



**Bruno Silveira
Madureira**

**Estabilidade de vigas metálicas de secção
transversal esbelta**



**Bruno Silveira
Madureira**

Estabilidade de vigas metálicas de secção transversal esbelta

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e coorientação científica do Doutor Carlos André Soares Couto, Estagiário de Pós-Doutoramento do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Aos meus pais pelo esforço e exemplo.

o júri

presidente

Professora Doutora Maria Fernanda da Silva Rodrigues
Professora Auxiliar da Universidade de Aveiro

Doutor Paulo Alexandre Gonçalves Piloto
Professor Coordenador do Instituto Politécnico de Bragança.

Professor Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro (orientador)

agradecimentos

A realização da presente dissertação só foi possível com o apoio que me foi transmitido por professores, amigos e família. Embora se trate de um trabalho individual, gostaria de expressar os mais sinceros agradecimentos a todos os que direta ou indiretamente me ajudaram na realização desta dissertação.

Assim, começo por agradecer ao Professor Paulo Vila Real, meu orientador, por todo o apoio, orientação e disponibilidade prestada durante a realização desta dissertação.

Ao Doutor Carlos Couto, meu coorientador, um sincero obrigado por toda a orientação, disponibilidade, ajuda, dedicação, amizade, e acima de tudo paciência evidenciada durante todo este percurso

À minha empresa Pull&Bear, pela forma como me acompanhou e ajudou a obter disponibilidade ao longo de todo o meu percurso académico.

Agradecer aos meus pais, Ana e Fernando, irmãos, Jorge Ricardo e Rui, por toda a paciência e pelos valiosos conselhos e força transmitida.

Por último, mas não menos importante, gostaria de agradecer às seguintes pessoas que, de uma forma ou de outra, marcaram igualmente o meu percurso: Ana Luísa, Barbara Alves, Carlos Sousa, David Monteiro, Eurico Correia, Fábio Vidal, Filipa Dinis, Filipe Santos, Francisco Roldão, Frederico Correia, Hélder Freitas, Hélder Sá, Helga Andias, Inês Lopes, Inês Sampaio, João Fernandes, João Freitas, Joana Verdú, Joel Amaral, Joel Monteiro, José Teixeira, Luís Freire, Margarida Ferreira, Pedro Costa, Pedro Rodrigues, Rafael Mendes, Ricardo Dias, Rita Pereira, Tiago Gomes e Valdemar Estrelinha.

palavras-chave

Secções Classe 4, Encurvadura Local, Encurvadura Lateral, Vigas, Modelação numérica, Eurocódigo 3.

resumo

A presente dissertação surge com o propósito de aumentar o conhecimento da estabilidade das vigas de secção transversal esbelta (classe 4) a frio quando submetidos à flexão, sendo o comportamento dominado essencialmente por dois fenómenos de encurvadura: a local e a lateral.

Nas atuais regras de dimensionamento da parte 1-1 do Eurocódigo 3, estes dois fenómenos de instabilidade são considerados de forma isolada e, no presente estudo, estas regras são analisadas e comparadas com os resultados numéricos, concluindo que não são as mais adequadas, especialmente porque o cálculo da resistência das secções transversais de Classe 4 é demasiado conservativo.

Um estudo recente e alargado do fenómeno de encurvadura lateral de vigas de classe 1 e 2, deu origem a novas fórmulas de cálculo que deverão ser adotadas na futura revisão do Eurocódigo, contudo no presente trabalho é demonstrado que para as secções transversais esbeltas (classe 4) essa mesma proposta é conservativa tendo uma percentagem de amostras insegurança considerável.

Por outro lado, estudos recentes apontam para que os dois fenómenos devam ser tratados em conjunto e com base em novas propostas é estudada a viabilidade das mesmas tendo sempre como termo de comparação as normativas em vigor.

No que diz respeito ao estudo numérico utilizado, este foi efetuado com elementos finitos de casca com o auxílio do programa SAFIR, em perfis soldados em I, considerando imperfeições geométricas e tensões residuais.

Como objetivo principal, esta dissertação visa dar um contributo importante às novas gerações de Eurocódigos, são desenvolvidas regras mais eficazes e rentáveis para o cálculo estrutural para estes elementos.

keywords

Sections Class 4, Local buckling, lateral buckling, beams, Numerical Modeling, Eurocode 3.

abstract

The present dissertation arises with the purpose of increasing the knowledge of the stability of the beams of slender cross section (class 4) when subjected to bending, being dominated essentially by two phenomena of instability models: local and lateral.

