na Universidade de Coimbra foi realizada uma campanha experimental para avaliação das propriedades mecânicas do aço S280 GD+Z, comparando os valores com os regulamentares presentes na norma NP EN 1993-1-2:2010. Para tal foram ensaiados à tração provetes de aço S280GD+Z com 2,5 mm de espessura fazendo variar a temperatura entre os 20 e os 800°C. O ensaio foi feito em regime estacionário, ou seja, aumentaram a temperatura do provete até à temperatura do ensaio, aplicando seguidamente a carga até à rotura. A carga foi aplicada através da imposição de deformações crescentes a uma taxa de 0,15 mm/min. Os fatores de redução para a tensão de cedência e módulo de elasticidade foram determinados através do rácio entre o valor obtido do parâmetro para altas temperaturas e o valor referente à temperatura ambiente sendo que o limite de proporcionalidade foi determinado pela relação da tensão de cedência à temperatura ambiente (Craveiro, H. D. et al, 2015).

Os resultados obtidos demonstram que as normas de dimensionamento nomeadamente a EN 1993-1-2:2005, cujas conclusões são idênticas as da versão NP EN 1993-1-2:2010, que os fatores de redução da tensão de cedência compreendidos entre os 200 e os 600°C são sobrestimados e que para temperaturas de 200 até os 300°C a norma é apenas 8% mais alta do que o valor experimental. Para a temperatura próxima dos 500°C, a diferença ronda os 30%, sendo que acima dos 600°C os valores têm uma boa concordância. Os fatores de redução do módulo de elasticidade demonstraram-se inseguros para temperaturas até aos 600°C. O limite

de proporcionalidade é conservativo para temperaturas até os 500°C. Sendo possível observar na figura 2.10 (Craveiro, H. D. et al, 2015).

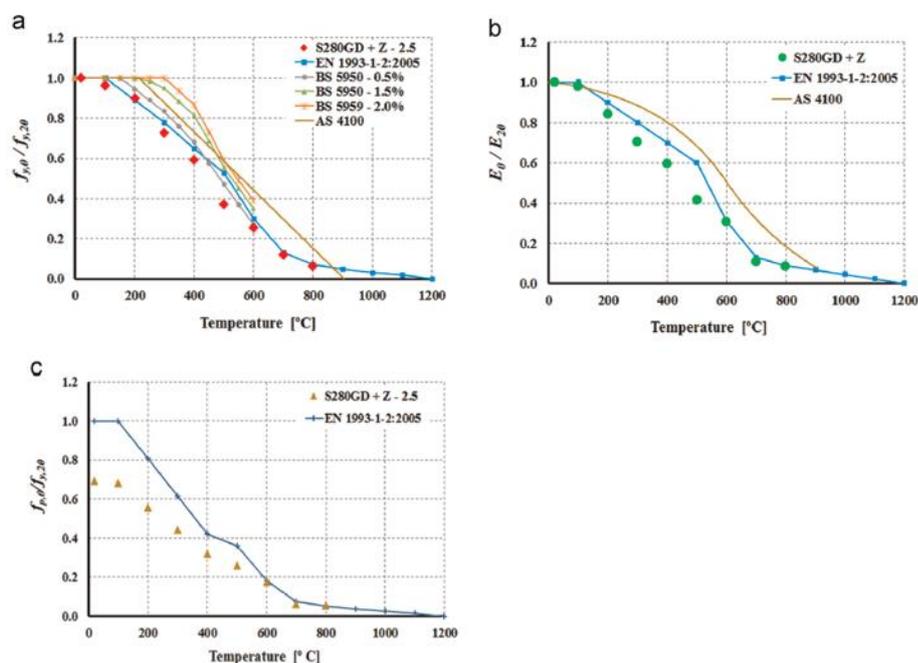


Figura 2.10 – Comparação dos fatores de redução determinados neste estudo com os regulamentares. a) Fatores de redução da tensão de cedência. b) Fatores de redução do módulo de elasticidade. c) Fatores de redução do limite de proporcionalidade. (Craveiro, H. D. et al, 2015).

Com base neste estudo foram desenvolvidas equações para caracterizar a evolução da curva tensão-extensão do material para diferentes temperaturas, ilustradas na figura 2.11.

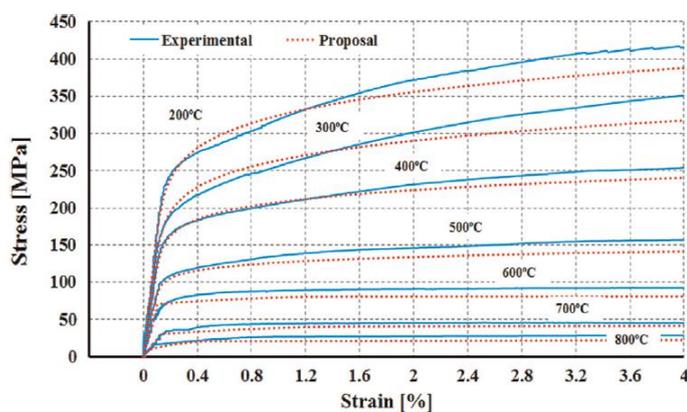


Figura 1.11 – Comparação entre a proposta e os resultados obtidos experimentalmente (Craveiro, H. D. et al, 2015).

Ranawaka e Mahendran (Ranawaka & Mahendran, 2009) analisaram experimentalmente provetes de aço com 3 espessuras diferentes 0,6; 0,8 e 0,95 mm para dois tipos de aço, o G550 e o G250, fazendo variar a temperatura entre os 20 e os 800°C. O ensaio decorreu em regime estacionário com a aplicação da carga a ser feita por um macaco hidráulico. Com a variação feita das espessuras e do tipo de aço foi possível analisar o efeito sofrido nos fatores de redução obtidos para altas temperaturas. Os resultados obtidos pelos autores, ilustrados na figura 2.12, indicaram que o tipo de aço pode influenciar os fatores de redução da tensão de cedência a altas temperaturas, sendo a temperatura dos 400°C uma marca de separação, onde até essa temperatura o aço de baixa resistência perdeu mais rapidamente a sua resistência e logo após os 400°C foi o aço de alta resistência que teve uma descida da resistência mais acentuada. Os autores justificaram que as taxas de degradação da resistência dos dois tipos de aço foram diferentes porque os aços de alta resistência ganharam um valor superior de acréscimo de resistência inerente ao trabalho que é feito durante o processo de fabrico, comparativamente aos aços de baixa resistência, e a perda dessa resistência parcelar deu-se com uma maior incidência a altas temperaturas. Quanto ao efeito da variação da espessura, esta não causou variações significativas nos fatores de redução. Nos fatores de redução do módulo de elasticidade, nem a variação da classe de aço, nem a variação da espessura causaram efeito.

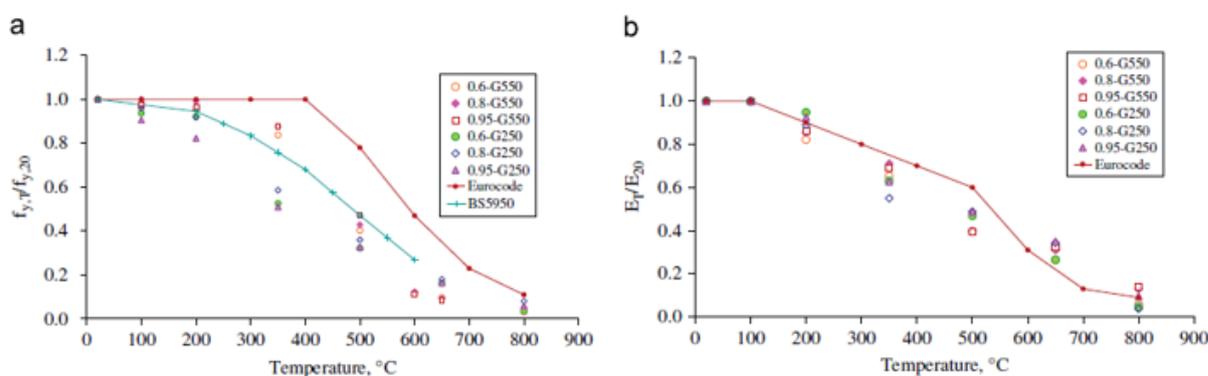


Figura 2.12 – Comparação dos fatores de redução determinados neste estudo com os regulamentares. a) Fatores de redução da tensão de cedência. b) Fatores de redução do módulo de elasticidade. (Ranawaka & Mahendran, 2009).

Kankanamge e Mahendran analisaram experimentalmente provetes de aço G250 de 1,55 e 1,95 mm e de aço G450 de 1,5 e 1,90 mm, fazendo variar a temperatura dos 20 aos 700°C. Ensaando os provetes à tração em regime estacionário. (Kankanamge & Mahendran, 2011)

Com a análise feita à revisão bibliográfica acerca deste tema conclui-se que nem as normas nem os investigadores são capazes de prever assertivamente o comportamento do aço constituinte dos elementos de aço enformados a frio sujeito a altas temperaturas, devido aos fenómenos que

ocorrem no material. Cada um destes autores criou curvas empíricas que visam abranger os seus resultados experimentais, contudo pela observação da figura 2.13 foi possível concluir que devido ao grande desvio dos fatores de redução, tanto para a tensão de cedência como para o módulo de elasticidade, ainda será necessário muito trabalho de investigação que leve à total compreensão do material ao fogo. Sendo necessária a criação de uma nova metodologia que separe os fatores de redução do aço laminado a quente do aço laminado a frio, devido ao comportamento reológico destes dois materiais ser distinto. Dentro dos fatores de redução do aço laminado a frio é necessário também separar-se as classes de resistência do aço, para que de uma melhor forma se ajuste os modelos que utilizamos no dimensionamento.

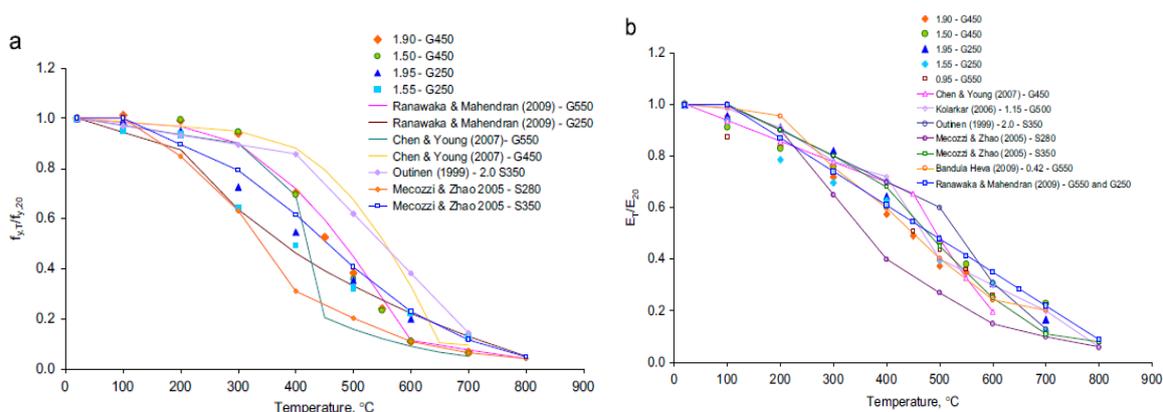


Figura 2.13 - Comparação dos fatores de redução determinados neste estudo com os de outros autores. a) Fatores de redução da tensão de cedência. b) Fatores de redução do módulo de elasticidade. (Kankanamge & Mahendran, 2011)

2.6 Propriedades térmicas do aço

Num sistema sempre que existe um diferencial térmico, a energia tende a fluir da zona mais quente para a zona mais fria, a esse fenómeno denomina-se calor. O fluxo de calor dá-se essencialmente por três modos de transmissão, a condução, a convecção e a radiação. A condução dá-se tipicamente entre corpos sólidos, sendo que o calor passa através da própria substância do corpo. A convecção ocorre em fluidos ou entre uma superfície sólida e um fluido na qual o calor é transmitido pelo movimento dele. Por fim, a radiação é diferente das duas anteriores na medida que é um fenómeno de transferência que não se dá com suporte material, sendo transmitida através de ondas eletromagnéticas.

Quando um corpo recebe energia calorífica, através de condução, convecção ou radiação, ou através de uma combinação entre os modos de transmissão, o aumento da temperatura desse corpo depende ainda das propriedades térmicas que ditarão o comportamento da transmissão, se o corpo oferecerá uma grande resistência à passagem do calor, ou se tem uma grande

capacidade ou não de acumular energia. Destas propriedades destacam-se a condutibilidade térmica, e o calor específico. A condutibilidade é uma propriedade típica dos materiais homogéneos e permite quantificar a quantidade de calor que passa por unidade de tempo, numa espessura e área unitária pela diferença de temperatura entre dois pontos, permitindo caraterizar a facilidade da transferência de calor dentro do material. Já o calor específico define a variação térmica de uma determinada matéria ao receber determinada quantidade de calor, por outras palavras, esta propriedade refere-se à quantidade de calor que é necessária para se elevar uma unidade de temperatura de uma determinada unidade mássica de matéria.

As extensões ocorrem em corpos sólidos quando existem diferenças de temperatura, consistindo em variações dimensionais em função da temperatura, maioritariamente numa direção. Sendo que estas deformações podem influenciar significativamente o estado de tensão de um corpo.

A norma NP EN 1993-1-2:2010 dispõe de curvas sobre a evolução das propriedades com o aumento de temperatura, para a extensão térmica, a condutibilidade térmica e para o calor específico.

No mesmo artigo (Craveiro, H. D. et al, 2015) os autores também analisaram as propriedades térmicas do aço S280 GD+Z e compararam-nas com as regulamentares apresentadas na figura 2.14. A conclusão a que os autores chegaram foi de que a curva de extensão térmica regulamentar é demasiado conservativa. Com a consequência de que se forem esses valores utilizados num estudo numérico a extensão obtida seja muito superior à real gerando forças de restrição demasiado elevadas, levando a que o elemento em análise tenha uma temperatura de colapso mais baixa. A curva do calor específico ajustou-se adequadamente aos valores experimentais, e os valores da condutibilidade obtiveram diferenças que rondaram os 20% em toda a gama de valores testada. Uma possível justificação a este fato que os autores apresentaram foi a de que a composição química do aço testado seja um pouco diferente dos que foram utilizados para a estipulação desta curva, na medida que os aços mais férreos costumam ter valores de condutibilidade mais próximos dos $70\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$ a 20°C (Craveiro, H. D. et al, 2015).

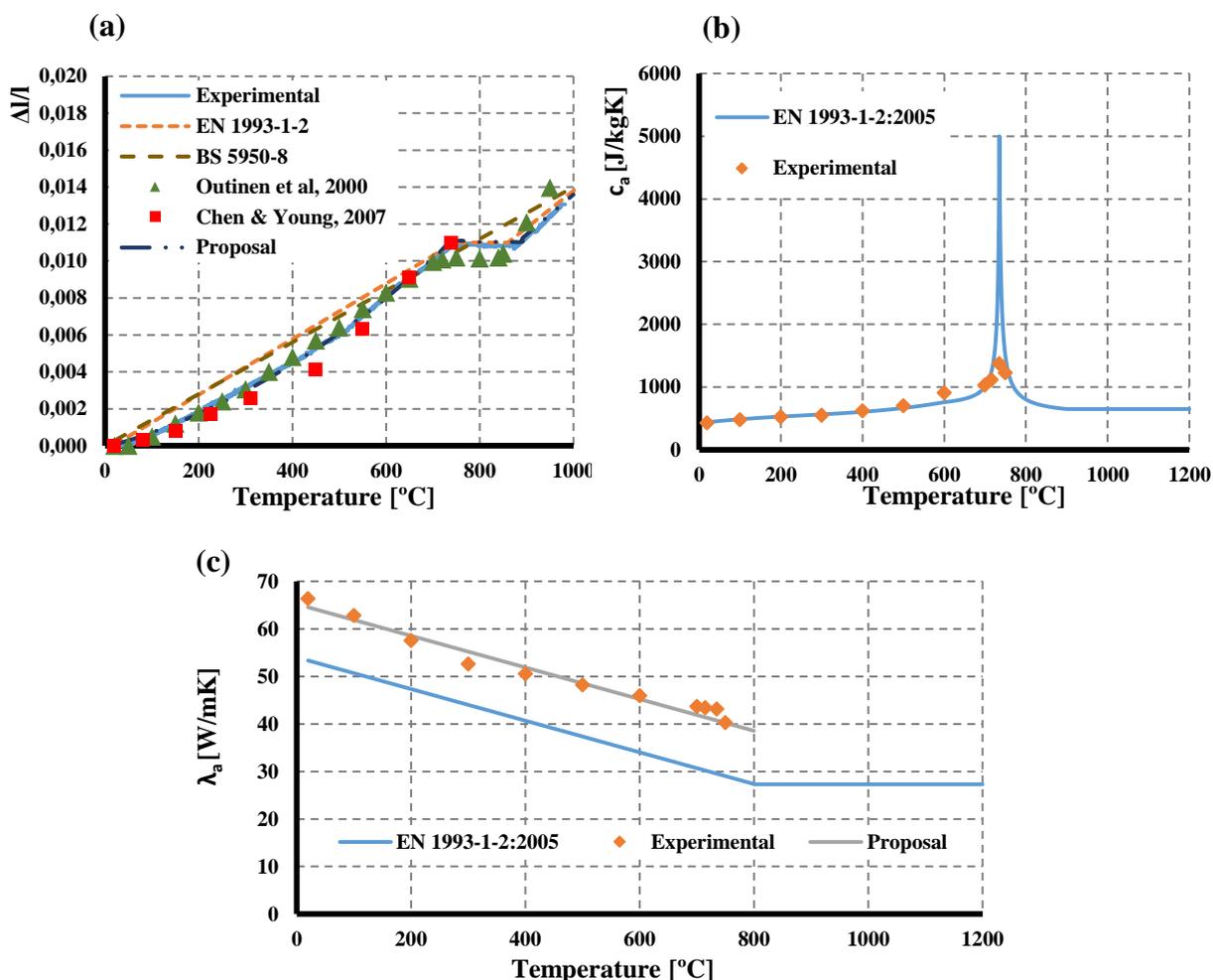


Figura 2.14 – Comparação dos resultados referente às propriedades térmicas experimentais com os regulamentares e proposta de uma curva empírica para o caso da extensão térmica e da condutibilidade. (a) Extensão térmica (b) Calor específico. (c) Condutibilidade térmica. (Craveiro, H. D. et al, 2015).

2.7 Comportamento estrutural das colunas à compressão

Para uma melhor compreensão sobre as particularidades dos elementos de aço enformado a frio, foi aqui introduzida uma comparação do comportamento estrutural de duas barras de aço comprimidas de iguais áreas, uma de paredes espessas e outra de paredes finas. Os autores Dubina, Ungureanu e Landolfo traçaram graficamente a evolução da carga em função da deformação a meio vão das colunas. Com a figura 2.15 foi possível observar que carga da barra comprimida de paredes espessas evolui elasticamente desde o início de carregamento até ao ponto B, ponto esse correspondente à cedência da primeira fibra, chegando logo após ao ponto C à capacidade de carga última da coluna. Pelo que, após esse ponto a carga começou

gradualmente a seguir assintoticamente a curva rígido-plástica teórica. É importante ressaltar que a teoria da elasticidade neste caso é capaz de prever a tensão e a extensão desde o início do carregamento até ao ponto B. No caso da barra comprimida de paredes finas os fenómenos de encurvadura seccionais (local ou distorcional), podem ocorrer antes da primeira fibra atingir a cedência. Os fenómenos de encurvadura são caracterizados por terem um comportamento pós-crítico estável, ou seja, a barra após encurvar localmente não rompe, mas, perde significativamente rigidez, razão de se deformar bastante após atingir, N_L . Assim a teoria da elasticidade deixa de ser válida e a tensão de cedência começa a ocorrer nos cantos da seção antes da rotura, quando após este ponto a encurvadura seccional muda para um mecanismo plástico local, levando a que logo após ocorra um modo de encurvadura global (Dubina, Ungureanu, & Landolfo, 2013).

(a)

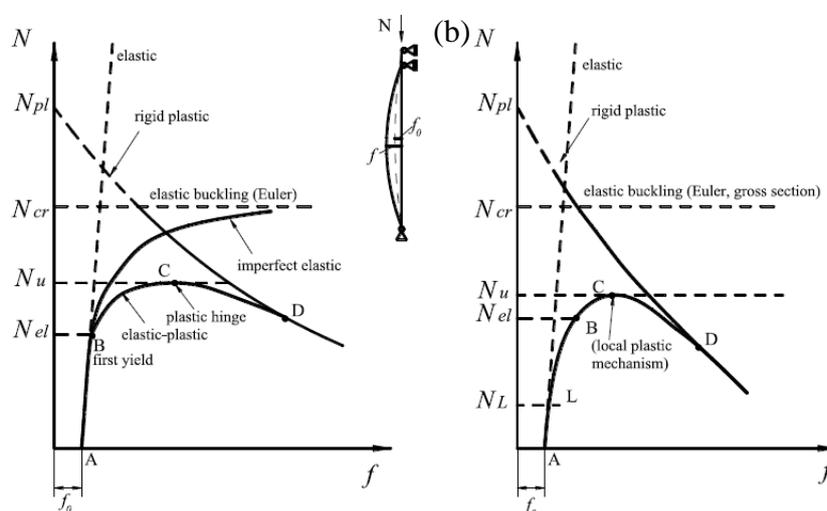


Figura 2.15 – Comparação do comportamento de barra comprimida. a) Paredes grossas. b) Paredes finas. (Dubina, Ungureanu, & Landolfo, 2013)

Portanto explorando o comportamento das barras de paredes finas de aço quando sujeitas a tensões de compressão, estas podem apresentar modos de instabilidade seccionais ou globais. Como modos globais estes podem ser do tipo flexão, ou flexão-torção, e os modos seccionais distorcional e local, como é possível observar nas figuras 2.16 e 2.17, sendo estes tipicamente de natureza geometricamente não linear.

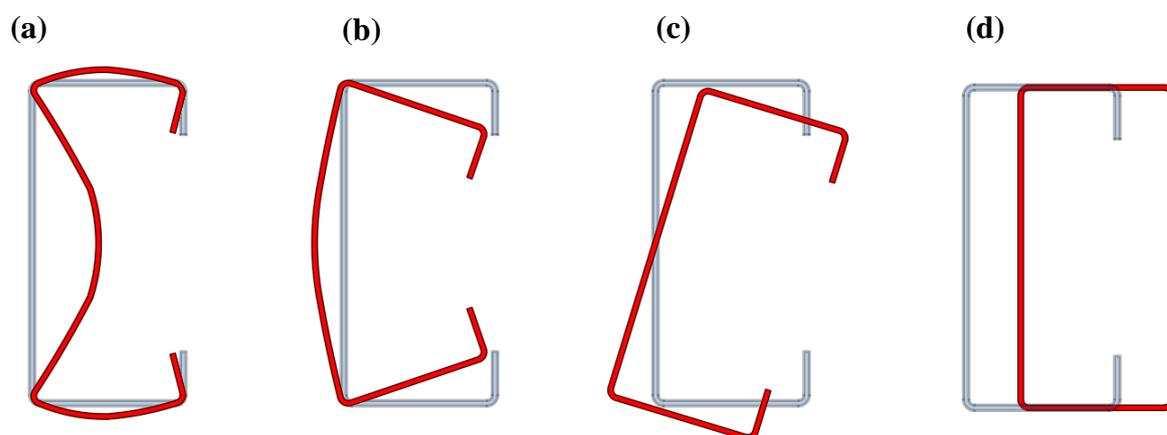


Figura 2.16 – Modos de encurvadura para secções com enrijecedores à compressão (vista em corte transversal). (a) Local. (b) Distorcional. (c) Flexão-Torção. (d) Flexão.

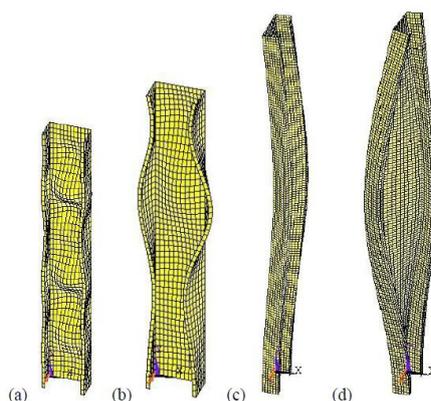


Figura 2.17 – Modos de encurvadura para secções com enrijecedores à compressão (vista global). (a) Local. (b) Distorcional. (c) Flexão. (d) Flexão-Torção. (Dubina, Ungureanu, & Landolfo, 2013)

Segundo Reis e Camotim (2000), o comportamento de estabilidade de barras com secção de paredes finas, pode ser classificado de acordo com o seu comprimento.

O modo de instabilidade local distingue-se dos outros através das seguintes características que podem ser observadas na figura 2.16 (a) e 2.17 (a):

- Os cantos que unem duas placas adjacentes sofrem apenas rotações, não apresentando nenhuma translação;
- A deformação da secção deve-se à flexão das paredes internas, sendo que as paredes externas que têm bordos livres sofrem descolamentos (translações e/ou rotações) de corpo rígido;

- As placas comprimidas que têm uma relação de comprimento/largura superior a 4 exibem comprimentos de onda da ordem de grandeza igual à largura da placa, esquema na Figura 2.18.

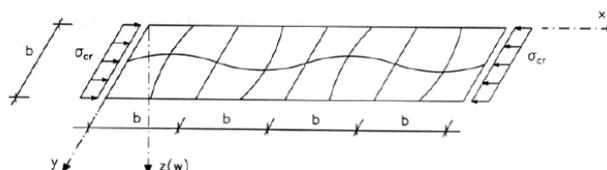


Figura 2.18 – Comprimentos de onda do modo de instabilidade local de uma placa comprimida (Reis & Camotim, 2000).

O modo de instabilidade distorcional distingue-se dos outros através das seguintes características que podem ser observadas na figura 2.16 (b) e 2.17 (b):

- Os cantos sofrem rotações e translações;
- Parte da seção sofre distorção e outros deslocamentos (translações e/ou rotações) de corpo rígido;
- Este modo apresenta comprimentos de onda que rondam 5 a 10 vezes comparativamente o modo local;
- As zonas de reforço apresentam elevados deslocamentos de empenamento.

O modo de instabilidade global pode ser do tipo de flexão na figura 2.16 (c) e 2.17 (c) ou do tipo flexão-torção figura 2.16 (d) e 2.17 (d) e distingue-se dos outros modos através das seguintes características:

- As secções das colunas praticamente não apresentam deformações, sofrendo unicamente deslocamentos de corpo rígido (translações e/ou rotações) no seu plano;
- Estes modos de instabilidade global apresentam unicamente uma onda para as condições mais típicas de condições de apoio (rotulado ou encastrado).

Garifullin e Nackenhorst analisaram o efeito causado pelas imperfeições geométricas em colunas comprimidas de aço enformado a frio, através de modelos numéricos desenvolvidos no *software* Abaqus. Os autores fizeram uma análise de encurvadura não linear, com o objetivo de determinar as cargas críticas das diferentes colunas enformadas a frio de aço com secção C. Os valores obtidos foram comparados com os regulamentares dispostos na norma russa da “Baltprofil” (Ayrumyan, E. L, 2004 *apud* Garifullin & Nackenhorst, 2015). Foram analisadas colunas de 3 m de comprimento encastradas nos extremos, sendo que a imperfeição induzida foi aplicada em função da espessura da secção. Foram consideradas 3 espessuras, 1,2; 1,5; 2,0

mm e 4 alturas de secção 150, 175, 200, 250 mm com e sem imperfeição. As conclusões a que os autores chegaram neste artigo mostraram que os perfis com a menor altura de secção, 150 mm, experienciaram modos de encurvadura global, enquanto os elementos com secções com alturas superiores, 175 e 200 mm, falharam através de modos locais ou até mesmo pela interação entre os modos local e global, por fim os perfis com a maior altura, 250 mm falharam por modos distorcionais. Quanto ao efeito das imperfeições nas secções com alturas de secção com 150 e 175 mm estas tiveram as suas cargas críticas reduzidas em 5 a 7 % com a presença das imperfeições, para as restantes alturas não houve alterações significativas. Comparativamente aos resultados regulamentares russos estes foram 35 a 45 % mais elevados, demonstrando que a norma pode carecer de verificação pois é muito conservadora (Garifullin & Nackenhorst, 2015).

Young e Rasmussen analisaram experimentalmente a carga crítica de colunas comprimidas de aço enformado a frio, estudando o efeito que a variação da altura da coluna, condições de apoio e presença dos lábios enrijecedores provocaram nos diferentes provetes ensaiados. Os elementos foram produzidos pela técnica de quinagem com chapa de aço G450. Todas as secções dos diferentes provetes mediam 1,5 mm de espessura, tinham uma alma de 96 mm, variando o banzo entre 36 ou 48 mm, as secções enrijecidas tinham um lábio com 12 mm de comprimento. As alturas das secções variaram entre 280 e os 3500 mm, e as condições de apoio variaram de encastramento ou simplesmente apoiada (Young & Rasmussen, 1999).

As conclusões a qual chegaram foram que as secções sem enrijecedores falharam no geral pela combinação entre os modos local e global de flexão para as colunas com comprimentos curtos e intermédios da gama testada. As colunas com um comprimento superior romperam pelo modo de encurvadura global para a condição de apoio simplesmente apoiada, e uma combinação entre o modo global flexão-torção para as encastradas. As secções com enrijecedores tiveram modos de falha semelhantes para a condição de simplesmente apoiada, para o caso das encastradas as colunas mais longas tiveram modos globais de flexão e flexão-torção sendo que as mais curtas e intermédias combinação entre os modos local e distorcional. Os resultados mostraram que a resistência das colunas com encastramento é superior às simplesmente apoiadas, sendo esta diferença mais acentuada nas secções sem enrijecimento do que nas com enrijecedores porque a excentricidade que o centróide efetivo faz com o centróide da secção bruta é menor para as secções com lábios (Young & Rasmussen, 1999).

2.8 Métodos de análise e dimensionamento

2.8.1 Temperatura ambiente

2.8.1.1 Método da largura efetiva (EWM)

O método apresentado é ainda o mais utilizado pela esmagadora maioria dos regulamentos existentes para o dimensionamento de elementos metálicos de aço constituídos por placas esbeltas. Sendo um método simplificado, que toma a resistência da secção pela resistência de uma área reduzida efetiva, desprezando as partes da secção que são mais suscetíveis de encurvar, este método prevê a capacidade de carga de uma secção com algum erro.

A nível introdutório avalia-se a distribuição de tensões de uma placa esbelta quando esta está sujeita à compressão num domínio pós-crítico. Esta distribuição deixa de poder ser admitida como linear, pois as fibras mais próximas dos cantos são mais solicitadas do que as fibras centrais pela simples razão de que as desta zona deslocam-se para fora do seu plano, como é possível observar na seguinte figura 2.19.

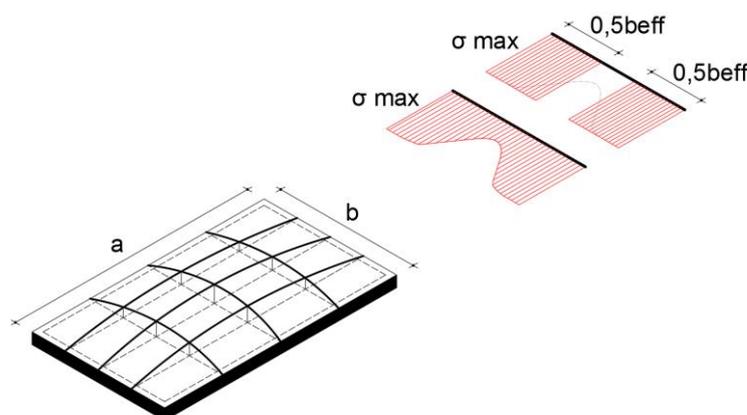


Figura 2.19 – Largura efetiva de uma placa comprimida.

A análise do comportamento pós-crítico de placas é complexa pela sua não linearidade, assim a sua resolução depende de um enorme volume de cálculo que só consegue ser resolvido no espírito prático com o auxílio de um computador. Simplificadamente na altura em que não existiam meios tecnológicos suficientemente práticos Von Karman em 1932 (Von Karman, et al., 1932) desenvolveu o método de largura efetiva que torna esta distribuição linear com área igual à da distribuição não linear.

A teoria proposta é baseada na hipótese de que a tensão crítica da placa fictícia de largura efetiva b_{eff} , $\sigma_{cr,eff}$ é igual a $\sigma_{máx}$, que é por sua vez igual à tensão de cedência, f_y , sendo que em ordem a b_{eff} na equação (2.2).

$$\sigma_{cr,eff} = \frac{k_\sigma \pi^2 E}{12(1-\nu^2) \left(\frac{b_{eff}}{t}\right)^2} = \sigma_{máx} = f_y \quad (2.1)$$

$$b_{eff} = Ct \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.2)$$

Onde o C é uma constante que é diferente para cada tipo de placa, dependente do k_σ dada na expressão:

$$C = \sqrt{k_\sigma \pi^2 / 12(1 - \nu^2)} \quad (2.3)$$

A tensão crítica de encurvadura elástica é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{cr} = \frac{k_\sigma \pi^2 E}{12(1-\nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (2.4)$$

Por substituição:

$$\frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \quad (2.5)$$

Entrando o conceito de esbelteza normalizada de placa, $\bar{\lambda}_p$ definido por:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k}} \quad (2.6)$$

Onde $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, f_y em MPa e ficando ρ o coeficiente de redução da placa:

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{1}{\lambda_p} \leq 1 \quad (2.7)$$

Com base em resultados experimentais do estudo feito por Winter (Winter, 1947), tendo em conta a influência das imperfeições e de tensões residuais, este propôs a modificação da fórmula referente ao cálculo da constante C da equação (2.3) por:

$$C = 1.9 \left[1 - 0.415 \left(\frac{t}{b}\right) \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \quad (2.8)$$

Que leva à mudança do coeficiente de redução da placa, cujo efeito está representado na figura 2.20:

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_p} \right) \quad (2.9)$$

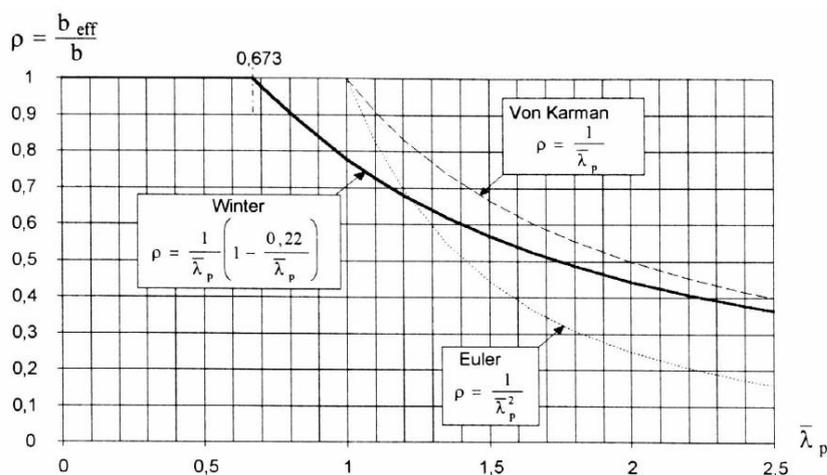


Figura 2.20 – Comparação entre os critérios de colapso de Euler, Von Karman e Winter (Simões R., 2012)

2.8.1.2 Método da resistência direta (DSM)

O método da resistência direta foi proposto por Schafer e Peköz (Schafer e Peköz, 1998b) e usa as propriedades da secção bruta para a determinação da resistência da secção, tendo em conta a interação entre os modos de instabilidade local e global bem como entre o distorcional e o global. Inicialmente este método era utilizado unicamente para o cálculo de resistência de vigas contraventadas aos modos de encurvadura local ou distorcional, só mais recentemente a sua aplicação para o cálculo da resistência de colunas bi-rotuladas à compressão. Este método tem sido calibrado por resultados experimentais de ensaios feitos por diversos autores a colunas de aço enformado a frio bi-rotuladas e carregadas concentricamente (Schafer, 2002). As desvantagens deste método prendem-se por este não incluir o esforço transversal, não incluir a resistência da alma à aplicação de forças concentradas, desprezar furações caso existam e, não considerar os efeitos de endurecimento do aço devido ao processo de dobragem.

- Resistência aos modos de encurvadura globais, flexão, torção ou flexão-torção, P_{ne} :

$$\lambda_c \leq 1.5 \quad P_{ne} = (0.658\lambda_c^2)P_y \quad (2.10)$$

$$\lambda_c > 1.5 \quad P_{ne} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right)P_y \quad (2.11)$$

Onde $\lambda_c = \sqrt{P_y/P_{cre}}$ sendo $P_y = Af_y$ e P_{cre} mínimo entre a carga de encurvadura de flexão, de torção e de flexão-torção.

- Resistência ao modo de encurvadura local, P_{nl} :

$$\lambda_l \leq 0.776 \quad P_{nl} = P_{ne} \quad (2.12)$$

$$\lambda_l > 0.776 \quad P_{nl} = \left[1 - 0.15 \left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}} \right)^{0.4} \right] \left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}} \right) P_{ne}^{0.4} \quad (2.13)$$

Onde $\lambda_l = \sqrt{P_{ne}/P_{crl}}$ sendo P_{crl} a carga elástica de encurvadura local.

- Resistência ao modo de encurvadura distorcional, P_{nd} :

$$\lambda_d \leq 0.561 \quad P_{nd} = P_y \quad (2.14)$$

$$\lambda_d > 0.561 \quad P_{nd} = \left[1 - 0.25 \left(\frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0.6} \right] \left(\frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0.6} P_y \quad (2.15)$$

Onde $\lambda_d = \sqrt{P_y/P_{crd}}$ sendo $P_y = Af_y$ e P_{crd} carga elástica de encurvadura distorcional. As cargas elásticas de encurvadura são calculadas através de *software* que utilizam o método das faixas finitas, ou método dos elementos finitos, exemplo na figura 2.21, cargas críticas calculadas com o auxílio do programa livre (*open source*) CUFSM.¹

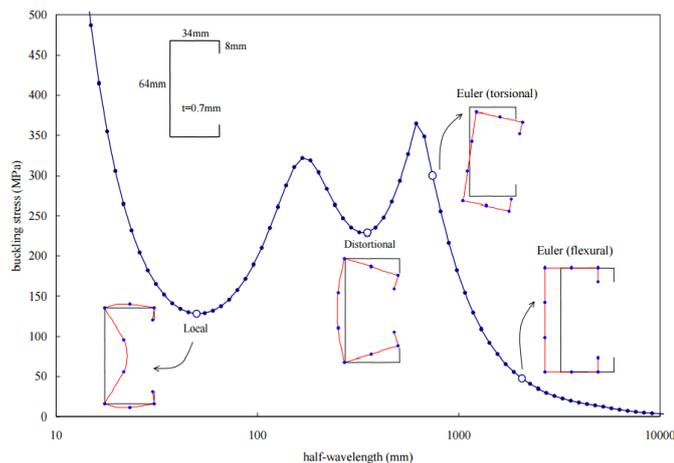


Figura 2.21 – Reconhecimento das diferentes cargas críticas elásticas de encurvadura do CUFSM (Schafer, 2001)

¹ Disponível no website (<http://www.ce.jhu.edu/bschafer/>)

2.8.1.3 Método dos elementos finitos (MEF)

O método dos elementos finitos é sem dúvida um dos grandes avanços no campo computacional do último século. Hoje em dia o dimensionamento de estruturas é feito muitas vezes com este método, pois este tem capacidade de ter em conta determinados parâmetros que até agora no sentido prático eram impossíveis de serem levados em conta, devido à sua grande complexidade. Com o MEF é possível ter em conta por exemplo a não linearidade geométrica e material, o contacto entre superfícies, a interação estrutural com fluídos, análise térmica, análise dinâmica, entre muitas outras. Isto com um grau de rigor muito elevado (Khennane, 2013).

A discretização do elemento neste método visa o estabelecimento de pequenos elementos regulares em toda a superfície, exemplo ilustrado na figura 2.22, sendo que o tamanho e a geometria influenciam a precisão dos resultados, portanto é essencial que exista uma distribuição regular ao longo de todo o elemento a analisar.

No mercado existem variadíssimos *software* que possibilitam a resolução de problemas através do MEF, por exemplo o Abaqus, o Ansys ou o Solidworks Simulation.

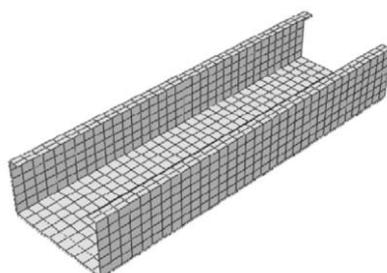


Figura 2.22 – Discretização pelo método dos elementos finitos (Li & Schafer, 2010).

2.8.1.4 Método das faixas finitas (MFF)

O método das faixas finitas é uma variante do MEF pelo que é aplicado a elementos que possuam uma geometria regular, sendo que a discretização é feita por faixas (figura 2.23), ou seja, elementos que possuem uma dimensão muito maior do que a outra. Este método é muito mais leve do que o MEF, pois exige um menor esforço computacional, devido ao menor número de graus de liberdade a analisar.

No mercado existem muito *software* que possibilitam a resolução de problemas através do FSM, por exemplo o CUFSM ou o Thin-Wall Program.

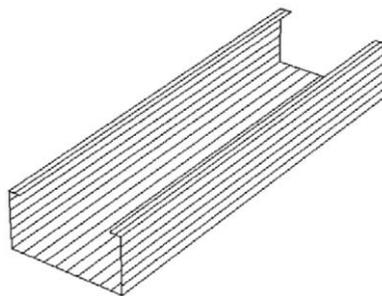


Figura 2.23 – Discretização pelo método das faixas finitas (Li & Schafer, 2010).

2.8.1.5 Dimensionamento pela norma europeia EN 1993-1-3:2006

Como anteriormente foi descrito, a NP EN1993-1-1:2010 classifica a secção dos elementos barra em 4 classes segundo a sua capacidade de formação de rótulas plásticas. A última classe é aquela em que ocorrem fenómenos de encurvadura seccional antes de ser atingida a tensão de cedência numa ou em mais partes da secção transversal, ou seja, estas secções têm muito pouca ou nenhuma capacidade de deformação plástica.