In the current rules of part 1-1 of Eurocode 3, these two phenomena of instability are considered in isolation and in the present study, these rules are analyzed and compared with numerical results, concluding that they are not adequate, especially the calculation of the bending resistance of Class 4 cross sections is too conservative.

A recent and extended study of the lateral buckling phenomenon of class 1 and 2 beams, gave origin to new calculation formulas that should be adopted in the future revision of the Eurocode, however in the present work it is show that for the slender cross sections (class 4) the same proposal is too conservative.

On the other hand, recent studies point out that the two phenomena must be treated together and based on new proposals, the reliability of these proposals is studied, always having as a comparison term the current regulations.

The numerical study used, it was done with finite elements using the program SAFIR, in profiles welded in I, considering geometric imperfections and residual stresses.

As a main objective, this dissertation aims to make an important contribution to the new generations of Eurocodes, more efficient and profitable rules for the structural calculation for these elements are developed.

Índice Geral

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
1.2. OBJETIVOS	4
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	5
2. ENCURVADURA	9
2.1. CONCEITO GERAL DE ENCURVADURA LOCAL.....	9
2.2. CONCEITO GERAL DE ENCURVADURA LATERAL	12
2.3. REGRAS DE CÁLCULO PARA A DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES	14
2.3.1. EN 1993-1-1.....	14
2.3.1.1. Classificação das Secções Transversais	14
2.3.1.2. Resistência das secções transversais ao momento flector	17
2.3.1.3. Resistência dos elementos uniformes à encurvadura lateral	18
2.3.1.3.1. Caso Geral	19
2.3.1.3.2. Caso específico.....	22
2.3.2. EN 1993-1-5	23
2.3.2.1. Bases para o projeto e a modelação	23
2.3.2.2. Efeitos da encurvadura de placa devidos às tensões normais nos Estados Limite Últimos.....	24
2.3.2.2.1. Secção Transversal efetiva	24
2.3.2.2.2. Elementos de placa sem reforços longitudinais.....	25

3. NOVAS PROPOSTA PARA LTB	31
3.1. PROPOSTA REALIZADA POR TARAS E GREINER	31
3.1.1. <i>Proposta de conceção para a encurvadura lateral.....</i>	<i>33</i>
3.1.2. <i>Principais diferenças entre o Eurocódigo e a nova proposta.....</i>	<i>36</i>
3.2. PROPOSTA REALIZADA POR COUTO ET AL.	38
4. MODELAÇÃO NUMÉRICA	43
4.1. DESCRIÇÃO DOS PROGRAMAS UTILIZADOS.....	43
4.1.1. <i>SAFIR.....</i>	<i>43</i>
4.1.2. <i>CasT3M + Ruby.....</i>	<i>45</i>
4.2. DESCRIÇÃO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA	45
4.2.1. <i>Condições de apoio das secções de extremidade.</i>	<i>45</i>
4.2.2. <i>Variação do momento fletor</i>	<i>50</i>
4.2.3. <i>Imperfeições geométricas</i>	<i>51</i>
4.2.4. <i>Tensões residuais.....</i>	<i>52</i>
4.2.5. <i>Seções Transversais analisadas.....</i>	<i>53</i>
5. ESTUDO PARAMÉTRICO.....	65
5.1. CASO GERAL (GC), CASO ESPECÍFICO (SC) E NOVA PROPOSTA DE TARAS E GREINER	65
5.1.1. <i>Caso geral (GC) e Caso específico (SC).....</i>	<i>65</i>

5.1.2.	<i>Proposta baseada numa derivação consistente da formulação de Ayrton-Perry realizada por Taras e Greiner</i>	68
5.1.3.	<i>Proposta de Couto et al.</i>	75
5.2.	NOVA PROPOSTA.....	82
5.3.	AVALIAÇÃO ESTATÍSTICA	87
5.3.1.	<i>Caso geral (GC) e Caso específico (SC)</i>	89
5.3.2.	<i>Proposta baseada numa derivação consistente da formulação de Ayrton-Perry realizada por Taras.</i>	91
5.3.3.	<i>Proposta de Couto et al.</i>	93
5.3.4.	<i>Nova proposta</i>	94
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	99
6.1.	CONCLUSÕES GERAIS	99
6.2.	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	100
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105