Para o dimensionamento das secções transversais de classe 4 a metodologia regulamentar presente na EN 1993-1-3:2006 em conjunto com a NP EN 1993-1-5:2008 baseiam-se no método da largura efetiva anteriormente estudado. O conceito de cálculo de uma área efetiva para as secções de classe 4 entra com o intuito de se remover a parte da secção com maior suscetibilidade de encurvar localmente e que menos contribui para a resistência da secção, ilustrado na figura 2.24. O cálculo da secção efetiva para um elemento comprimido, inicializa-se pela verificação da aplicabilidade da norma, caso esta não seja cumprida, é necessário proceder ao cálculo do elemento por outros métodos alternativos como o método DSM, MEF ou MFF. Posto isto, é necessário analisar a influência dos cantos arredondados, concluindo se estes podem ou não ser desprezados no cálculo das propriedades da seção bruta. Seguidamente é necessário calcular as larguras efetivas.

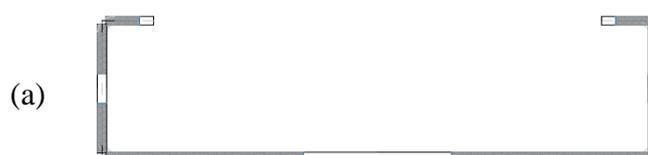


Figura 2.24 – Esquema da secção efetiva para uma coluna comprimida com secção C.

Para o cálculo das larguras efetivas, no caso da alma é necessário consultar o quadro 4.1 da NP EN 1993-1-5:2008 e uma vez que a alma é um elemento interno comprimido segundo as fórmulas (2.16) ou (2.17), é possível determinar assim o fator de redução ρ :

- Elementos comprimidos internos:

$$\rho = 1.0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi} \quad (2.16)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.55(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi} \quad (2.17)$$

- Elementos comprimidos em consola:

$$\rho = 1.0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0.748 \quad (2.18)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0.748 \quad (2.19)$$

Sendo ψ a razão de tensões, o k_σ coeficiente de encurvadura, \bar{b} largura apropriada e t a espessura.

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (2.20)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y(MPa)}} \quad (2.21)$$

Quanto aos banzos separa-se o cálculo de banzos reforçados dos banzos não reforçados, sendo que o banzo não reforçado calcula-se da mesma forma do que a alma, mas com $\bar{b} = b_p$ considerando a condição de apoio da placa em consola. O cálculo do banzo reforçado é mais complexo, pois não se conhece o efeito mola que o enrijecedor (o reforço) provoca no banzo, pelo que só se consegue caracterizar a largura efetiva do banzo e do enrijecedor a partir de um cálculo iterativo.

Inicialmente considera-se que o banzo enrijecido é duplamente apoiado com rigidez infinita e calcula-se a largura efetiva (b_{e1} e b_{e2}) do banzo identicamente como foi feito para o banzo sem enrijecedor, para o cálculo do enrijecedor utiliza-se a fórmula (2.22) usando a mesma metodologia com a alteração do cálculo do k_σ que desta vez é feito segundo a fórmula (2.23).

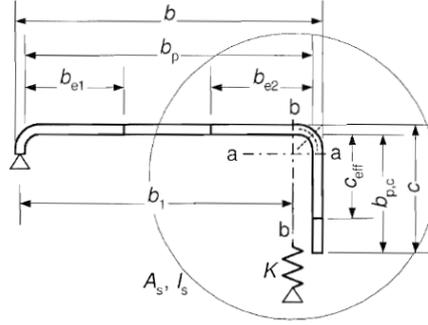


Figura 2.25 – Esquema do banzo enrijecido simples (EN 1993-1-3:2006)

$$c_{eff} = \rho b_{p,c} \quad (2.22)$$

$$k_{\sigma} = \begin{cases} 0.5 & , \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0.35 \\ 0.5 + 0.83 \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0.35\right)^2} & , 0.35 < \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0.6 \end{cases} \quad (2.23)$$

Onde $b_{p,c}$ e b_p são as larguras do enrijecedor e do banzo respetivamente. Com este cálculo já não se considera a rigidez do enrijecedor infinita e tenta-se chegar a uma aproximação do seu valor real, começando-se por calcular a área do enrijecedor (A_s) bem como a sua tensão elástica de encurvadura ($\sigma_{cr,s}$) e por fim a rigidez do enrijecedor (K):

$$A_s = t(b_{e2} + c_{eff}) \quad (2.24)$$

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \quad (2.25)$$

$$K = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0.5b_1 b_2 h_w k_f} \quad (2.26)$$

Sendo E o módulo de elasticidade, ν o coeficiente de Poisson, b_1 e b_2 dimensões representadas na figura 2.25, h_w a altura da alma e k_f é igual a 1 para secções simétricas à compressão.

Com isto é possível determinar o coeficiente de redução χ_d para a redução de encurvadura distorcional:

$$\chi_d = \begin{cases} 1.0 & \text{se } \bar{\lambda}_d \leq 0.65 \\ 1.47 - 0.723\bar{\lambda}_d & \text{se } 0.65 < \bar{\lambda}_d < 1.38 \\ \frac{0.66}{\bar{\lambda}_d} & \text{se } \bar{\lambda}_d \geq 1.38 \end{cases} \quad (2.27)$$

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}} \quad (2.28)$$

Se χ_d for inferior a 1 este valor pode ser iterativamente refinado, começando por calcular novas larguras efetivas do banzo e enrijecedor com a alteração do fator de redução da fórmula (2.16) à (2.19) obtida com:

$$\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb} / \gamma_{M0} \quad (2.29)$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d} \quad (2.30)$$

No dimensionamento de elementos de aço enformado a frio à compressão, é necessário efetuar o cálculo da área efetiva, da secção à compressão e da secção à flexão segundo o eixo mais fraco de inércia. A norma EN 1993-1-3:2006 apresenta no anexo C, uma metodologia de cálculo aproximada das propriedades geométricas de secções abertas de paredes finas que funciona através do estabelecimento de coordenadas na secção.

Se a área efetiva for diferente da secção bruta, existe uma excentricidade entre os centróides das duas, o que provocará a existência de momento fletor na peça, uma vez que a carga é sempre aplicada sobre o centróide da seção bruta. Sendo necessário avaliar a resistência do elemento à encurvadura submetido a flexão composta.

2.8.2 A ação do fogo

A norma NP EN 1993-1-2:2010 prevê que numa situação de incêndio a classificação de secções transversais faça-se como à temperatura ambiente, mas com uma redução da extensão de 85%, considerando a tensão de cedência no seu cálculo relativamente à temperatura de ambiente.

Para o dimensionamento de elementos de classe transversal 4 sujeitos à compressão, o valor de cálculo $N_{b,fi,t,R}$, no instante t com uma temperatura uniforme Θ_a , deverá ser determinado pela expressão:

$$N_{b,fi,t,R} = \frac{\chi_{fi} A_{eff} k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (2.31)$$

Onde o χ_{fi} , o coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio, $k_{y,\theta}$, o fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura Θ_a atingida no instante t , A_{eff} , a secção transversal efetiva e o $\gamma_{M,fi}$, o coeficiente parcial de segurança para o material em situação de incêndio.

O valor de χ_{fi} deverá ser igual ao menor dos valores $\chi_{y,fi}$ e $\chi_{z,fi}$.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (2.32)$$

$$\varphi_{\theta} = 1/2 \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right] \quad (2.33)$$

$$\alpha = 0.65 \sqrt{235/f_y (Mpa)} \quad (2.34)$$

$$\lambda_{\theta} = \bar{\lambda} [k_{y,\theta}/k_{E,\theta}]^{0.5} \quad (2.35)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_e/r_{min}}{\pi \sqrt{E/f_y}} \quad (2.36)$$

Em alternativa a este método pode ser assumida a temperatura crítica Θ_{crit} com o valor de 350°C, para elementos que não sejam tracionados.

3. ANÁLISE NUMÉRICA DE COLUNAS AXIALMENTE RESTRINGIDAS

3.1 Introdução

Neste trabalho pretendeu-se avaliar o comportamento de colunas de secção (simples) C, construídas com perfis de aço enformado a frio, em situação de incêndio. Para tal foi utilizado o método dos elementos finitos do *software* Abaqus (Abaqus 6.12 – Getting Started, 2012). Os modelos numéricos utilizados nesta dissertação foram previamente desenvolvidos e calibrados em trabalhos anteriormente realizados no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra no âmbito de uma tese de doutoramento em engenharia de segurança ao incêndio levada a cabo por Craveiro (Craveiro H. D., 2016). Com base nesses modelos numéricos foi desenvolvido um estudo paramétrico para avaliação da influência de diversos parâmetros no comportamento de colunas construídas com perfis de aço enformado a frio, nomeadamente as dimensões da coluna, da espessura e da altura da secção, as condições de apoio, o nível de carregamento e o nível de restrição axial imposto por uma estrutura circundante.

3.2 Ensaios experimentais utilizados na criação dos modelos numéricos

Os modelos numéricos utilizados nesta dissertação tiveram como base ensaios experimentais realizados na Universidade de Coimbra. Os ensaios tiveram o objetivo de estudar o comportamento de colunas de aço enformado a frio, restringidas axialmente ao fogo, visando a criação de modelos numéricos que são utilizadas neste trabalho.

A campanha experimental levada a cabo por Craveiro analisou colunas de aço enformado a frio com o comprimento de 2,95 m, constituídas com uma secção C de 150 mm de altura de secção, 43 mm de banzo e 15 mm de enrijecedor com 2,5 mm de espessura, constituídos por aço S280GD+Z de dupla face galvanizada com 275 g/m². O ensaio foi monitorizado, sendo registada a evolução da temperatura em 5 secções ao longo da altura da coluna, a 27,5 cm; 87,5 cm; 147,5 cm; 207,5 cm e 267,5 cm da base da coluna. Foram também registadas as forças de restrição geradas no aquecimento, os deslocamentos axiais no topo da coluna e deslocamentos horizontais a meio vão, ao longo do tempo do ensaio (Craveiro H. D., 2016).

Foram 12 os provetes ensaiados nesta campanha experimental, fazendo 3 repetições para cada caso, variando a condição de apoio entre semi-rígida e simplesmente apoiada e o nível de carregamento entre 30 e 50% do valor da carga de encurvadura à temperatura ambiente, determinada segundo as disposições presentes na NP EN 1993-1-1:2010, EN1993-1-3:2006 e EN 1993-1-5:2006 (Craveiro H. D., 2016).

3.3 Software Abaqus 6.14

O *software* Abaqus é uma ferramenta computacional poderosa que utiliza o método dos elementos finitos para resolver diversos problemas de variadíssimas áreas da ciência. Possui uma vasta biblioteca de elementos finitos, que têm a capacidade de se ajustar a uma vasta gama de geometria, permitindo a simulação de vários tipos de materiais de forma a resolver diversos problemas de engenharia.

O Abaqus é subdividido em módulos, que tratam de diferentes informações que vão constituir uma determinada simulação. Os módulos são os seguintes:

- **Part:** É o módulo usado para criar peças que podem ser de 3 tipos, sólida, plana ou casca. Uma simulação pode conter várias partes.
- **Property:** Contém a informação sobre os diferentes materiais que serão utilizados para cada uma das partes contidas no módulo anterior. As propriedades térmicas e mecânicas podem aqui ser inseridas em função da temperatura.
- **Mesh:** Contém ferramentas que permitem definir o tipo de elemento finito. Neste módulo é necessário ter o cuidado de garantir uma boa ajustabilidade da malha à parte ao qual se está a gerar a malha.
- **Assembly:** Neste módulo faz-se a montagem das partes na posição correta à da simulação que se pretende. O posicionamento das partes é executado através de translações e rotações às diversas partes.
- **Step:** Aqui é definido o tipo de análise que se pretende executar, seja estática, dinâmica entre outros. Neste módulo é possível criar múltiplas análises, podendo-se variar entre “steps” as condições de carregamento, de apoio, de contato e de temperatura.
- **Interaction:** Este módulo visa o estabelecimento dos contactos entre as partes, bem como, a ação térmica.
- **Load:** Contém a caracterização das ações que se pretende aplicar ao modelo, como também as condições de fronteira.
- **Job:** Permite correr uma determinada simulação, permitindo que o usuário monitorize a análise.
- **Visualization:** É o fruto da análise, contendo a visualização dos resultados pretendidos, tanto graficamente, como numérico.

3.4 Análise Térmica

A análise térmica neste capítulo visou a criação de um modelo numérico que permitisse o cálculo da evolução da temperatura ao longo da secção, quando esta está exposta a um incêndio. Para tal foi criado um modelo plano como o ilustrado na figura 3.1



Figura 3.1 – Modelo Térmico

As propriedades térmicas introduzidas são as indicadas na NP EN 1993-1-2:2010, nomeadamente a condutibilidade térmica, o calor específico e a extensão térmica, que foram apresentadas no capítulo 2.6 Propriedades térmicas do aço. As informações acerca dos fenómenos de transferência de calor, sob a forma de radiação e convecção foram introduzidas no módulo Interaction, e estes tomaram os valores regulamentares da NP EN 1991-1-2:2010. A convecção através do parâmetro “*surface film condition*” com o “*film coefficient*” de 25 W/Km² e a radiação através de “*surface radiation*” com o valor de “*emissivity*” de 0,21.

O elemento finito escolhido foi o DC2D4 que é um elemento sólido contínuo geralmente utilizado para fenómenos de transmissão de calor ou de massa. O nome do elemento contém informação sobre ele, sendo DC, transmissão de calor ou de massa, 2D, referindo-se à dimensão do elemento, ou seja, 2 dimensões, tratando-se de um elemento bidimensional e finalmente o 4, que representa o número de nós.

A ação térmica regulamentar do fogo é imposta no modelo, evoluindo a temperatura ao longo do tempo, seguindo a curva de incêndio padrão ISO 834 exposta no Eurocódigo 1 na parte Ações em estruturas expostas ao fogo, NP EN 1991-1-2:2010.

Para se proceder a análise térmica no Abaqus é necessário introduzir ainda a constante de Boltzmann que é a constante física que relaciona a temperatura com a energia, $5,67 \times 10^{-8}$ W/m²K⁴.

3.4.1 Validação do modelo numérico

A validação do modelo numérico visou levar a cabo a calibração dos modelos, para que se pudesse avaliar, em que medida o modelo numérico reproduz a realidade. Portanto o modelo deve apresentar resultados relativamente próximos dos medidos, pelo que caso não aconteça é necessário avaliar o que está a causar a diferença, fazendo as devidas alterações para que se simule o que ocorreu. Sendo uma fase importante, pois nesta fase ganha-se sensibilidade sobre o efeito dos diversos parâmetros.

As temperaturas medidas experimentalmente usadas para validação do modelo numérico estão contidas no artigo (Craveiro, H.D., et al, 2014) e focaram-se na evolução da temperatura em três pontos distintos, um em cada um dos banzos e outro na alma, medidos com termopares, como ilustra a figura 3.2.

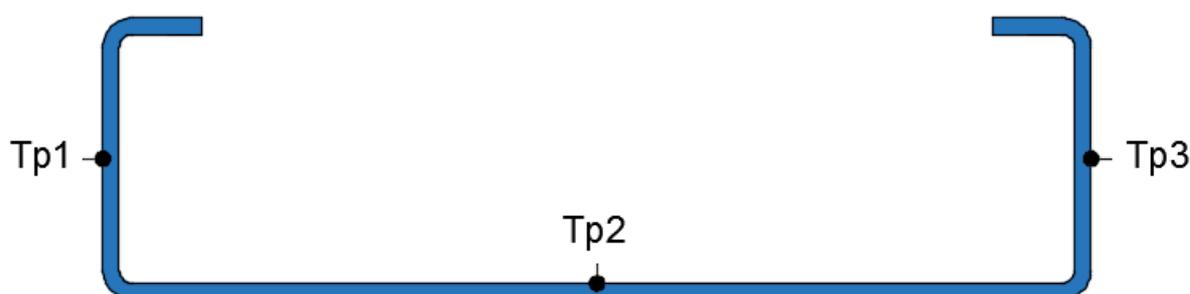


Figura 3.2 – Esquema dos termopares

Para tal, utilizou-se as propriedades térmicas, nomeadamente a condutibilidade térmica, calor específico e extensão térmica, apresentadas pelos autores (Craveiro, H. D. et al, 2015), expostas no anterior capítulo 2.3 deste trabalho, que reproduzem melhor as propriedades do aço S280 GD+Z. Os valores que foram introduzidos no *software* para simular a convecção e radiação foram, $16 \text{ W/m}^2\text{K}$ para “film coefficient” e $0,168 (0,24 \times 0,7)$ para “emissivity” sendo que estes valores ajustaram-se melhor aos elementos de aço galvanizado enformados a frio, ao contrário dos valores regulamentares que são valores mais abrangentes, cobrindo uma gama superior de tipos de aço. A calibração foi feita tendo em conta a variação da temperatura medida no ensaio.

A análise das curvas ilustradas na figura 3.3, leva à conclusão de que os valores experimentais e numéricos apresentaram uma boa concordância, o que indica que o modelo está calibrado, ou seja, reproduz bem a realidade. Importa referir que a temperatura da alma é sempre inferior comparativamente à dos banzos, pois os lábios e banzos da secção produzem sombreamento na alma, não aquecendo tanto essa zona (Craveiro H. D., 2016).

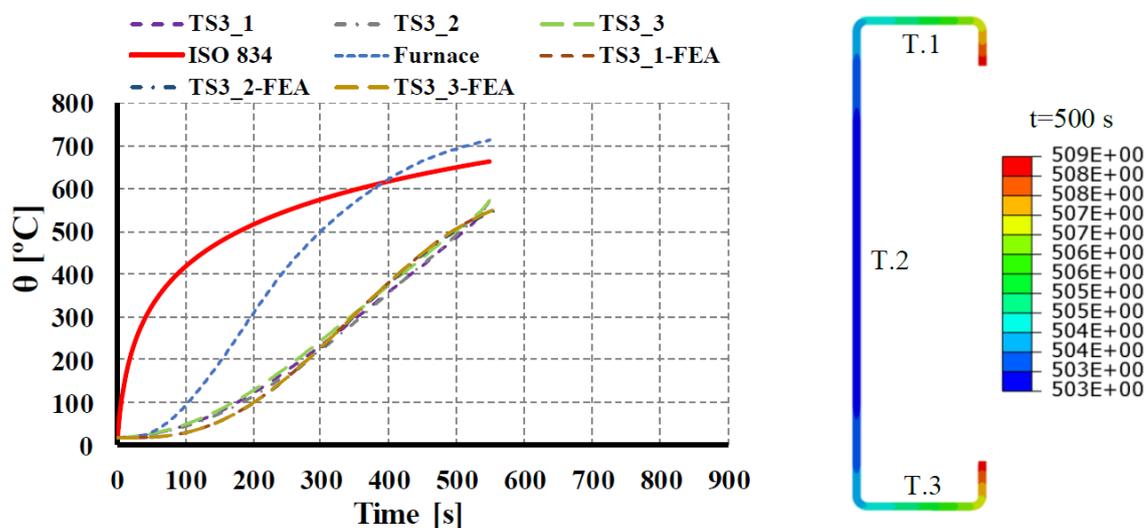


Figura 3.3 – Comparação entre os valores registados nos termopares e os valores da simulação numérica e a curva do forno do ensaio (Craveiro H. D., 2016).

3.4.2 Ação Térmica para o modelo mecânico

Nesta fase podemos assumir que o modelo criado é válido, pois simula bem a realidade, portanto agora é possível reproduzir com o *software* Abaqus, o comportamento térmico que a peça teria quando sujeita ao fogo padrão, a curva ISO 834 da norma NP EN 1991-1.2:2010.

Na figura 3.4 foram apresentados os resultados dessa simulação sendo possível observar que a curva ISO 834 tem o crescimento de temperatura muito mais elevado do que a curva do forno para os instantes iniciais, justificando as temperaturas mais elevadas na secção quando este é exposto à curva ISO 834.

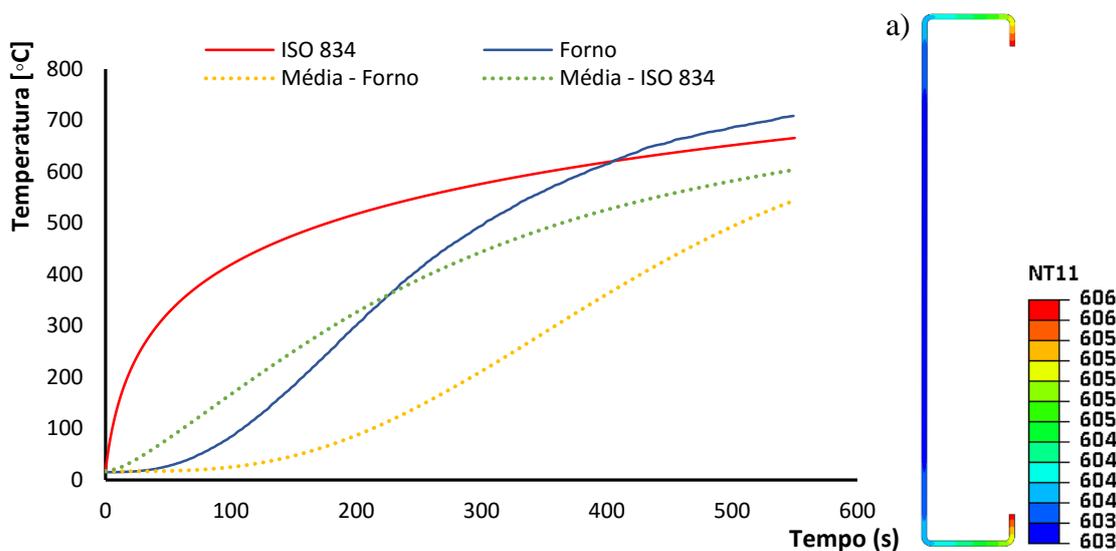


Figura 3.4 – Comparação entre o aquecimento médio segundo a curva do forno com a da ISO 834 para C_250_2.5. a) Distribuição de temperatura aos 550 segundos (ISO 834).

3.5 Análise mecânica

Este subcapítulo teve o objetivo de explicar os aspetos mais importantes de como foi avaliada a resistência das colunas que se pretendeu estudar no estudo paramétrico desenvolvido. Para tal, foram desenvolvidos dois tipos de modelos mecânicos, um do tipo *buckle*, que avaliou os modos de instabilidade da secção e serviu posteriormente para a introdução das imperfeições e um outro que avaliou a resistência da coluna ao fogo, num estado transiente, ou seja, com a temperatura a variar em função do tempo, com um carregamento constante, com a restrição imposta pela estrutura envolvente.

As propriedades mecânicas que foram utilizadas na caracterização do material são as indicadas no artigo científico (Craveiro, H. D. et al, 2015) presente no estado da arte desta dissertação. As propriedades apresentadas por estes autores caracterizam mais assertivamente o aço S280 GD + Z, material constituinte dos elementos ensaiados.

A definição do material no Abaqus deve ser feita em tensões-extensões verdadeiras. Pois a deformação plástica do aço durante a aplicação de uma carga de tração pode levar a que haja um alongamento local, bem como a um estiramento da secção, onde o material falhará. A tensão nominal enquanto há estiramento é muito menor do que a resistência última do material. Assim o comportamento do material é condicionado pela geometria do provete, da natureza do ensaio, ou seja, se se ensaiar outra geometria ou desta vez o aço à compressão, a curva tensão-extensão será distinta da obtida anteriormente. Por isso houve a necessidade de se desenvolver um modelo matemático que descrevesse o comportamento plástico dos materiais metálicos, para

que este não dependesse da geometria do provete ou da natureza do carregamento (6.12 Abaqus – Getting Started).

Então as extensões nominais, ϵ_{nom} , devem ser corrigidas para a extensões verdadeiras, ϵ_t . E as tensões nominais, σ_{nom} , devem ser corrigidas para as tensões verdadeiras, σ .

$$\epsilon_{nom} = \frac{l-l_0}{l_0} \quad (3.1)$$

$$\epsilon_t = \ln(1 + \epsilon_{nom}) \quad (3.2)$$

$$\sigma = \sigma_{nom} \left(\frac{l}{l_0} \right) = \sigma_{nom} (1 + \epsilon_{nom}) \quad (3.3)$$

A extensão pode ainda ser decomposta em 2 partes, a elástica (ϵ_l) e a plástica (ϵ_{pl}) como na figura 3.5 cujas expressões para o cálculo da parcela plástica é a seguinte:

$$\epsilon_{pl} = \epsilon_t - \frac{\sigma}{E} \quad (3.3)$$

Onde E é o módulo de elasticidade.

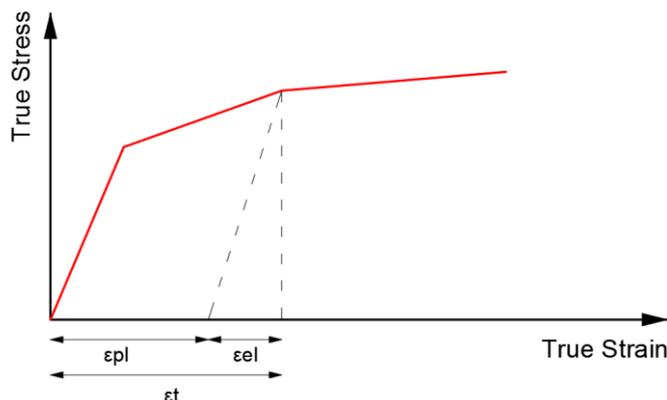


Figura 2.5 – Decomposição da extensão verdadeira, na sua componente elástica e plástica.

3.5.1 Malha dos Elementos Finitos

Sempre que se pretende utilizar o método dos elementos finitos deve-se sempre previamente fazer uma análise de sensibilidade da malha, cujo objetivo é determinar o erro envolvido na admissão dos diferentes tipos de elementos, bem como a sua dimensão, tendo em conta o esforço de cálculo envolvido. O estudo feito neste trabalho será feito com elementos do tipo casca (*Shell*), que são vulgarmente utilizados em peças que têm 1 dimensão (espessura) muito inferior do que as outras duas. O Abaqus dispõe de uma vasta biblioteca de elementos casca,

pelo que se escolherá as do tipo “*general-purpose shells*” pois têm a capacidade de variar a espessura durante a deformação da casca e devido à geometria da coluna, os elementos que melhor se ajustam, são os quadriláteros, ou seja os do tipo S4 e S4R. Dentro de cada tipo fez-se variar a dimensão da malha de 5, 10 e 20 mm, avaliando-se o resultado e o esforço de cálculo, representados na figura 3.6 e Quadro 3.1.

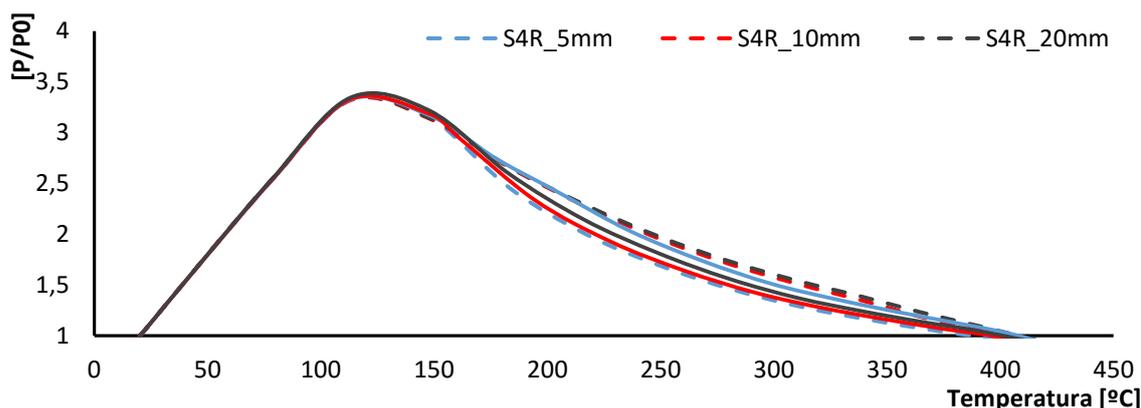


Figura 3.6 – Análise de Sensibilidade da Malha

Quadro 3.1 – Resultados das temperaturas críticas e do tempo de cálculo para a análise de sensibilidade

	Temperaturas críticas [°C] ($P/P_0=1$)	CPU Time (s)
S4R_5mm	386.4	1631.4
S4R_10mm	399.7	320.9
S4R_20mm	407.9	107.1
S4_5mm	407.6	2647.2
S4_10mm	395.4	665.7
S4_20mm	400.7	222.0

Com esta análise chegou-se à conclusão de que o tipo e a dimensão dos elementos podem afetar os resultados obtidos e o tempo de cálculo da análise. Os elementos do tipo S4 têm o dobro do esforço computacional comparativamente aos do tipo S4R, não se traduzindo numa precisão muito mais elevada, portanto para este trabalho será escolhido um elemento finito do tipo S4. Avaliando o desvio dos resultados obteve-se que as variações máximas entre as dimensões de cada tipo de elemento rondaram os 5%, o que é um erro aceitável em engenharia civil, portanto conclui-se que qualquer uma destas malhas testadas poderia ser utilizada, sem comprometer significativamente os resultados finais. Como é pretendido obter as melhores aproximações com este estudo, utilizar-se-á a malha com 5 mm de largura, a mais refinada das testadas cuja

ajustabilidade pode ser observada na figura 3.7. Importa referir que a introdução de dimensões inferiores às consideradas exigiriam uma quantidade de esforço computacional muito elevada que dificultariam a execução do estudo paramétrico pretendido neste trabalho.

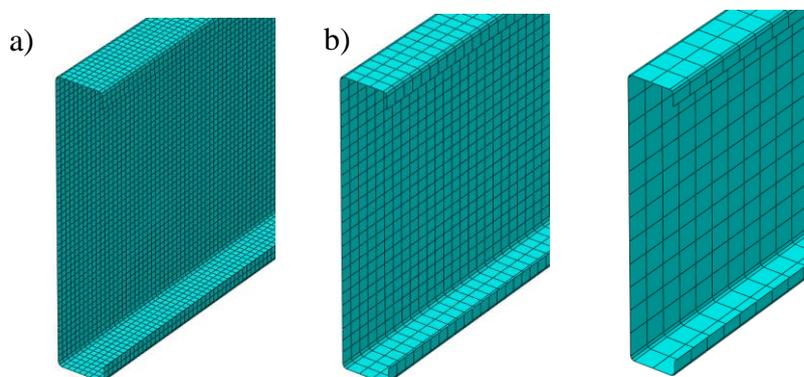


Figura 3.7 – Malha de elementos finitos. a) 5mm. b) 10mm. c) 20mm.

3.5.2 Construção do modelo mecânico

Foram desenvolvidos dois modelos mecânicos, um que visava estudar os possíveis modos de encurvadura das colunas e outro que avaliou a resistência mecânica ao fogo. A avaliação dos modos de encurvadura foi feita através do procedimento *Buckle* do abaqus, aplicando uma carga axial unitária. Na figura 3.8 foram apresentados os modos de encurvadura obtidos dessa análise.

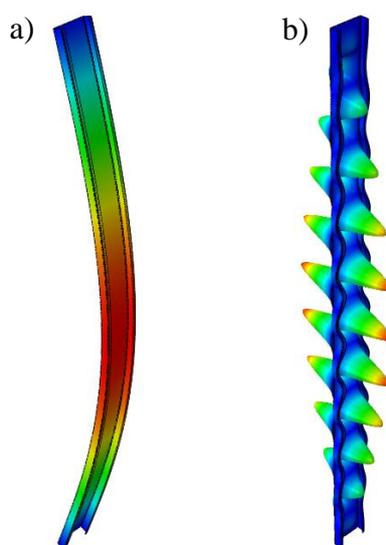


Figura 3.8 – Modos de instabilidade. a) Modo Global. b) Modo Local.

Os resultados obtidos nesse modelo *buckle* foram também utilizados para a introdução das imperfeições na peça, segundo as indicações dos autores mencionados no subcapítulo imperfeições geométricas do presente trabalho, no modelo que avaliou a resistência ao fogo de cada coluna.

No ponto superior da coluna foi inserida uma mola linear, que servirá para inserir o nível de restrição axial provocado pela envolvente da coluna, sendo que o ponto inferior da coluna foi totalmente restringido axialmente.

3.5.3 Validação do modelo mecânico

A validação do modelo mecânico utilizado nesta dissertação foi feita no âmbito da tese de doutoramento que deu início a este tema (Craveiro H. D., 2016). A calibração foi feita pelas forças de restrição axial que ditam o colapso da coluna, figura 3.10 e 3.11. A sobreposição das curvas criariam a situação ótima, mas isso dificilmente acontece, pela ocorrência de fenômenos que fazem o experimental divergir da situação teórica idealizada.

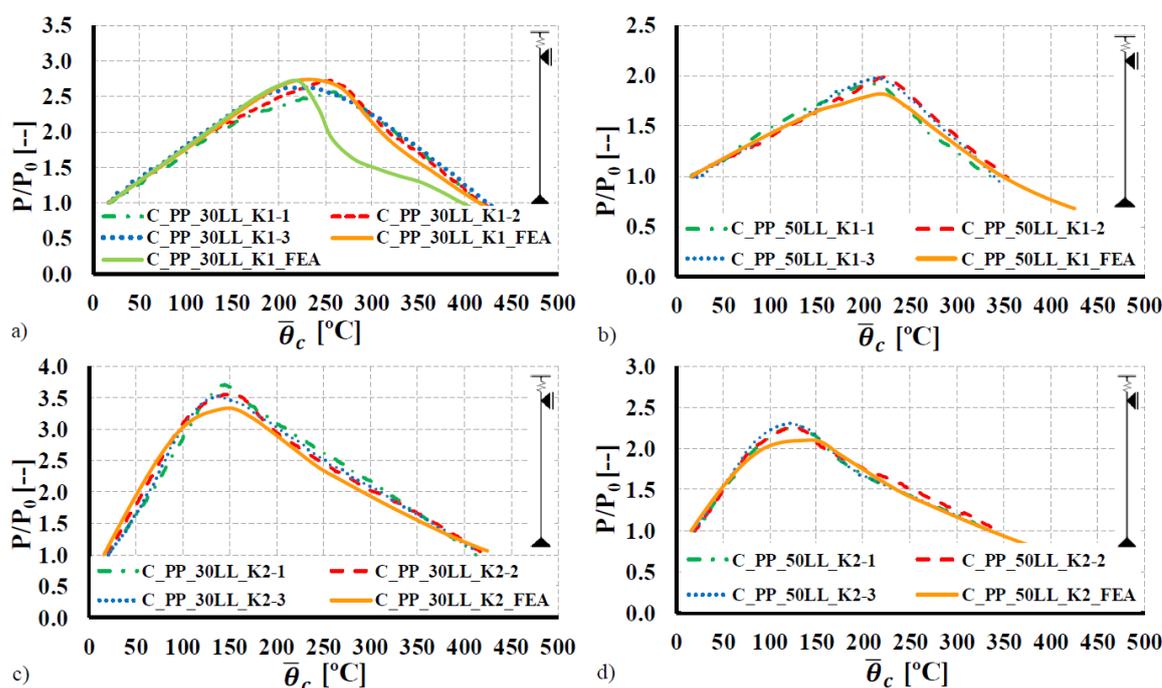


Figura 3.10 – Comparação da relação P/P_0 entre o numérico e o experimental das colunas com condição de apoio rotuladas (Craveiro H. D., 2016).

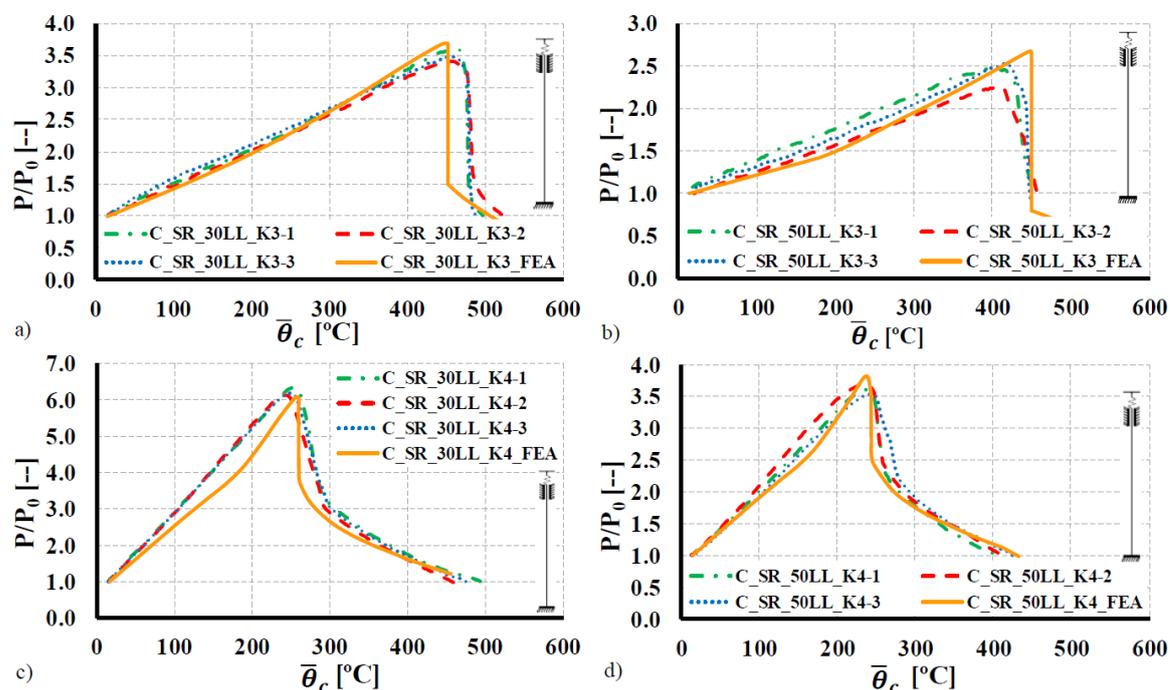


Figura 3.11 – Comparação do deslocamento vertical entre o numérico e o experimental com a condição de apoio semi-rígido (Craveiro H. D., 2016).

3.6 Estudo paramétrico

O estudo paramétrico teve como objetivo avaliar a influência de diversos parâmetros, que foram variados, no comportamento ao fogo de colunas de aço enformado a frio. Os parâmetros que se achou interesse variar no âmbito académico desta dissertação foram:

- Altura da secção (h da figura 3.12);
- Espessura da chapa (e da figura 3.12);
- Altura da coluna;
- Condições de apoio na base da coluna;
- Nível de carregamento;
- Restrição axial da coluna.

De modo a se reproduzirem secções realistas, a escolha das dimensões foi tida em conta com as secções catalogadas pela empresa produtora dos perfis, a Perfisa S.A (<http://www.perfisa.net>). As dimensões da altura da secção seleccionadas foram as de 150 e 250 mm com espessuras de 1,5 e 2,5 mm, sendo que as restantes dimensões são constantes pela standardização da empresa, banzo de 43 mm e enrijecedor 15 mm.

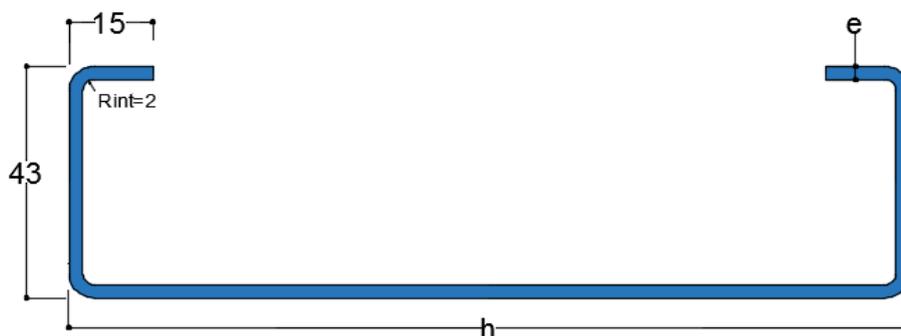


Figura 3.12 – Dimensões da secção C [mm].

A altura da coluna foi variada entre 5 dimensões, 1, 1,5; 2; 2,5 ou 3 m. E as condições de apoio da base da coluna, entre semi-rígido, que significa que a base é restringida às rotações segundo o eixo de inércia mais fraco da peça, e simplesmente apoiado, na situação em que a peça roda livremente segundo o eixo de inércia mais fraco. Quanto ao nível de carregamento 3 níveis de carga dependentes da resistência regulamentar da coluna foram considerados, sendo estes 30, 50 e 70% da carga $N_{b,Rd}^*$.

Um dos parâmetros mais importantes no estudo de resistência de colunas ao fogo é a rigidez axial da envolvente, onde a coluna se encontra inserida. Quando existe um aquecimento, que é o que acontece numa situação de incêndio, a coluna sofre extensões térmicas. No caso em que a coluna seja restringida axialmente, as extensões são impedidas pela vizinhança, e induzem a um estado de tensão na peça, que se traduz numa reação sofrida pelo apoio. Este estado de tensão depende da rigidez da envolvente, sendo que as forças geradas pelo apoio são maiores quanto maior for essa rigidez. Portanto para simular esta variação de rigidez, serão testados 10 níveis de restrição axial distintos que relacionam a rigidez envolvente com a da coluna, para que a relação seja constante para todas as colunas. O nível de restrição foi representado por α definido pela equação (3.4) e (3.5). Os 10 níveis de restrição axial considerados foram: 0; 2,5; 5; 10; 15; 20; 25; 50; 100 e 1000 %.

$$\alpha = \frac{K_{a,e}}{K_{a,c}} \quad (3.4)$$

$$K_{a,c} = EA/L \quad (3.5)$$

As imperfeições geométricas afetam o comportamento das colunas, por serem uma alteração da perfeição teórica. Deste modo apresentou-se uma análise de sensibilidade do efeito causado pela variação de diversos graus de imperfeição global e local. Para a imperfeição global variou-se entre $L/5000$, $L/1000$ e $L/100$, sendo L o comprimento da coluna. Para a imperfeição local

variou-se entre $h/2000$, $h/200$ e $h/100$, sendo h a altura da alma. Com o objetivo de melhorar a observação deste efeito, as imperfeições foram aplicadas isoladamente.

De forma a agilizar o tratamento de resultados dos 1200 casos, bem como a sua apresentação neste documento, criou-se um código para a nomenclatura. Para tal organizou-se da seguinte forma: C_ (SR ou SA) _ (250 ou 150) _ (2.5 ou 1.5) _ (3, 2.5, 2, 1.5 ou 1) _ (α_n) _ (30, 50 ou 70% $N_{b,Rd}^*$), sendo C a geometria da secção, SR referindo-se à condição de apoio na base de semi-rígido e SA à condição de apoio rotulada na base segundo o eixo de inércia mais fraco, 250 ou 150 mm, para altura da secção, 2,5 ou 1,5 mm, a espessura do aço das estruturas de aço enformado a frio e 1; 1,5; 2; 2,5 ou 3 m de altura da coluna, α_n refere-se ao nível de restrição axial da coluna, em que $\alpha_1 = 0\%$; 2,5; 5; 10; 15; 20; 25; 50; 100 e $\alpha_{10} = 1000\%$ e por último o nível de carregamento dado através da percentagem de $N_{b,Rd}^*$, valor de cálculo da resistência de encurvadura de um elemento comprimido de aço enformado a frio, corrigido pela interação de esforço normal com flexão, à temperatura ambiente, calculado através do conjunto de normas NP EN 1993-1-1:2010, EN 1993-1-3:2006 e NP EN 1993-1-5:2008.