Índice de Figuras

Figura 1 - Exemplo de aplicação de perfis metálicos de secção transversal em I na construção [1].....	2
Figura 2 - Modos de instabilidade	3
Figura 3 - Placa retangular comprimida na direção x.....	9
Figura 4 - Configuração da deformada de uma viga em I [16].....	12
Figura 5 – Efeito da esbelteza do elemento na resistência à encurvadura lateral torsional [17].	13
Figura 6 - Curvas de encurvadura	20
Figura 7 - Seção bruta e efetiva de um perfil em I.....	25
Figura 8 - Curvas de Encurvadura LT numéricas para uma seção IPE 500 (a) e HEM320 (b) em comparação com as curvas do EC3 [21].....	32
Figura 9 - Imperfeição geométrica equivalente para uma seção HEM600[7].....	37
Figura 10 - Curvas da proposta de Couto et al para S355.	40
Figura 11 - Diagrama do comportamento bilinear tensão-extensão utilizado nos modelos numéricos.....	44
Figura 12 - Elemento finito de casca.	44
Figura 13 - Condições de apoio nas extremidades da seção transversal simulando apoios forquilha.....	46
Figura 14 – Apoio com extensão do elemento de casca.....	47
Figura 15 – Apoio com elemento rígido.....	48

Figura 16 – Apoio com chapas de topo do elemento de casca.	49
Figura 17 - Gráfico comparativo dos modelos numéricos com diferentes condições de apoio [32].	49
Figura 18 - Situação de momento fletor mais desfavorável.	50
Figura 19 - Momento aplicado no modelo numérico.	50
Figura 20 - Modos de encurvadura numa viga metálica sujeita a um momento de flexão uniforme na secção principal.	52
Figura 21 - Tensões residuais em I - perfis soldados (C - compressão, T - tração).	53
Figura 22 - Seção Transversal.	53
Figura 23 - Comparação dos resultados numéricos com as curvas de encurvadura do G.C e S.C para $h/b \leq 2$	66
Figura 24 - Comparação dos resultados numéricos com as curvas de encurvadura do G.C e S.C para $h/b > 2$	67
Figura 25 – Comparação dos fatores de redução obtidos a partir do GC e os resultados numéricos.	69
Figura 26 - Comparação dos fatores de redução obtidos a partir do SC e os resultados numéricos.	69
Figura 27 – Comparação dos fatores de redução obtidos a partir da Proposta de Taras e os resultados numéricos.	70
Figura 28 - Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 4 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b > 2$	71

Figura 29 - Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 3 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b > 2$	71
Figura 30 - Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 2 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b > 2$	72
Figura 31 – Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 1 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b > 2$	72
Figura 32 – Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 4 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b < 2$	73
Figura 33 – Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 3 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b < 2$	74
Figura 34 - Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 2 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b < 2$	74
Figura 35 - Resultados numéricos das curvas de encurvadura agrupados pelo fator de secção efetiva da proposta de Couto et al para $h/b < 2$	76
Figura 36 – Resultados numéricos das curvas de encurvadura agrupados pelo fator de secção efetiva da proposta de Couto et al para $h/b > 2$	76
Figura 37 - Comparação dos fatores de redução obtidos a partir da Proposta de Couto et al e os resultados numéricos.	77
Figura 38 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva C do G.C e a curva L3 da proposta de Couto et al. desenvolvida para situação de incêndio.....	78

Figura 39 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva D do G.C e a curva L3 da proposta de Couto et al desenvolvida para situação de incêndio.....	78
Figura 40 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva C do G.C e a curva L2 da proposta de Couto et al desenvolvida para situação de incêndio.....	79
Figura 41 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva D do G.C e a curva L2 da proposta de Couto et al desenvolvida para situação de incêndio.....	80
Figura 42 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva C do G.C e a curva L1 da proposta de Couto et al desenvolvida para situação de incêndio.....	81
Figura 43 – Comparação dos resultados numéricos entre a curva D do G.C e a curva L1 da proposta de Couto et al desenvolvida para situação de incêndio.....	81
Figura 44 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L3 da nova proposta para $h/b < 2$	84
Figura 45 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L3 da nova proposta para $h/b > 2$	84
Figura 46 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L2 da nova proposta para $h/b < 2$	85
Figura 47 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L2 da nova proposta para $h/b > 2$	85
Figura 48 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L1 da nova proposta para $h/b < 2$	86
Figura 49 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L1 da nova proposta para $h/b > 2$	86
Figura 50 - Comparação dos fatores de redução obtidos a partir da nova proposta com os resultados numéricos.....	87

Figura 51 - Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta do Caso Geral presente no Eurocódigo e os resultados numéricos.	89
Figura 52 - Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta do Caso Específico presente no Eurocódigo e os resultados numéricos.	90
Figura 53- Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta de Taras com os resultados numéricos.....	91
Figura 54- Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta de Couto et al com os resultados numéricos.	93
Figura 55- Avaliação estatística referente à comparação entre a nova proposta com os resultados numéricos.....	94