Este estudo foi feito com recurso ao Abaqus 6.14 a partir de um computador com uma boa capacidade computacional, com processador de 3.4 GHz e com um disco de 16 Gb de RAM que permitiu reduzir o tempo de cálculo, levando uma média de 1 hora e 10 minutos para cada simulação.

Em cada simulação foram retirados do programa os dados referentes à temperatura em 2 pontos distintos na secção e a reação de apoio do topo da coluna. Fazendo-se o tratamento dos dados no *Microsoft Excel*.

3.7 Apresentação e discussão dos resultados

Neste subcapítulo foram apresentados os resultados obtidos no estudo anteriormente descrito e foi feita uma interpretação e subsequente crítica dos resultados. No Apêndice B, foram remetidos os quadros resumo do estudo paramétrico em temperaturas críticas.

De um modo geral, a ideia preconcebida da análise de colunas, é de que a resistência de colunas depende intrinsecamente da sua esbelteza normalizada, sendo que as mais esbeltas terão uma resistência inferior às menos esbeltas. Neste estudo chegou-se à indicação de que esse facto pode não ser tão linear para colunas de aço enformadas a frio em situação de incêndio, pois os efeitos dos fenómenos de encurvadura associados que definem o colapso podem ser diferentes. Portanto dada a complexidade do problema, torna-se importante separar a variação de esbelteza por variação da altura da secção, da espessura da chapa, da altura da coluna e das condições de apoio.

O critério de colapso das colunas usado neste estudo foi o seguinte, a coluna é concebida para suportar uma determinada carga de serviço P_0 igualada à percentagem de $N_{b,Rd}^*$, a coluna falha quando não é capaz de suportar essa carga, ou seja, quando a relação P/P_0 é inferior a 1, sendo P a força de restrição na coluna gerada pelo aquecimento do elemento durante a atuação do incêndio padrão.

3.7.1 Imperfeições Geométricas

A figura 3.13 mostrou o efeito que a variação do grau de imperfeição global provocou na temperatura crítica das colunas, segundo o nível de carga atuante. Como era de esperar a coluna mais imperfeita foi a que mais foi penalizada em termos de temperatura crítica. Quando a imperfeição global aumentou de $L/5000$ para $L/100$ a temperatura crítica diminuiu 1.5% (491°C para 483°C) para 30% $N_{b,Rd}^*$ e 11.2% (326°C para 290°C) para 70% $N_{b,Rd}^*$.

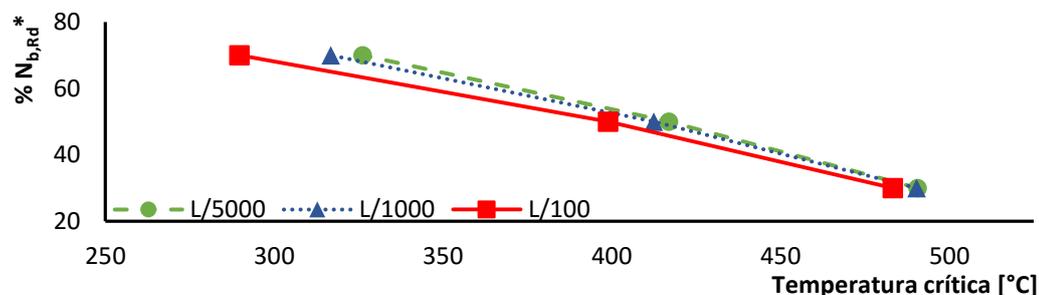


Figura 3.13 – Efeito da variação da imperfeição geométrica global C_SR_250_2.5_2_α9.

Na figura 3.14 foi possível observar o efeito que a variação do grau de imperfeição local teve na temperatura de colapso da coluna consoante o nível de carga aplicado. Quando a imperfeição local aumentou de $h/2000$ para $h/100$ a temperatura crítica diminuiu 4,5% (500°C para 477°C) para 30% $N_{b,Rd}^*$ e 2,5% (334°C para 326°C) para 70% $N_{b,Rd}^*$.

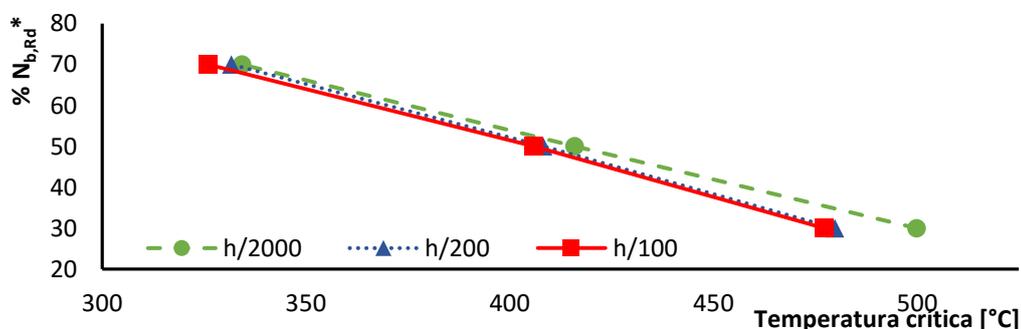


Figura 3.14 – Efeito da variação da imperfeição geométrica local C_SR_250_2.5_2_α9.

3.7.2 Altura da secção

Generalizando a variação da altura da alma da secção de 150 para 250 mm causou a diminuição da temperatura crítica nas colunas, exceto para as colunas mais curtas (1 e 1,5 m) em que ocorreu um ligeiro aumento da temperatura. As variações foram mais elevadas nas que tinham a condição de apoio simplesmente apoiada e para aquelas que tinham 1,5 mm de espessura. Também notou-se que para níveis de carga superiores as diferenças foram superiores.

As diferenças nas colunas de 2; 2,5 e 3 m, em termos médios rondaram os 2, 3 e 5% para os níveis de carregamento de 30, 50 e 70% da carga regulamentar de compressão das colunas respetivamente. Para as colunas de 1 e 1,5 m, o aumento de temperatura foi de 3, 4, e 7% para as semi-rígidas e 7, 13 e 15% para as simplesmente apoiadas.

3.7.3 Altura da coluna

A análise da variação da altura da coluna na temperatura crítica, não é simples, na medida que foi possível observar diversos comportamentos distintos na amostragem. Uma possível razão é que variando o comprimento da coluna, variam-se também os modos de encurvadura mais relevantes para o provete, o que poderá influenciar o colapso de cada coluna, análise esta, altamente não linear. Portanto deve-se evitar observar cada variação isoladamente, mas sim a tendência generalizada da variação da temperatura crítica ao longo da amostragem.

De um modo geral quando se variou a altura da coluna, obteve-se dois comportamentos distintos consoante a condição de apoio das colunas axialmente restringidas. Nos casos com a condição de apoio semi-rígida, a temperatura crítica tendencialmente diminuiu quanto maior era a esbelteza (maiores comprimentos). Para a maioria dos casos com a condição de apoio simplesmente apoiada o que aconteceu foi que existiu uma tendência de decréscimo da temperatura crítica com o aumento da esbelteza, existindo um mínimo que ocorre para valores de intermédios da gama testada.

Para os casos sem restrição axial e para níveis de carga de 30% $N_{b,Rd}^*$, estas não apresentaram diferenças significativas, quando se variou a altura das colunas. Para os restantes níveis de carregamento com a condição semi-rígido, existiu um aumento de temperatura crítica, com o aumento de comprimento, para as simplesmente apoiadas estas apresentaram uma tendência contrária.

Na figura 3.15, 3.16 e 3.17 foi possível observar graficamente o efeito da variação da esbelteza por variação de comprimento de coluna.

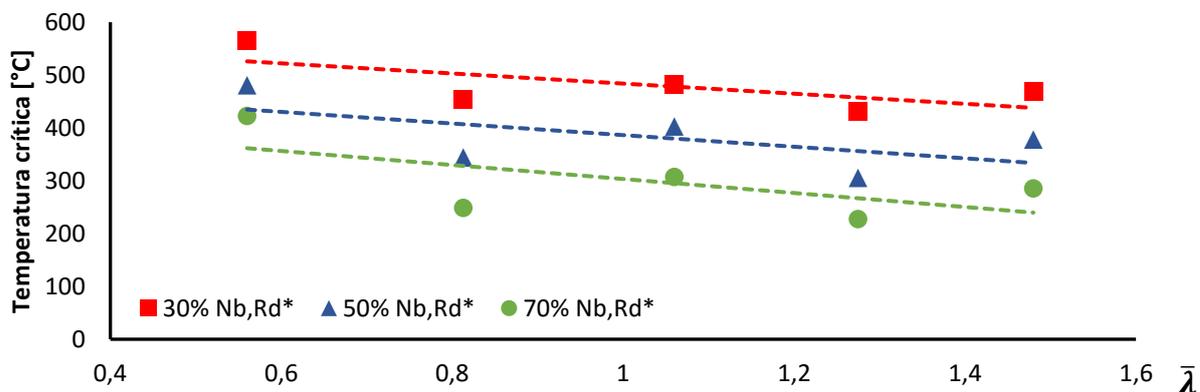


Figura 3.15 – Efeito da variação da altura da coluna – C_SR_250_2.5_α9.

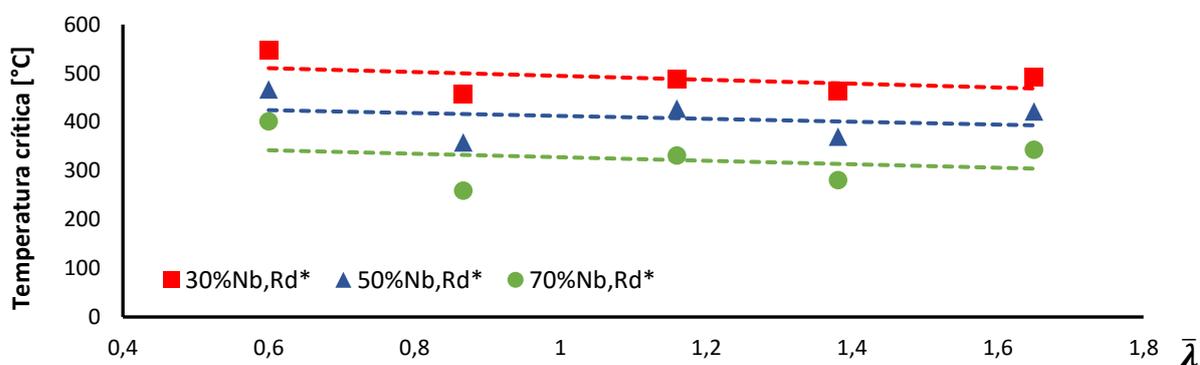


Figura 3.16 – Efeito da variação da altura da coluna – C_SR_150_1.5_α9.

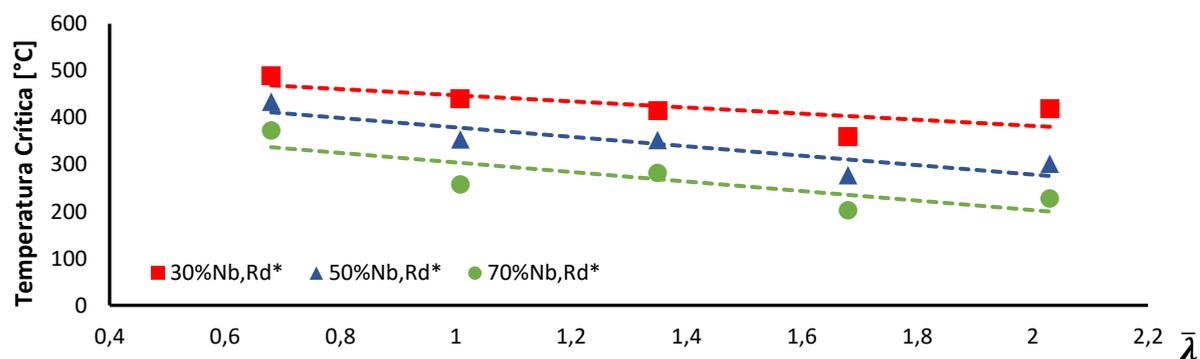


Figura 3.17 - Efeito da variação da altura da coluna – C_SA_250_2.5_α2.

A análise dos melhores gráficos obtidos permitiu a criação de expressões simplificadas que podem prever a temperatura crítica para casos intermédios de comprimento dentro do intervalo considerado no estudo (1 a 3 m), isto com um certo grau de precisão. Neste subcapítulo são expostas expressões de previsão de temperatura crítica e de duração da resistência da coluna

perante a ação de um incêndio padrão, para o caso C_SR_150_2.5 e para o caso de carga de 50% $N_{b,Rd}^*$. A previsão para níveis de carga de 30% $N_{b,Rd}^*$ e 70% $N_{b,Rd}^*$ pode ser feita, se multiplicando as expressões por 1,15 e 0,85 respetivamente. A título de exemplo através da equação 3.6 as temperaturas críticas do provete C_SR_150_2.5_2.5 podem ser obtidas, tomando os valores de 627 e 383°C para o nível de carga de 50% $N_{b,Rd}^*$ e restrição axial 0 e 1000% respetivamente. Através da multiplicação do fator de 1,15 e 0,85 obtém-se 721 e 440°C para níveis de 30% $N_{b,Rd}^*$ e 533 e 325°C para 70% $N_{b,Rd}^*$. Comparando o desvio dos valores numéricos com os obtidos através das expressões são encontrados erros entre 0,4 e 14% que são erros admissíveis de aproximação dada a complexidade do problema.

$$\begin{cases} \theta_{crit} = 19,514 \times L^2 - 30,157 \times L + 580,04 & \text{para } \alpha = 0 \\ \theta_{crit} = 6,943 \times L^2 - 24,191 \times L + 501,52 & \text{para } \alpha = 2,5\% \\ \theta_{crit} = 17,229 \times L^2 - 86,454 \times L + 532,6 & \text{para } \alpha \geq 5\% \\ \theta_{crit} = 60,686 \times L^2 - 256,58 \times L + 644,84 & \text{para } \alpha \geq 2,5\% \end{cases} \quad (3.6)$$

$$t_{crit} = (0,0019 \times \theta_{crit}^2 - 0,1572 \times \theta_{crit} + 20,902)/60 \quad (3.7)$$

Sendo L o comprimento da coluna em m, α a restrição axial dada pela expressão 3.4, θ_{crit} a temperatura crítica em °C e t_{crit} a duração da resistência da coluna em minutos.

As forças de restrição geradas para cada um dos casos, altera também com a variação de comprimento da coluna. Na figura 3.18 é representada a variação de dois provetes, é possível destacar que a coluna que colapsa mais cedo, não é aquela que atinge a relação (P/P0) mais elevada.

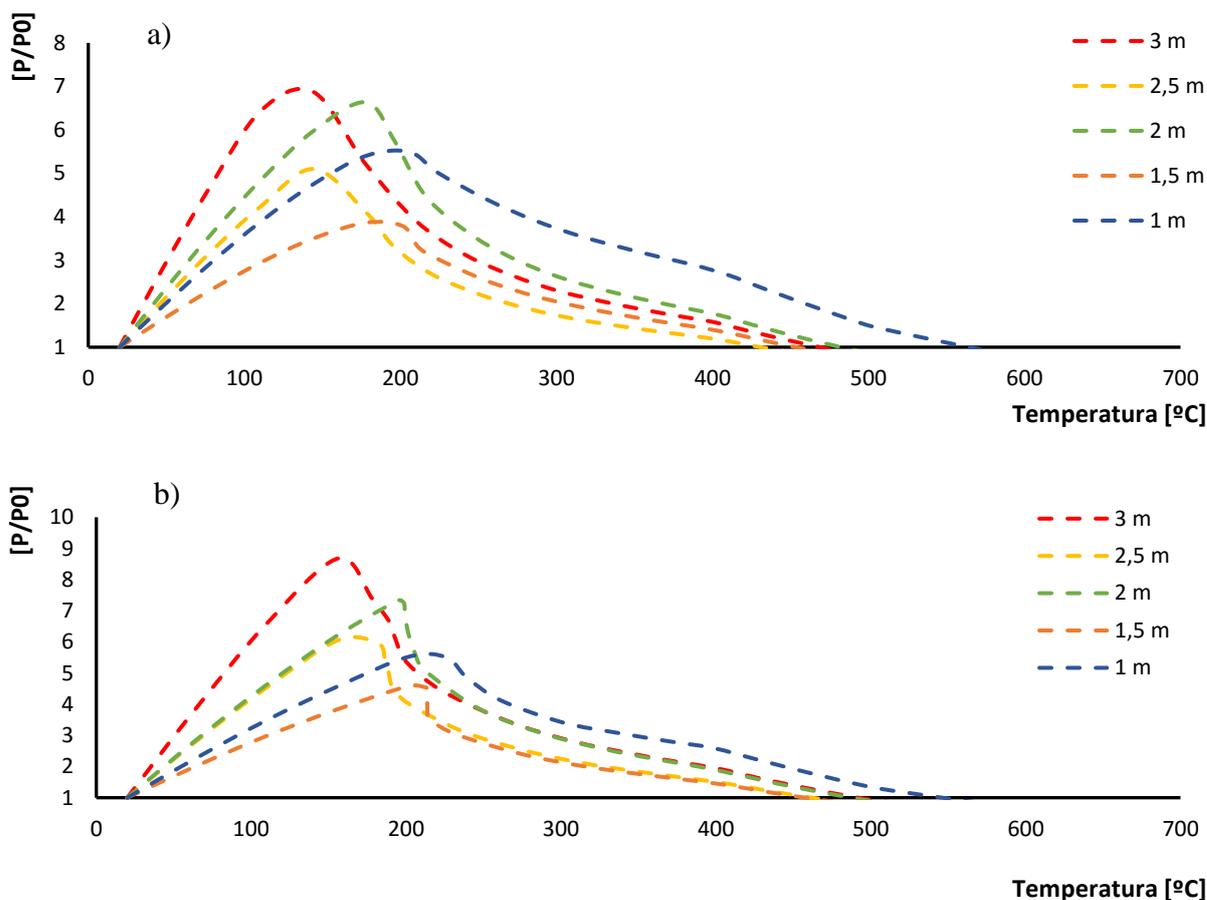


Figura 3.18 – Evolução da força de restrição (P/P_0) com a variação da altura das colunas. a) C_SR_250_2.5_L_α9. b) C_SR_150_1.5_L_α9.

3.7.3 Espessura da chapa

No geral a variação da espessura da chapa de 1.5 para 2.5 mm causou uma diminuição da temperatura crítica, não existindo diferenças muito significativas.

3.7.4 Condição de apoio

A condição de apoio foi um parâmetro que afetou significativamente a resistência ao fogo da coluna, deste modo a situação semi-rígido apresentou em todos os casos testados uma temperatura crítica superior à simplesmente apoiada. Na generalidade dos casos houve comportamentos distintos consoante a altura das colunas. Para as colunas de 2,5 e 3m a variação da condição de apoio rondou diferenças na ordem dos 10, 24 e 28% consoante 30, 50 e 70% do valor $N_{b,Rd}^*$. Para os casos com dimensões 1; 1,5 e 2 m, as diferenças foram superiores, na ordem dos 17, 30, 37% consoante o nível de carga 30, 50, 70% $N_{b,Rd}^*$ respetivamente.

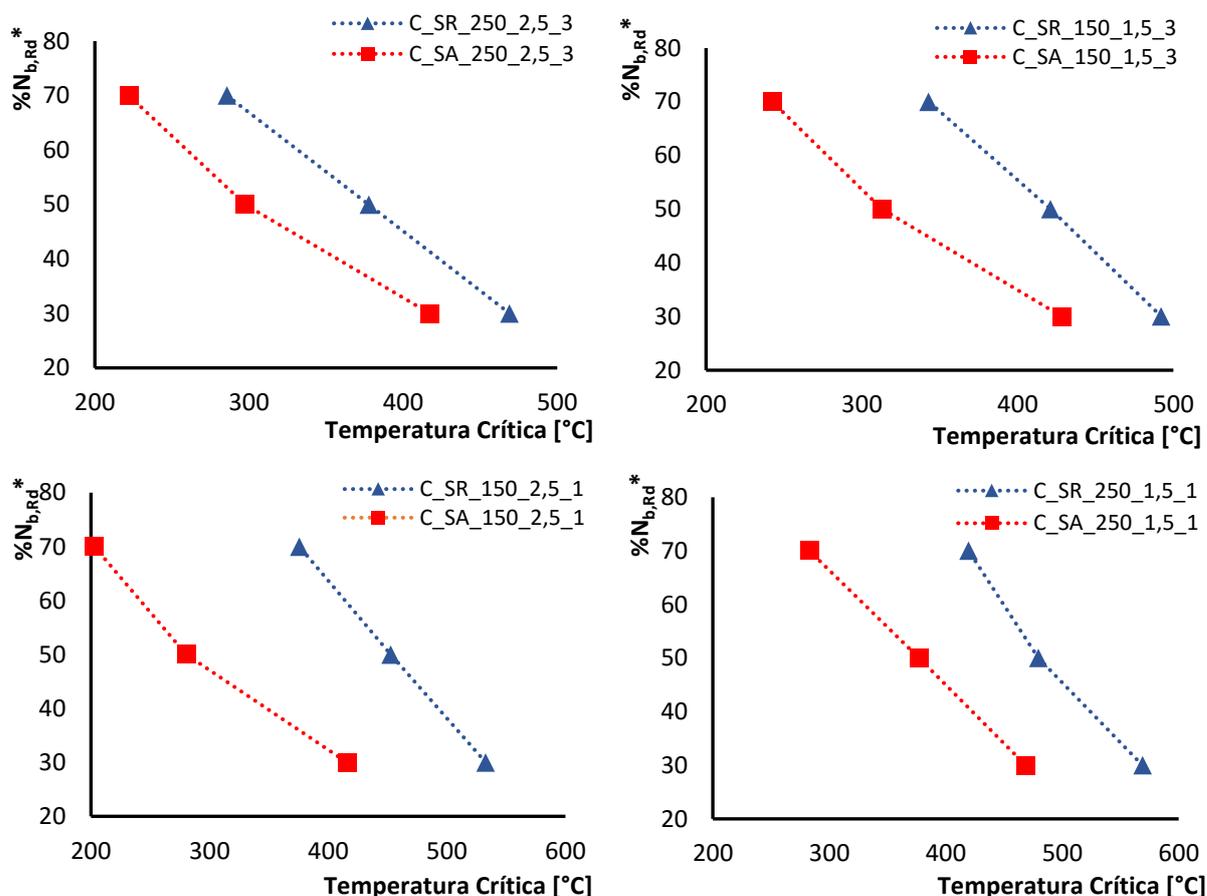


Figura 3.19 – Comparação entre provetes com condição de apoio rotulado e semi-rígido.

3.7.5 Nível de carregamento

O nível de carregamento traduz a proximidade que a coluna está da rotura, como era de esperar para níveis de carregamento inferiores, 30 % $N_{b,Rd}$, a temperatura crítica foi superior às restantes, sendo que neste caso a coluna possui uma superior reserva de resistência. Este parâmetro influenciou significativamente a resistência global da coluna perante o fogo, como foi possível observar na figura 3.20. Pela observação dos resultados de um modo geral, a diminuição de temperatura crítica sentida, com o aumento do carregamento, rondou entre os 20 e os 30% aquando da passagem dos 30 para 50% de $N_{b,Rd}$ * e semelhantes diminuições dos 50 para 70% $N_{b,Rd}$ *.

Nos casos específicos da figura 3.20 a diferença de temperatura sentida para o caso em que não havia restrição axial, quando o nível de carregamento passou de 30 para 70% $N_{b,Rd}$ *, houve diminuição da temperatura crítica de 43% (729°C para 413°C) para o caso a) e de 23% (713°C para 548°C) para o caso b). Sendo que para o nível de restrição de 20% (α_6) a diminuição rondou os 48% (386°C para 200°C) para a) e 35% (491°C para 317°C) para b).

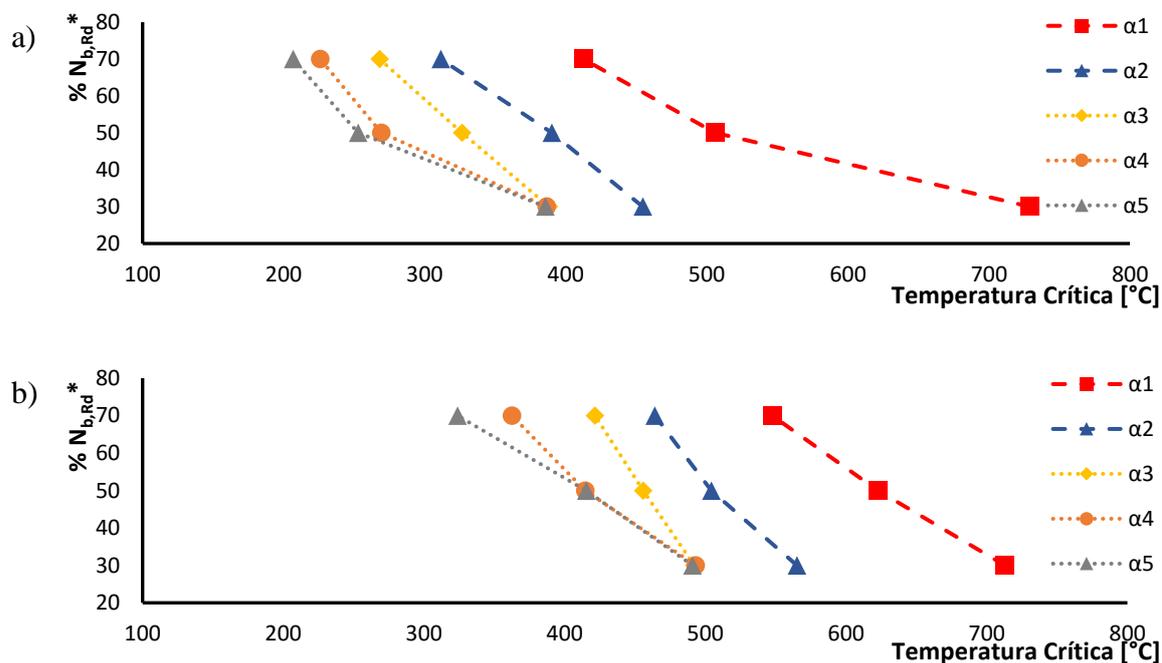


Figura 3.20 – Comparação dos níveis de carregamento para cinco níveis de restrição axial para os provetes. a) C_SA_150_2.5_2. b) C_SR_150_2.5_2.

O critério de colapso das colunas foi observado em função da evolução da força de restrição gerada durante o aquecimento. O valor máximo dessa força certamente depende da reserva de resistência que existe em cada provete que é função da carga aplicada. Na figura 3.21 foi possível observar essas diferenças, por um lado pela temperatura crítica que foi marcada quando a relação P/P_0 decresceu até ao valor unitário, sendo P a força de restrição gerada pelo aquecimento, e P_0 a carga aplicada inicialmente e por outro lado pelas forças máximas geradas dado pelo pico de cada uma das curvas. A temperatura crítica e as forças de restrição máximas foram assim superiores para o caso com o nível de carga de 30% $N_{b,Rd}^*$.

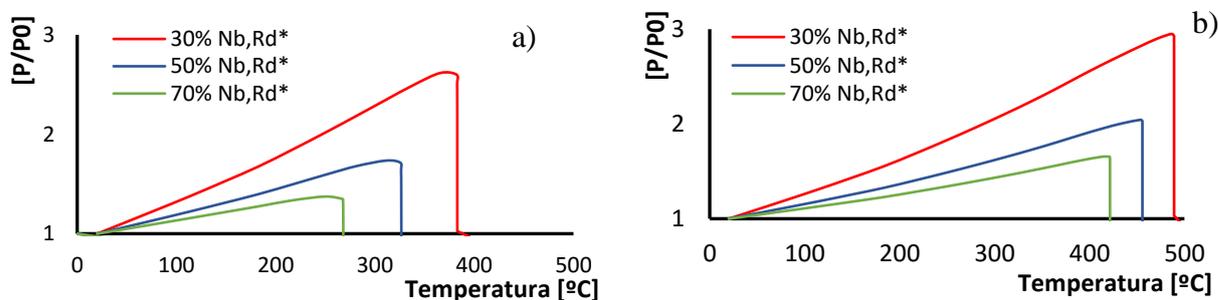


Figura 3.21 – Comparação das curvas P/P_0 para diferentes níveis de carregamento. a) C_SA_150_2.5_2_α3. b) C_SR_150_2.5_2_α3.

3.7.6 Nível de restrição axial

Quando o elemento aquece, desenvolvem-se extensões axiais na coluna, que provocam que a peça aumente de comprimento gradualmente. Se existir restrição axial causada pela vizinhança, esta impede esse movimento, gerando forças de reação na peça que aumentam com o aumento de temperatura.

De um modo geral a temperatura crítica máxima ocorreu para a situação em que não existe restrição axial, diminuindo com o aumento da restrição axial. A partir do nível de restrição axial, α igual a 5 % da rigidez axial da coluna, a temperatura crítica fixou-se num valor, sendo que o aumento da restrição não provocou variação na temperatura de colapso dos provetes, como foi possível observar na figura 3.22.

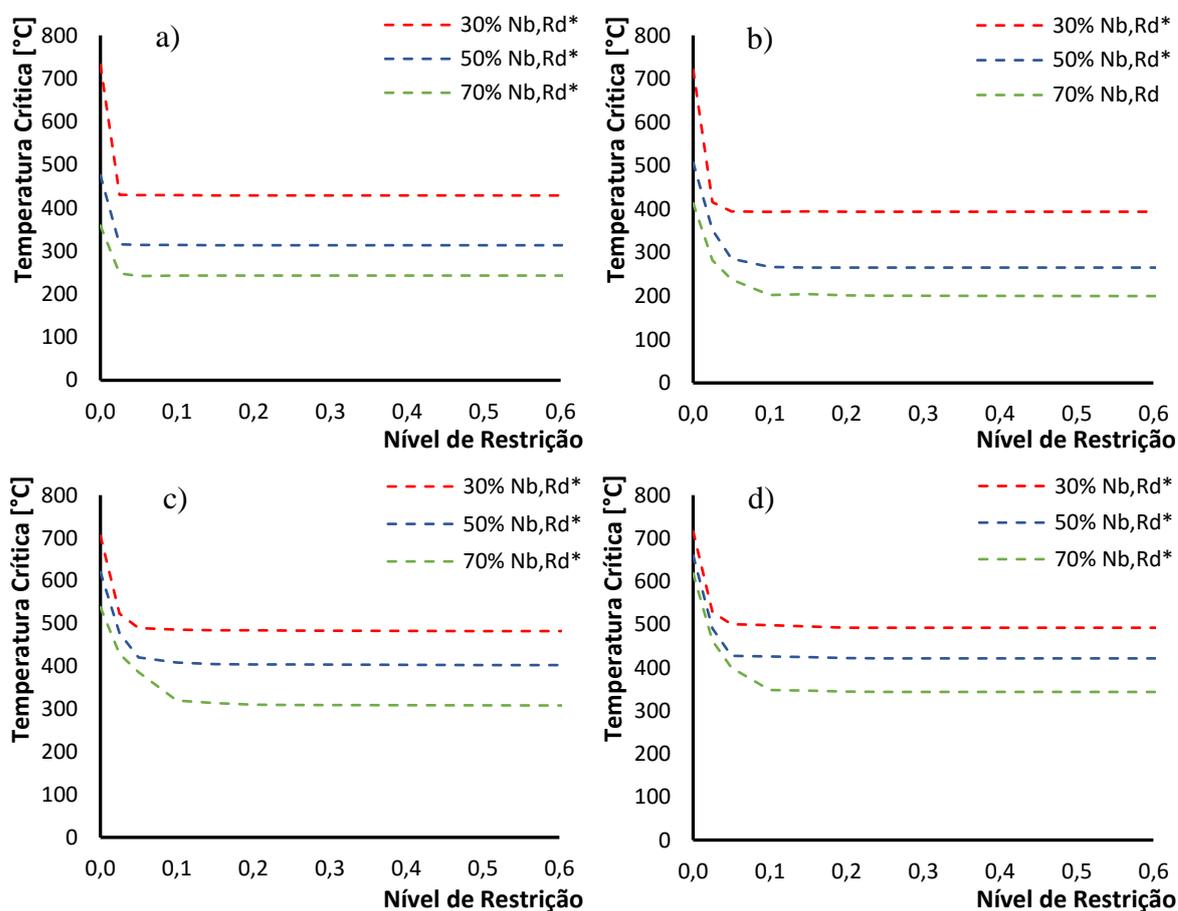


Figura 3.22 - Variação da temperatura crítica em função da restrição axial. a) C_SA_250_2.5_2. b) C_SR_250_2.5_2. c) C_SA_150_1.5_3. d) C_SR_150_1.5_3.

Com o aumento da restrição axial foi possível observar que a relação da força de restrição gerada (P/P_0) toma valores cada vez mais altos. A evolução da curva P/P_0 nas colunas com

condição de apoio semi-rígido teve uma taxa de crescimento menor do que as que tinham a condição de apoio simplesmente apoiado. Na figura 3.23 e 3.24 é possível observar o efeito que a restrição axial causou nos diversos provetes apresentados, para os três níveis de carregamento.

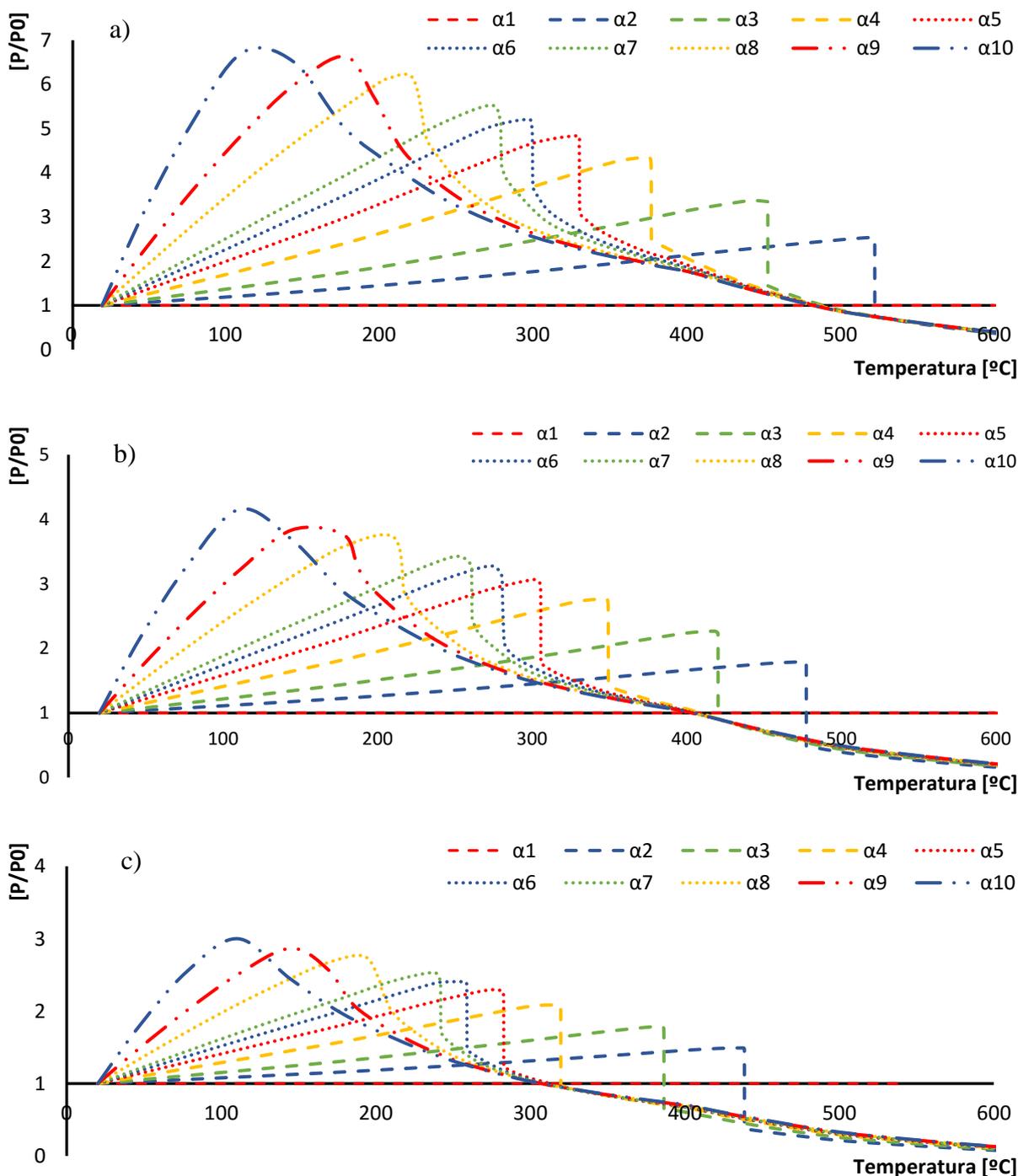


Figura 3.23 – Efeito da variação da restrição axial para C_SR_250_2.5_2. a) 30 % $N_{b,Rd}^*$. b) 50 % $N_{b,Rd}^*$. c) 70 % $N_{b,Rd}^*$.

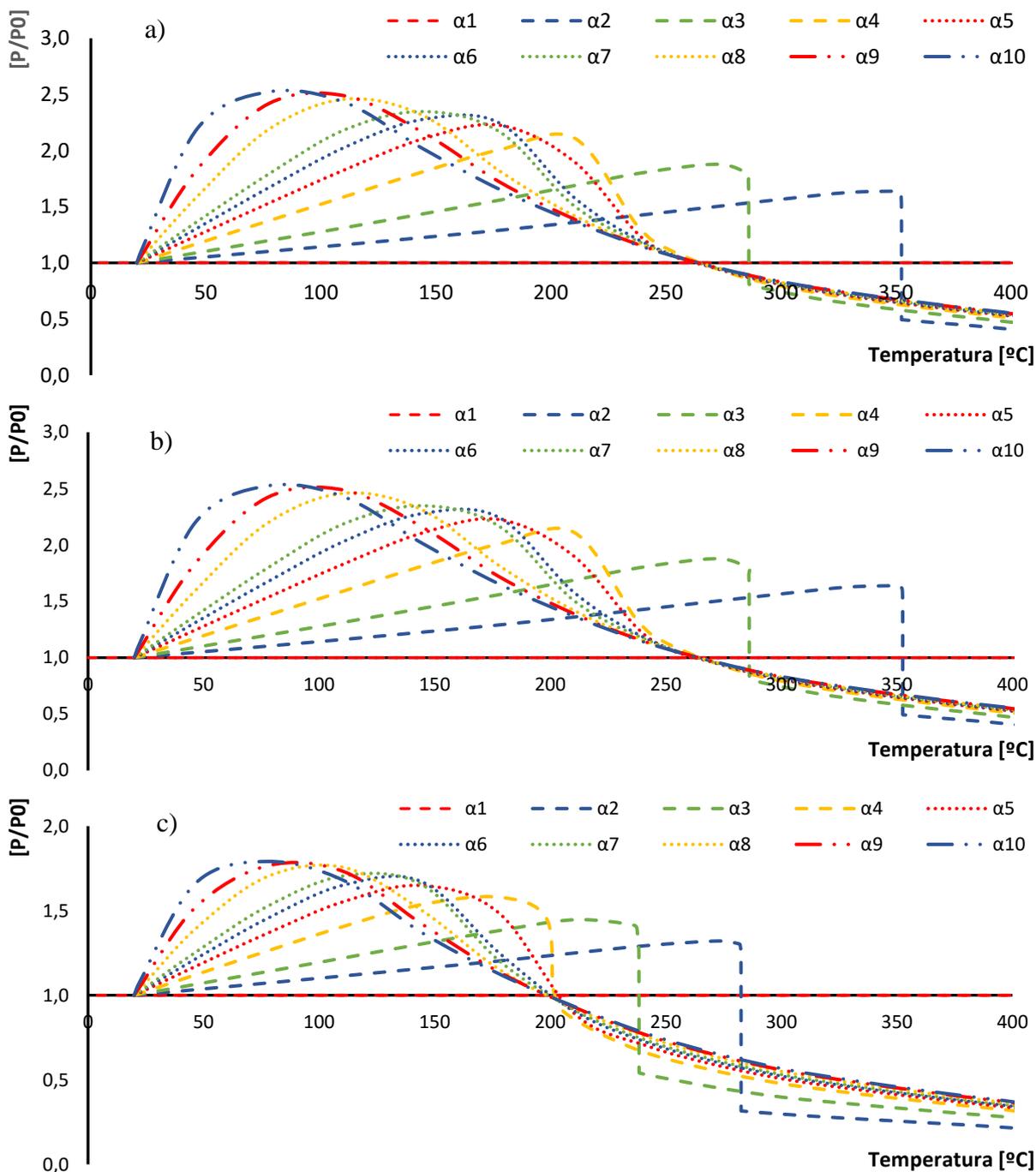


Figura 3.24 – Efeito da variação da restrição axial C_SA_250_2.5_2. a) 30 % $N_{b,Rd}^*$. b) 50 % $N_{b,Rd}^*$. c) 70 % $N_{b,Rd}^*$.

4 Conclusões

A revisão bibliográfica mostrou que a compreensão dos elementos enformados a frio de aço está ainda longe de estar concluída, pois, a sua análise é dificultada devido ao comportamento altamente não linear próprio destes elementos. Os complexos fenómenos de encurvadura que caracterizam estes elementos altamente esbeltos, exigem uma grande capacidade computacional que é difícil ser alcançada de um modo prático.

O estudo paramétrico feito nesta dissertação teve como base a análise numérica de 1200 casos, com variação de certos parâmetros, ao nível das dimensões, da geometria da secção, das dimensões da coluna, da condição de apoio, do nível de carga e do nível de restrição axial. Todas as colunas sofreram a ação de aquecimento do incêndio padrão de dimensionamento, seguindo a curva ISO 834, estabelecida na norma NP EN 1991-1-2:2010, analisando-se a temperatura de colapso de cada provete. Com a análise dos resultados foi possível observar que os parâmetros variados causaram efeito na temperatura crítica dos provetes, indicando que a regulamentação NP EN 1993-1-2:2010 pode estar desajustada, não indo ao encontro das particularidades das peças de aço fabricadas por esta tecnologia. As temperaturas críticas dos provetes apresentaram uma grande dispersão, sendo que a temperatura mais baixa obtida foi de 139°C e a mais alta de 705°C.