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos [5]	16
Tabela 2 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos [5].....	17
Tabela 3 - Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral.....	19
Tabela 4 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais para o cálculo da equação 13.	20
Tabela 5 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais para o cálculo da equação 18.	22
Tabela 6 - Fórmulas para determinação da largura efetiva.....	25
Tabela 7 - Elementos comprimidos interiores [9].....	27
Tabela 8 - Elementos comprimidos em consola (Salientes) [9].	28
Tabela 9 - Coeficiente α_{LT} para encurvadura lateral torsional para secções I[23].	35
Tabela 10 - Fator f_m e K_c para várias situações de carga [23].....	35
Tabela 11 - Parâmetros para a escolha da curva de encurvadura [6].....	40
Tabela 12 - Perfil 550 x 150 com classificação segundo EN 1993-1-1.....	54
Tabela 13 - Perfil 600x180 com classificação segundo EN 1993-1-1.....	55
Tabela 14 Perfil 650x200 com classificação segundo EN 1993-1-1	56
Tabela 15 - Perfil 700x250 com classificação segundo EN 1993-1-1	57

Tabela 16 - Perfil 750x300 com classificação segundo EN 1993-1-1.....	57
Tabela 17 - Perfil 800x350 com classificação segundo EN1993-1-1.....	58
Tabela 18 - Perfil 850x400 com classificação segundo EN1993-1-1.....	58
Tabela 19 - Perfil 500x400 com classificação segundo EN1993-1-1.....	59
Tabela 20 - Perfil 550x400 com classificação segundo EN1993-1-1.....	59
Tabela 21 - Perfil 650x500 com classificação segundo EN1993-1-1.....	60
Tabela 22 - Perfil 700x650 com classificação segundo EN1993-1-1.....	60
Tabela 23 - Perfil 750x600 com classificação segundo EN1993-1-1.....	61
Tabela 24 - Perfil 850x700 com classificação segundo EN1993-1-1.....	61
Tabela 25 - Nova proposta para o cálculo da encurvadura nas secções transversais esbeltas.	83
Tabela 26 - Avaliação estatística referente à comparação entre as propostas do Eurocódigo e os resultados numéricos	90
Tabela 27 - Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta de Taras e os resultados numéricos.....	92
Tabela 28- Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta de Couto et al e os resultados numéricos.....	93
Tabela 29- Avaliação estatística referente à comparação entre a nova proposta e os resultados numéricos.....	95

Capítulo 1

Introdução

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

1.2. OBJETIVOS

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Gerais

Em muitas aplicações, tais como moradias, pontes e viadutos, a utilização de secções transversais esbeltas constitui uma alternativa bastante competitiva uma vez que permite uma otimização significativa no dimensionamento apesar de eventuais limitações quanto à tensão máxima de dimensionamento a utilizar [1].

Assim, as estruturas deverão possuir características de resistência e rigidez de forma a obterem um comportamento adequado durante toda a sua vida útil. Para isto, é necessário que não sejam ultrapassados os seus estados limite, ou seja, que a resposta da estrutura não exceda determinados valores além dos quais ela deixa de satisfazer as funções para as quais foi projetada.

Os estados limite são divididos em duas categorias: estados limite de utilização e estados limite últimos. Os estados limite de utilização estão relacionados com o desempenho da estrutura no que se refere ao conforto das pessoas que a ocupam, e à integridade e durabilidade dos materiais que a compõem, sendo os mais comuns as deformações e as vibrações. [2]

Os estados limite últimos estão relacionados com a capacidade resistente da estrutura, o que significa que a sua ocorrência está associada a um colapso parcial ou total. Nas vigas de aço, os estados limite últimos que geralmente condicionam o dimensionamento são:

- Plastificação total de uma ou mais secções transversais (com formação de rótulas plásticas);
- Encurvadura local do banzo comprimido;
- Encurvadura local da alma;
- Encurvadura lateral por flexão-torção. O colapso por formação de rótulas plásticas só ocorrerá quando estas forem em número suficiente para tornar a viga hipostática.

No entanto, caso não se efetue uma análise plástica, o colapso é geralmente associado à cedência ou plastificação de uma única secção em vigas com quaisquer condições de apoio.

A encurvadura local do banzo comprimido e da alma podem condicionar estes componentes da secção da viga quando possuem esbelteza acima de determinados valores limites, normalmente fornecidos na literatura técnica especializada e nas normas ou especificações de projeto de estruturas de aço.

A encurvadura lateral por flexão-torção é um fenómeno de instabilidade que envolve uma flexão lateral, perpendicular ao plano do carregamento, caracterizado por um deslocamento do centro de torção e uma torção caracterizada por uma rotação.