Dos parâmetros variados no estudo destacam-se aqueles que provocaram um maior efeito na resistência ao fogo dos provetes. O aumento do nível da restrição axial causou no geral a diminuição da temperatura crítica dos provetes, que pode ser justificado pelas superiores forças de restrição geradas durante o aquecimento das colunas. O aumento do nível de carga também causou a diminuição da temperatura crítica, pois quanto maior o nível de carga, mais perto os provetes estavam do colapso. Por fim, a variação da condição de apoio, avaliou o efeito que o provete apresenta para valores de restrição rotacional extremos, sendo que a condição de apoio simplesmente apoiada corresponde à restrição rotacional nula, e a condição de apoio semi-rígida à restrição máxima. Para todos os casos foi observado que a temperatura crítica era superior para os casos que tinham a restrição rotacional máxima, ou seja, para a condição de apoio semi-rígida.

Sendo assim, os resultados indicaram que a regulamentação em vigor sobre a verificação da resistência ao fogo de elementos estruturais de aço, mais especificamente a NP EN 1993-1-2:2010, carece de uma nova metodologia para a verificação de elementos de aço enformado a frio, que tenha em conta os parâmetros variados nesta dissertação, para que a previsão da resistência seja mais precisa e mais bem ajustada ao elemento que se pretende dimensionar.

Uma melhor previsão leva a um melhor aproveitamento da resistência de cada elemento, levando a um grau de segurança superior e a uma melhor economia, pois o valor de 350 °C ajusta-se por excesso a alguns casos e por defeito noutros.

Contudo os resultados expostos não indicam de todo que as estruturas com elementos de aço enformado a frio estão inseguras do ponto de vista da sua segurança contra incêndios. Pois apesar de terem sido encontradas temperaturas críticas mais baixas do que o valor regulamentar da NP EN 1993-1-2:2010, é importante ressaltar que a análise foi feita para elementos isolados, o que na realidade é muito improvável que aconteça. Uma vez que as construções constituídas por estes elementos apresentam um elevado grau de hiperstaticidade e de revestimentos que conferem uma superior segurança contra incêndios, levando a que a estrutura no global resista a valores muito superiores do que os 350 °C.

Espera-se que com o trabalho feito se impulse a validação experimental dos resultados obtidos e que se aumente o espectro da análise testada, pois ainda existe muito por descobrir. Para que continuamente se conheça melhor as particularidades dos elementos enformados a frio de aço, que têm um ótimo potencial quer a nível de sustentabilidade como económico na indústria da construção.

4.1 Trabalhos Futuros

A investigação sobre o comportamento estrutural de elementos enformados a frio de aço é ainda muito escassa, o que demonstra que ainda existe muito por descobrir, tanto à temperatura ambiente, como a altas temperaturas. Neste subcapítulo são apresentados alguns exemplos de estudos que poderão ser efetuados em continuação a este, que de certa forma complementem e fortaleçam e aprimorem as conclusões chegadas.

Os resultados obtidos através de modelos numéricos carecem sempre de validação experimental, para que se possa ter a garantia de que os fenómenos ocorrem na realidade e que os modelos numéricos utilizados reproduzem bem a verdade. O ensaio laboratorial de mais casos do que os estudados na investigação experimental que deu suporte a esta dissertação, pode ser benéfico, na medida que permitem confrontar as conclusões chegadas nesta dissertação.

Os níveis de carregamento utilizados nesta dissertação em função da percentagem de $N_{b,Rd}^*$, valor de cálculo da resistência de encurvadura de um elemento comprimido de aço enformado a frio, corrigido pela interação de esforço normal com flexão, à temperatura ambiente, calculado através do conjunto de normas NP EN 1993-1-1:2010, EN 1993-1-3:2006 e NP EN 1993-1-5:2008, prevê a resistência das colunas com uma aproximação da realidade. Teria interesse

realizar um estudo acerca da ajustabilidade desses valores de carga à temperatura ambiente, através de modelos de cálculo não lineares.

O refinamento dos parâmetros variados seria também benéfico ao estudo, na medida que poderia completar os dados, permitindo o suporte das conclusões chegadas. Desta forma seria importante a introdução de mais casos de comprimento das colunas, diferentes dimensões da geometria da secção, alterando a espessura, altura da secção, dimensões dos banzos e dos enrijecedores, bem como a introdução de diferentes níveis de restrição rotacional, a variação da condição de apoio indicou que este é um parâmetro que provoca efeito na temperatura crítica dos provetes, tendo sido testado o nível de restrição rotacional igual a zero para o caso da condição de apoio simplesmente apoiada e infinito para o caso da condição de apoio semi-rígido, portanto é espetável que exista aumento da temperatura crítica com o aumento da restrição rotacional, para os casos intermédios.

Existem também algumas lacunas em vários temas abrangentes aos elementos de aço enformado a frio ao fogo, como é o caso, das propriedades mecânicas e térmicas dos diferentes tipos de aço utilizado na constituição dos perfis. No comportamento estrutural de diferentes tipos de secção, como é o caso das secções simples, ómega, sigma, Z, nas secções compostas criadas através do agrupamento de outras secções simples, tanto secções abertas como fechadas, bem como para as secções mistas constituídas por aço e betão. O comportamento das ligações, tanto em resistência como deformabilidade constitui também uma grande lacuna destes elementos.

Finalmente, todos os estudos aqui enunciados podem contribuir para uma proposta de alteração referente aos métodos dispostos na NP EN 1993-1-2:2010 acerca da influência de cada um dos parâmetros.

Referências Bibliográficas

Abaqus 6.12, Getting Started with Abaqus (2012), Dassault Systemes Simulia Corp, USA

Craveiro, H., C. Rodrigues, J., & Laím, L. (2014). "Cold-formed steel columns made with open cross-sections subjected to fire". *Thin-Walled Structures*, Vol 85, pp. 1-14.

Craveiro, H., C. Rodrigues, J., Santiago, A., & Laím, L. (2015). "Review of the high temperature mechanical and thermal properties of the steels used in cold formed steel structures - The case of the S280GD+Z steel". *Thin-Walled Structures*, Vol.98, Part A, pp. 154-168

Craveiro, H. (2016). "Fire Resistance of Cold-Formed Steel Columns". Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

CMRP@ (2015). <http://www.cmrp.com>. Chicago Metal Rolled Products, USA

Dubina, D., Ungureanu, V., & Landolfo, R. (2013). "Design of Cold-formed Steel Structures". ECCS and Ernst & Sohn

EN 1993-1-3:2006, CEN, Design of Steel Structures, General rules – Supplementary rules for Cold-Formed Thin Gauge Members and Sheeting, Brussels, 2006

Garifullin, M., & Nackenhorst, U. (2015). "Computational Analysis of Cold-Formed Steel Columns with Initial Imperfections". *Procedia Engineering*, Vol. 117, pp. 1073-1080.

Kaitila, O. (2002). "Imperfection sensitivity analysis of lipped channel columns at high temperatures". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.58, pp. 333-351.

Kankanamge, N., & Mahendran, M. (2011). "Mechanical properties of cold-formed steels at elevated temperatures". *Thin-Walled Structures*, Vol 49, pp. 26-44.

Khennane, A. (2013). "Introduction to Finite Element Analysis Using MATLAB and Abaqus". Taylor and Francis Group, LLC, pp. 33.

Li, Z. & Shafer, B. (2010). "Application of the finite strip method in cold-formed steel member design". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, pp. 971-980.

NP EN 1991-1-2:2010, IPQ, Acções em estruturas. Parte 1-2: Acções em estruturas expostas ao fogo.

NP EN 1993-1-1:2010, IPQ, Projecto de Estruturas de Aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

NP EN 1993-1-2:2010, IPQ, Projecto de Estruturas de Aço. Parte 1-2: Regras Gerais. Verificação da Resistência ao Fogo.

NP EN 1993-1-5:2008, IPQ, Projecto de Estruturas de Aço. Parte 1-2: Elementos estruturais constituídos por placas.

Padilla-Llano, D., Moen, C., & Eatherton, M. (2013). "Energy Dissipation of Thin-Walled Cold-Formed Steel Members". Report No. CE/VPI-ST-13/06 American Iron and Steel Institute, USA, pp.16-23

Perfisa@ (2016), <http://www.perfisa.net>, Fábrica de Perfis Metálicos, S.A, Carvalhais, São Pedro do Sul, Portugal, (Acesso: 7 de Julho 2016).

Ranawaka, T., & Mahendran, M. (2009). "Experimental study of the mechanical properties of light gauge cold-formed steels at elevated temperatures". Fire Safety Journal, Australia, Vol.44, pp.219-229.

Reis, A., & Camotim, D. (2000). "Estabilidade Estrutural". Portugal: McGraw-Hill.

Schafer, B. (2001). "Direct Strength Prediction of Thin-Walled Beams and Columns". Research Report, John Hopkins University. USA.

Schafer, B. (2002). "Local, Distorcional and Euler Buckling in Thin-Walled Columns.". Journal of Structural Enngineering, ASCE, Vol. 128:3, 289-299.

Schafer, B., & Peköz, T. (1998a). "Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses". Journal of Constructional Steel Research, USA, Vol 47 pp. 193–210.

Schafer, B., & Peköz, T. (1998b). "Direct Strength Prediction of Cold-Formed Steel Members using Numerical Elastic Buckling Solutions", Fourteenth International Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures, St.Louis, Missouri U.S.A, pp. 69-76

Sidey MP, T. (1988). "Elevated temperature data for structural grades of galvanized steel", British steel (Welsh Laboratories) Report.

Simões, R. (2012). Sebenta "Enfunamento de Chapas Metálicas". FCTUC UC.

Simões, R. A. (2007). "Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas". CMM- Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Coimbra, 2ª Edição.

SNOP@ (2015). <http://www.snop.fr>. Snop Snwm smom, Groupe FSD, France

Thin-walled Structures@. <http://www.ce.jhu.edu/bschafer>. Johns Hopkins University, USA

Von Karman, T., Sechler, E., & Donnel, L. (1932). "The Strength of Thin Plates in Compression", Transactions ASME, 54.

Winter, G. (1947). "Strength of Thin Steel Compression Flanges", Transactions ASCE, Vol 112, pp 527-554.

Young, B., & Rasmussen, K. (1999). "Behaviour of cold-formed singly symmetric columns". Thin-Walled Structures Vol 33, pp. 83-102.

Yu, Wei-Wen, & LaBoube, R. (2010). "Cold-Formed Steel Design", John Wiley & Son, Inc, USA, 4rd Edition.

Apêndice A: Cálculo da capacidade de carga das colunas

Este exemplo mostra como é que se determinou a capacidade de carga das colunas que é condicionada pela carga resistente aos diferentes fenómenos de encurvadura $N_{b,Rd}$ de uma coluna de secção C usando NP EN 1993-1-1:2010, EN 1993-1-3:2006 e NP EN 1993-1-5:2008.

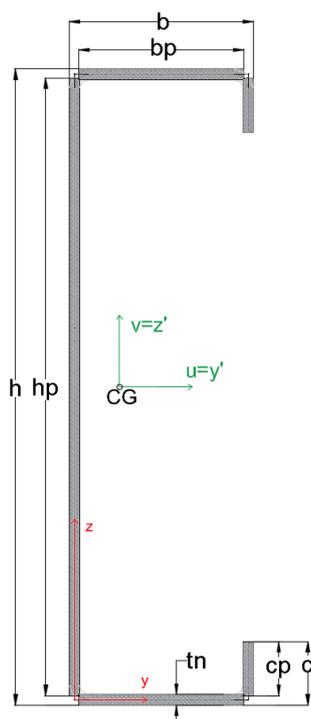


Figura 2.1 – Esquema da secção C bruta constituída por placas

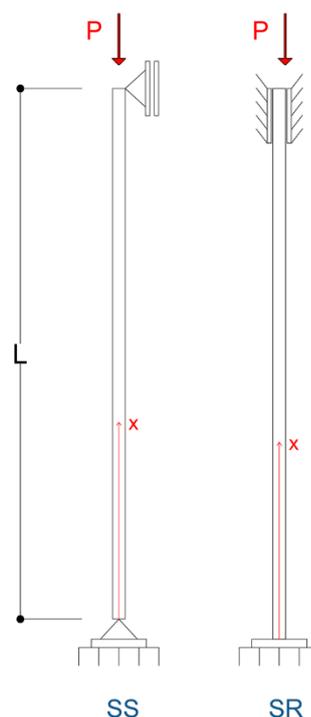


Figura 2.2 – Sistemas de Carga

➤ **Condições de fronteira nos apoios das colunas:**

- Livre de rotações no sentido do eixo x-x (SS);
- Rotações no sentido do eixo x-x no apoio inferior restringidas (SR);
- Livre de deslocamentos no plano;
- Sem restrição à torção nos apoios.

➤ **Dimensões da secção C:**

Altura da secção:

$$h = 150 \text{ mm}$$

Largura do banzo:		$b = 43 \text{ mm}$
Largura do enrijecedor:		$c = 15 \text{ mm}$
Espessura nominal do material:		$t_n = 2,5 \text{ mm}$
Espessura do núcleo do material:	$t_{cor} = t_n - t_{zinc}$ $t_{zinc} = 0,04 \text{ (S280GD+Z)}$	$t_{cor} = t = 2,46 \text{ mm}$
Altura do elemento plano da alma:		$h_p = 145,60 \text{ mm}$
Largura do elemento plano do banzo:		$b_p = 38,60 \text{ mm}$
Largura do elemento plano do enrijecedor:		$c_p = 12,80 \text{ mm}$
Altura da Coluna:		$L = 3000 \text{ mm}$

Propriedades do material:

Módulo de Elasticidade:		$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente de Poisson:		$\nu = 0,3$
Módulo de cisalhamento:	$G = E [2 (1 + \nu)]^{-1}$	$G = 80769 \text{ N/mm}^2$
Tensão de Cedência (S280GD + Z275):		$f_{yb} = 280 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente Parcial de Segurança da Resistência de Secções (cláusula 2 da EN 1993-1-3, 2004):		$\gamma_{M0} = 1,00$
Coefficiente Parcial de Segurança da Resistência de elementos (cláusula 2 da EN 1993-1-3, 2004):		$\gamma_{M1} = 1,00$
Extensão elástica:	$\varepsilon = (235 / f_{yb})^{1/2}$	$\varepsilon = 0,9161$

➤ **Propriedades da secção bruta:**

Área da secção:		$A = 611,03 \text{ mm}^2$
-----------------	--	---------------------------

Momento estático em relação ao eixo y:		$S_y = 45063,21 \text{ mm}^3$
Momento estático em relação ao eixo z:		$S_z = 6395,49 \text{ mm}^3$
Coordenada do centro de gravidade referente ao eixo y:	$Y_{GC} = S_z / A$	$Y_{GC} = 10,47 \text{ mm}$
Coordenada do centro de gravidade referente ao eixo z:	$Z_{GC} = S_y / A$	$Z_{GC} = 73,75 \text{ mm}$
Momento de inércia em relação ao eixo y:		$I_y = 5267526,50 \text{ mm}^4$
Momento de inércia em relação ao eixo z:		$I_z = 204934,65 \text{ mm}^4$
Produto de inércia em relação aos eixos y e z:		$I_{yz} = 471667,21 \text{ mm}^4$
Momento de inércia em relação ao eixo y':	$I_{y'} = I_y - A \cdot Z_{CG}^2$	$I_{y'} = 1944114,91 \text{ mm}^4$
Momento de inércia em relação ao eixo z':	$I_{z'} = I_z - A \cdot Y_{CG}^2$	$I_{z'} = 137994,41 \text{ mm}^4$
Produto de inércia em relação aos eixos y' e z':	$I_{y'z'} = I_{yz} - (S_y \cdot S_z) / A$	$I_{y'z'} = 0$
Ângulo entre eixo y' e eixo u (eixos principais de inércia):		$\alpha = 0^\circ$
Momento de inércia em relação ao eixo u:	$I_u = 0,5[I_{y'} + I_{z'} + \sqrt{(I_{z'} - I_{y'})^2 + 4I_{yz}^2}]$	$I_u = 1944114,91 \text{ mm}^4$
Momento de inércia em relação ao eixo v:	$I_v = 0,5[I_{y'} + I_{z'} - \sqrt{(I_{z'} - I_{y'})^2 + 4I_{yz}^2}]$	$I_v = 137994,41 \text{ mm}^4$
Raio de giração em relação ao eixo u:	$i_u = \sqrt{I_u / A}$	$i_u = 56,41 \text{ mm}$
Raio de giração em relação ao eixo v:	$i_v = \sqrt{I_v / A}$	$i_v = 15,03 \text{ mm}$
Coordenada do centro de corte em relação ao eixo u:		$U_{SC} = -28,26 \text{ mm}$

Coordenada do centro de corte em relação ao eixo v:		$V_{SC} = 0$
Raio de giração em relação ao centro de corte:	$i_o = \sqrt{(i_u^2 + i_v^2 + U_{SC}^2 + V_{SC}^2)}$	$i_o = 64,86 \text{ mm}$
Constante de torção uniforme:		$I_T = 1232,56 \text{ mm}^4$
Constante de empenamento:		$I_W = 616839471,50 \text{ mm}^6$
Coordenada máxima em relação ao eixo u:		$u_{max} = 31,26 \text{ mm}$
Coordenada mínima em relação ao eixo u:		$u_{min} = -11,70 \text{ mm}$
Coordenada máxima em relação ao eixo v:		$v_{max} = 74,98 \text{ mm}$
Coordenada mínima em relação ao eixo v:		$v_{min} = -74,98 \text{ mm}$

➤ **Propriedades da secção efetiva:**

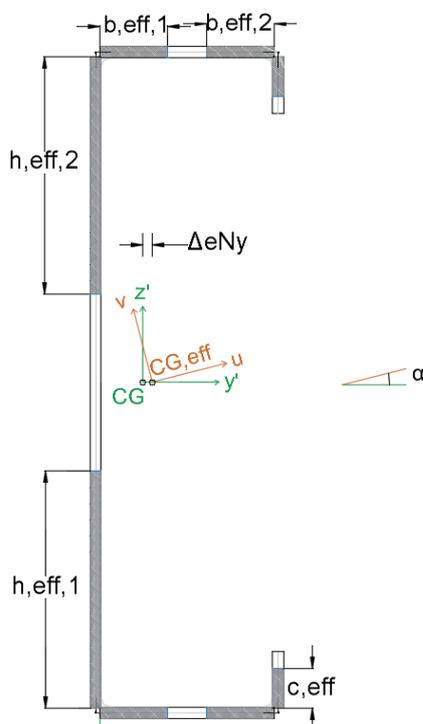


Figura 3.3 – Esquema da secção C efetiva

1ª Iteração:

Banzos (elemento interno comprimido):

Razão das Tensões:	$\psi = \sigma_{min} / \sigma_{max}$	$\psi = 1$
Coefficiente de Encurvadura (Quadro 4.1 da NP EN 1993-1-5:2008):		$k_{\sigma} = 4$
Esbelteza normalizada da placa (cláusula 4.4 da NP EN 1993-1-5:2008):	$\bar{\lambda}_p = \frac{b_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}}$	$\bar{\lambda}_p = 0,302 \leq 0,673$
Valor de cálculo da tensão de compressão máxima no elemento:		$\sigma_{com,Ed} = 280 \text{ N/mm}^2$
Esbelteza reduzida normalizada da placa (cláusula 4.4 da NP EN 1993-1-5:2008):	$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_{yb}/\gamma_{M0}}}$	$\bar{\lambda}_{p,red} = 0,302$
Coefficiente de redução:	$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2}$	$\rho = 1$

Alma (elemento interno comprimido):

Razão das tensões:	$\psi = \sigma_{min} / \sigma_{max}$	$\psi = 1$
Coefficiente de Encurvadura (Quadro 4.1 da EN 1993-1-5, 2006):		$k_{\sigma} = 4$
Esbelteza normalizada da placa (cláusula 4.4 da NP EN 1993-1-5:2008):	$\bar{\lambda}_p = \frac{h_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}}$	$\bar{\lambda}_p = 1,137 > 0,673$
Valor de cálculo da tensão de compressão máxima no elemento:		$\sigma_{com,Ed} = 280 \text{ N/mm}^2$

Esbelteza reduzida
 normalizada da placa
 (cláusula 4.4 da NP EN 1993-
 1-5:2008):

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_{yb}/\gamma_{M0}}}$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = 1,137$$

Coefficiente de redução:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2}$$

$$\rho = 1$$

Largura efetiva da alma
 (Quadro 4.1 da NP EN 1993-
 1-5:2008):

$$h_{eff} = \rho \cdot h_p$$

$$h_{eff,1} = 0,5 \cdot h_{eff}$$

$$h_{eff,2} = 0,5 \cdot h_{eff}$$

$$h_{,eff} = 103,25 \text{ mm}$$

$$h_{,eff,1} = 51,62 \text{ mm}$$

$$h_{,eff,2} = 51,62 \text{ mm}$$

Enrijecedor (elemento comprimido em consola):

Razão das Tensões:

$$\psi = \sigma_{min} / \sigma_{max}$$

$$\psi = 1$$

Coefficiente de Encurvadura
 (cláusula 5.5.3.2(5) da EN
 1993-1-3:2006):

$$k_\sigma = 0,5 \text{ se } \frac{c_p}{b_p} = 0,33 \leq 0,35$$

$$k_\sigma = 0,5$$

Esbelteza normalizada da
 placa (cláusula 4.4 da NP EN
 1993-1-5:2008):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{h_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,283 < 0,748$$

Valor de cálculo da tensão de
 compressão máxima no
 elemento:

$$\sigma_{com,Ed} = 280 \text{ N/mm}^2$$

Esbelteza reduzida
 normalizada da placa
 (cláusula 4.4 da NP EN 1993-
 1-5:2008):

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_{yb}/\gamma_{M0}}}$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = 0,283$$

Coefficiente de redução:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2}$$

$$\rho = 1$$

Largura efetiva da alma
 (Quadro 4.1 da NP EN 1993-
 1-5:2008):

$$c_{eff} = \rho \cdot c_p$$

$$c_{,eff} = 12,80 \text{ mm}$$

Fator de redução χ_d do modo de encurvadura distorcional do enrijecedor

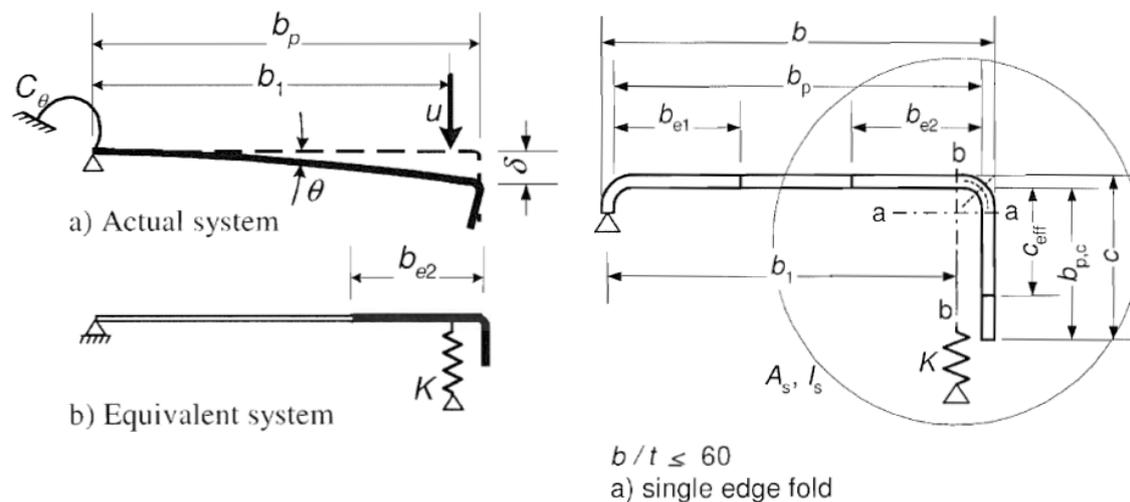


Figura 2.4 – Fator de Redução do modo de encurvadura distorcional do enrijecedor

Coeficiente mola do enrijecedor por unidade de comprimento (5.5.3.1 da EN 1993-1-3:2006):

$$K = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0,5b_1 b_2 h_w k_f} \quad K = 3,18 \text{ N/mm}^2$$

Momento de inércia da área efetiva do enrijecedor em relação ao eixo a:

$$I_s = 1228,79 \text{ mm}^4$$

Área efetiva do enrijecedor:

$$A_s = 78,96 \text{ mm}^2$$

Tensão crítica elástica de encurvadura do enrijecedor (cláusula 5.5.3.2 da EN 1993-1-3:2006):

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \quad \sigma_{cr,s} = 725,52 \text{ MPa}$$

Esbelteza do enrijecedor (cláusula 5.5.3.1 da EN 1993-1-3:2006):

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}} \quad \bar{\lambda}_d = 0,62$$

Fator de redução do modo de encurvadura distorcional do enrijecedor (cláusula 5.5.3.1 da EN 1993-1-3:2006):

$$\chi_d = \begin{cases} 1,0 & \text{se } \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \\ 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d & \text{se } 0,65 \leq \bar{\lambda}_d < 1,38 \\ \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} & \text{se } \bar{\lambda}_d \geq 1,38 \end{cases} \quad \chi_d = 1$$

Não são necessárias mais iterações pela cláusula 5.5.3.2 (10) pois o coeficiente de redução é igual a 1.

Propriedades da Secção Efetiva:

Área da secção efetiva:	$A_{eff} = 506,85 \text{ mm}^2$
Coordenada do centro de gravidade referente ao eixo y:	$Y_{eff,GC} = 12,62 \text{ mm}$
Coordenada do centro de gravidade referente ao eixo z:	$Z_{eff,GC} = 73,75 \text{ mm}$
Distância do centro de gravidade da secção bruta ao centro de gravidade da secção efetiva na direção y:	$eNy = 2,15 \text{ mm}$
Distância do centro de gravidade da secção bruta ao centro de gravidade da secção efetiva na direção z:	$eNz = 0 \text{ mm}$
Momento de inércia da secção efetiva em relação ao eixo y:	$I_{eff,y} = 4685341,14 \text{ mm}^4$
Momento de inércia da secção efetiva em relação ao eixo z:	$I_{eff,z} = 204882,11 \text{ mm}^4$
Produto de inércia em relação aos eixos y e z:	$I_{eff,yz} = 471667,21 \text{ mm}^4$
Ângulo entre eixo y' e eixo u (eixos principais de inércia):	$\alpha = 0^\circ$
Momento de inércia da secção efetiva em relação ao eixo u:	$I_{eff,u} = 1928546,47 \text{ mm}^4$
Momento de inércia da secção efetiva em relação ao eixo v:	$I_{eff,v} = 124183,33 \text{ mm}^4$
Produto de inércia em relação aos eixos u e v:	$I_{eff,uv} = 0 \text{ mm}^4$
Coordenada máxima em relação ao eixo u:	$u_{max} = 34,70 \text{ mm}$
Coordenada mínima em relação ao eixo u:	$u_{min} = -8,30 \text{ mm}$
Coordenada máxima em relação ao eixo v:	$v_{max} = 77,48 \text{ mm}$
Coordenada mínima em relação ao eixo v:	$v_{min} = -77,48 \text{ mm}$

➤ **Capacidade de carga da coluna (SS):**

Carga crítica da encurvadura por flexão:
$$N_{cr,F} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$N_{cr,F} = 31,78 \text{ KN}$$

Carga crítica da encurvadura por torção:
$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{L_T^2} \right)$$

$$N_{cr,T} = 57,44 \text{ KN}$$

Carga crítica da encurvadura por flexão-torção:
$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,F}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,F}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,F}} \right)^2 + 4 \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,F}}} \right]$$

$$N_{cr,TF} = 55,92 \text{ KN}$$

Em que:
$$\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2$$

$$\beta = 0,81$$

Carga crítica da encurvadura:
$$N_{cr} = \min(N_{cr,F}; N_{cr,T}; N_{cr,TF})$$

$$N_{cr} = 31,78 \text{ KN}$$

Esbelteza normalizada (cláusula 6.3.1.1 da NP EN 1993-1-1:2010):
$$\bar{\lambda} = \frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}$$

$$\bar{\lambda} = 2,11$$

Fator de imperfeição (Quadro 6.3 da EN 1993-1-3:2006):
$$\text{Curva b}$$

$$\alpha = 0,34$$

Fator de redução de capacidade:
$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\Phi = 3,06$$

Coefficiente de redução para o modo de encurvadura relevante:
$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

$$\chi = 0,19$$

Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido:
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = 26,94 \text{ KN}$$

Interação de esforço normal com flexão (iteração)
$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} * = 24,22 \text{ KN}$$

➤ **Capacidade de carga da coluna (SR):**

Carga crítica da encurvadura por flexão:

$$N_{cr,F} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad N_{cr,F} = 127,12 \text{ KN}$$

Carga crítica da encurvadura por torção:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{L_T^2} \right) \quad N_{cr,T} = 57,44 \text{ KN}$$

Carga crítica da encurvadura por flexão-torção:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,F}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,F}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,F}} \right)^2 + 4 \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,F}}} \right] \quad N_{cr,TF} = 57,08 \text{ KN}$$

Em que:

$$\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 \quad \beta = 0,81$$

Carga crítica da encurvadura:

$$N_{cr} = \min(N_{cr,F}; N_{cr,T}; N_{cr,TF}) \quad N_{cr} = 57,08 \text{ KN}$$

Esbelteza normalizada (cláusula 6.3.1.1 da NP EN 1993-1-1:2010):

$$\bar{\lambda} = \frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}} \quad \bar{\lambda} = 1,58$$

Fator de imperfeição (Quadro 6.3 da EN 1993-1-3:2006):

Curva b

$$\alpha = 0,34$$

Fator de redução de capacidade:

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \Phi = 1,98$$

Coefficiente de redução para o modo de encurvadura relevante:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad \chi = 0,32$$

Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad N_{b,Rd} = 44,77 \text{ KN}$$

Interação de esforço normal com flexão (iteração)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1,0 \quad N_{b,Rd}^* = 38,28 \text{ KN}$$

Quadro A-1 – Valor de cálculo da resistência à encurvadura dos diferentes provetes

Provete	$N_{b,Rd}^*$	$\bar{\lambda}$
C_SR_250_2,5_3	38,84	1,48
C_SR_250_2,5_2,5	46,10	1,28
C_SR_250_2,5_2	55,45	1,06
C_SR_250_2,5_1,5	65,70	0,81
C_SR_250_2,5_1	74,10	0,56
C_SR_250_1,5_3	19,17	1,42
C_SR_250_1,5_2,5	22,91	1,15
C_SR_250_1,5_2	27,11	0,97
C_SR_250_1,5_1,5	30,92	0,71
C_SR_250_1,5_1	33,66	0,49
C_SR_150_2,5_3	38,28	1,58
C_SR_150_2,5_2,5	45,01	1,41
C_SR_150_2,5_2	55,02	1,20
C_SR_150_2,5_1,5	68,93	0,95
C_SR_150_2,5_1	83,81	0,66
C_SR_150_1,5_3	16,86	1,65
C_SR_150_1,5_2,5	20,72	1,38
C_SR_150_1,5_2	25,95	1,16
C_SR_150_1,5_1,5	32,15	0,87
C_SR_150_1,5_1	37,54	0,60
C_SA_250_2,5_3	24,99	2,03
C_SA_250_2,5_2,5	32,61	1,68
C_SA_250_2,5_2	43,42	1,35
C_SA_250_2,5_1,5	57,50	1,01
C_SA_250_2,5_1	70,69	0,68
C_SA_250_1,5_3	14,49	1,76
C_SA_250_1,5_2,5	18,35	1,42
C_SA_250_1,5_2	23,31	1,17
C_SA_250_1,5_1,5	28,65	0,85
C_SA_250_1,5_1	32,72	0,59
C_SA_150_2,5_3	24,22	2,11
C_SA_150_2,5_2,5	32,43	1,76
C_SA_150_2,5_2	44,84	1,41
C_SA_150_2,5_1,5	62,70	1,06
C_SA_150_2,5_1	81,79	0,70
C_SA_150_1,5_3	14,09	1,86
C_SA_150_1,5_2,5	18,32	1,52
C_SA_150_1,5_2	24,14	1,24
C_SA_150_1,5_1,5	31,18	0,91
C_SA_150_1,5_1	37,23	0,62

Apêndice B: Resultados do estudo paramétrico

Quadro B-1 – Temperaturas críticas para o nível de carregamento 30 % $N_{b,Rd}^*$

Provete	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8	α_9	α_{10}
C_SR_250_2,5_3	704	490	472	470	469	469	469	469	469	469
C_SR_250_2,5_2,5	705	490	436	434	433	432	431	431	431	431
C_SR_250_2,5_2	706	523	489	486	484	484	483	482	483	483
C_SR_250_2,5_1,5	707	494	460	456	455	455	454	454	454	454
C_SR_250_2,5_1	708	567	567	566	566	566	566	565	565	564
C_SR_250_1,5_3	709	495	482	479	476	488	487	485	485	485
C_SR_250_1,5_2,5	710	441	387	324	302	295	280	301	302	301
C_SR_250_1,5_2	711	522	472	467	483	481	481	479	479	483
C_SR_250_1,5_1,5	712	492	458	453	451	450	450	450	450	452
C_SR_250_1,5_1	713	555	562	562	562	562	565	570	569	570
C_SR_150_2,5_3	714	524	477	475	474	474	473	473	474	473
C_SR_150_2,5_2,5	715	535	464	462	460	460	460	459	459	459
C_SR_150_2,5_2	716	565	492	493	491	491	491	489	488	488
C_SR_150_2,5_1,5	717	526	472	472	471	470	470	469	468	468
C_SR_150_2,5_1	718	553	537	537	537	537	536	534	533	533
C_SR_150_1,5_3	719	529	501	498	495	493	493	493	492	491
C_SR_150_1,5_2,5	720	528	471	466	465	464	463	462	463	463
C_SR_150_1,5_2	721	549	496	494	492	492	491	489	488	488
C_SR_150_1,5_1,5	722	529	474	469	466	465	463	459	458	458
C_SR_150_1,5_1	723	550	551	549	548	547	548	548	546	543
C_SA_250_2,5_3	724	419	418	418	418	418	418	417	417	418
C_SA_250_2,5_2,5	725	360	350	350	350	350	349	349	429	349
C_SA_250_2,5_2	726	416	395	394	395	394	394	394	394	394
C_SA_250_2,5_1,5	727	440	371	304	301	303	300	300	300	301
C_SA_250_2,5_1	728	490	437	434	433	432	431	432	432	432
C_SA_250_1,5_3	729	430	430	430	430	430	430	430	430	430
C_SA_250_1,5_2,5	730	359	360	360	360	360	360	359	359	359
C_SA_250_1,5_2	731	397	395	395	395	395	393	393	393	393
C_SA_250_1,5_1,5	732	404	342	339	338	337	338	338	338	337
C_SA_250_1,5_1	733	472	454	471	470	469	469	469	469	468
C_SA_150_2,5_3	734	435	435	435	435	435	435	435	435	435
C_SA_150_2,5_2,5	735	400	397	395	395	395	395	395	395	395
C_SA_150_2,5_2	736	455	388	387	386	386	386	385	385	385
C_SA_150_2,5_1,5	737	469	410	336	323	322	322	320	320	321
C_SA_150_2,5_1	738	481	432	418	417	417	415	416	416	416
C_SA_150_1,5_3	739	430	430	429	429	429	429	429	429	429
C_SA_150_1,5_2,5	740	381	367	364	363	359	359	359	359	359
C_SA_150_1,5_2	741	394	398	395	394	393	395	394	393	393
C_SA_150_1,5_1,5	742	442	380	319	313	306	317	313	316	304
C_SA_150_1,5_1	743	492	436	427	426	425	425	423	422	422

Quadro B-2 – Temperaturas críticas para o nível de carregamento 50 % $N_{b,Rd}$ *

Provete	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8	α_9	α_{10}
C_SR_250_2,5_3	635	456	385	380	379	378	378	378	378	378
C_SR_250_2,5_2,5	579	442	382	309	308	307	305	306	306	303
C_SR_250_2,5_2	620	477	421	409	405	405	404	403	403	405
C_SR_250_2,5_1,5	498	433	390	354	349	347	347	344	344	344
C_SR_250_2,5_1	574	485	483	482	482	482	481	481	481	480
C_SR_250_1,5_3	656	465	406	408	397	412	412	412	412	410
C_SR_250_1,5_2,5	431	362	325	266	233	212	196	188	188	188
C_SR_250_1,5_2	628	484	429	392	414	409	408	403	403	410
C_SR_250_1,5_1,5	507	434	390	363	362	361	362	360	360	368
C_SR_250_1,5_1	599	486	486	486	483	482	481	480	480	481
C_SR_150_2,5_3	630	480	418	389	387	385	385	384	384	384
C_SR_150_2,5_2,5	409	480	427	358	356	356	355	354	354	353
C_SR_150_2,5_2	623	504	456	415	415	414	415	413	413	411
C_SR_150_2,5_1,5	529	460	421	375	373	371	370	368	368	367
C_SR_150_2,5_1	551	477	458	457	455	454	454	453	453	452
C_SR_150_1,5_3	660	491	427	426	424	422	421	421	421	421
C_SR_150_1,5_2,5	624	480	422	377	375	373	371	370	370	371
C_SR_150_1,5_2	635	496	443	426	425	419	418	427	427	414
C_SR_150_1,5_1,5	531	466	425	383	375	368	364	358	358	355
C_SR_150_1,5_1	587	489	469	467	466	466	466	467	467	463
C_SA_250_2,5_3	481	302	298	298	298	298	298	298	298	298
C_SA_250_2,5_2,5	443	278	248	242	242	242	242	242	242	242
C_SA_250_2,5_2	508	353	286	267	266	265	265	265	265	265
C_SA_250_2,5_1,5	455	354	298	245	218	204	200	200	200	200
C_SA_250_2,5_1	538	434	381	316	313	308	311	309	309	310
C_SA_250_1,5_3	468	318	316	315	315	315	315	315	315	315
C_SA_250_1,5_2,5	423	269	246	246	246	246	246	246	246	246
C_SA_250_1,5_2	478	322	269	264	262	260	261	262	262	262
C_SA_250_1,5_1,5	412	307	265	225	227	224	228	226	226	225
C_SA_250_1,5_1	536	421	383	380	376	377	377	377	377	376
C_SA_150_2,5_3	478	320	319	318	318	318	318	318	318	318
C_SA_150_2,5_2,5	467	324	273	271	270	269	269	269	269	268
C_SA_150_2,5_2	506	390	327	269	253	254	256	253	253	253
C_SA_150_2,5_1,5	468	390	338	279	247	226	211	210	210	209
C_SA_150_2,5_1	468	409	364	307	284	283	284	280	280	281
C_SA_150_1,5_3	476	315	314	314	314	313	313	313	313	313
C_SA_150_1,5_2,5	435	297	261	246	247	247	245	244	244	244
C_SA_150_1,5_2	488	361	301	266	267	267	266	265	265	265
C_SA_150_1,5_1,5	439	353	303	252	224	209	209	209	209	209
C_SA_150_1,5_1	518	433	384	320	292	296	293	292	292	290

Quadro B-3 – Temperaturas críticas para o nível de carregamento 70 % $N_{b,Rd}$ *

Provete	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8	α_9	α_{10}
C_SR_250_2,5_3	571	422	354	288	286	286	285	285	286	285
C_SR_250_2,5_2,5	479	392	336	276	242	229	227	228	227	228
C_SR_250_2,5_2	538	429	387	320	314	310	310	309	307	308
C_SR_250_2,5_1,5	418	361	322	277	255	254	252	250	249	250
C_SR_250_2,5_1	491	433	426	424	424	423	423	423	423	422
C_SR_250_1,5_3	611	434	364	325	309	329	329	328	328	329
C_SR_250_1,5_2,5	327	279	241	201	169	150	143	142	142	142
C_SR_250_1,5_2	564	453	402	339	335	328	326	320	323	324
C_SR_250_1,5_1,5	430	368	327	305	291	291	295	287	297	301
C_SR_250_1,5_1	513	442	438	430	425	423	422	419	420	421
C_SR_150_2,5_3	561	442	386	314	288	287	286	286	286	286
C_SR_150_2,5_2,5	515	437	389	326	288	263	263	261	261	261
C_SR_150_2,5_2	548	464	422	363	324	317	315	314	313	313
C_SR_150_2,5_1,5	447	402	365	316	285	264	263	261	259	261
C_SR_150_2,5_1	466	425	394	386	382	380	378	377	376	377
C_SR_150_1,5_3	619	462	400	348	347	344	344	344	343	343
C_SR_150_1,5_2,5	547	440	387	321	283	284	283	280	281	280
C_SR_150_1,5_2	569	461	412	349	340	337	335	331	331	330
C_SR_150_1,5_1,5	461	411	372	320	288	269	267	260	259	258
C_SR_150_1,5_1	496	446	412	407	408	407	406	405	401	405
C_SA_250_2,5_3	365	228	225	223	222	222	222	222	222	222
C_SA_250_2,5_2,5	288	203	175	169	169	168	168	168	168	168
C_SA_250_2,5_2	414	283	238	203	205	202	201	200	199	199
C_SA_250_2,5_1,5	323	258	225	188	167	154	147	139	140	140
C_SA_250_2,5_1	446	373	326	274	246	243	242	239	239	239
C_SA_250_1,5_3	339	233	237	237	237	237	237	237	237	237
C_SA_250_1,5_2,5	251	189	180	173	173	173	173	173	173	173
C_SA_250_1,5_2	367	254	220	199	197	197	198	198	198	198
C_SA_250_1,5_1,5	259	210	182	155	146	147	142	145	146	146
C_SA_250_1,5_1	448	361	311	289	287	285	284	283	283	283
C_SA_150_2,5_3	363	248	241	240	239	239	239	239	239	239
C_SA_150_2,5_2,5	338	247	216	204	204	204	204	204	204	204
C_SA_150_2,5_2	413	311	268	226	207	200	193	192	193	194
C_SA_150_2,5_1,5	356	295	262	222	197	178	165	142	143	142
C_SA_150_2,5_1	370	318	287	249	225	209	203	203	203	203
C_SA_150_1,5_3	359	248	242	243	243	243	243	243	243	243
C_SA_150_1,5_2,5	277	215	198	186	188	186	183	186	186	186
C_SA_150_1,5_2	388	284	245	211	201	201	201	200	200	200
C_SA_150_1,5_1,5	306	256	226	189	166	152	143	143	143	141
C_SA_150_1,5_1	433	368	325	275	247	228	216	217	215	211