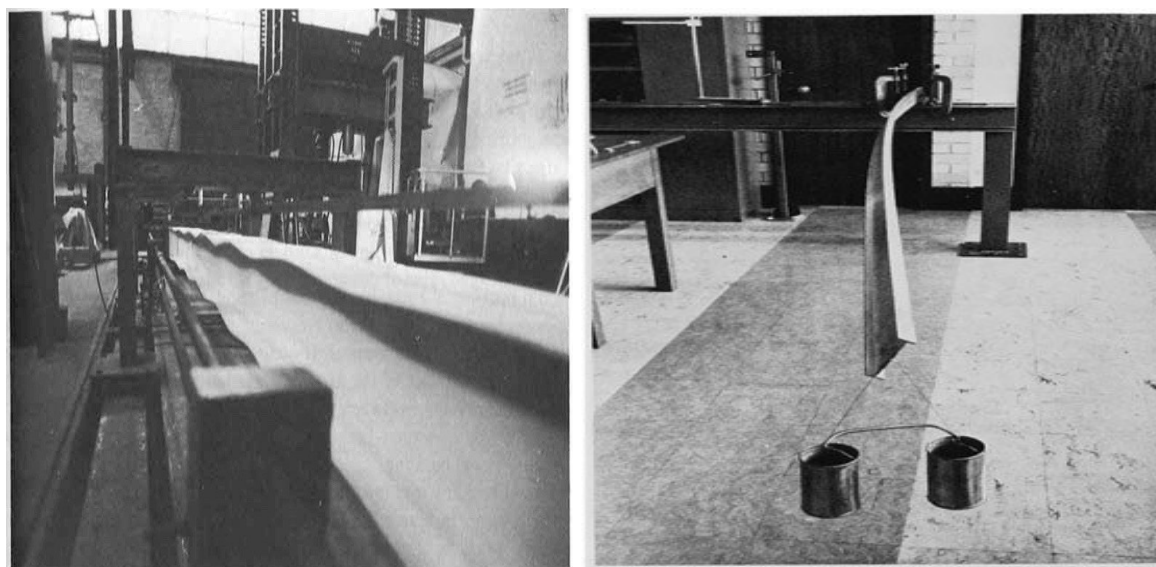
Figura 1 - Exemplo de aplicação de perfis metálicos de secção transversal em I na construção [1].

Nos perfis metálicos tradicionais com secções em I, a alma representa cerca de 30 a 40% da massa total dos perfis. Uma vez que a sua função principal nas vigas é a resistência ao esforço transversal, com vista à otimização do material, procura-se que esta cumpra os seus requisitos com espessuras bastantes reduzidas. Neste sentido, procura-se que a maior parte da área da secção seja usada nos banzos, uma vez que serão estes que resistirão às principais

solicitações externas. Contudo, ao reduzir-se a espessura da alma, esta fica vulnerável aos fenómenos de encurvadura provocados por esforço transverso, flexão e/ou esforços de compressão [1,3]. Assim a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas por fenómenos de encurvadura. Essas características permitem classificar a secção transversal de um elemento estrutural em secções de classe 1, 2, 3 ou 4 [1]

Na presente dissertação irá ser realizado um estudo relativo à estabilidade de vigas metálicas de secção transversal esbelta (classe 4) onde os fenómenos de encurvadura ocorrem antes de uma ou mais partes da secção transversal atingirem a sua tensão de cedência, como não ocorre nas classes inferiores, tornando assim o cálculo da resistência do elemento mais trabalhoso e complexo [4], não constituindo, por esta razão, uma opção habitual para a utilização no projeto de estruturas.

Como referenciado anteriormente as secções transversais esbeltas são dominadas essencialmente por dois fenómenos de encurvadura: a local como podemos ver na figura 2 (a), que limita a resistência da secção transversal, sendo que o Eurocódigo 3 preconiza assim a utilização de secções efetivas como forma de redução da resistência da secção [5] e a lateral como podemos ver na figura 2 (b), que condiciona a estabilidade da própria viga, sendo esta uma análise no ponto de vista global [1].



a) Encurvadura Local [15]

b) Encurvadura lateral [15]

Figura 2 - Modos de instabilidade

A metodologia de cálculo tradicional, rege-se pelo estudo separado dos fenómenos anteriormente referenciados, no entanto, estudos recentes apontam ao contrário, recomendando o estudo em conjunto, uma vez que as interações dos dois fenómenos condicionam a resistência última das vigas [6].

O presente documento foi elaborado no sentido de estudar a interação entre estes dois fenómenos, visando fornecer um contributo importante para uma futura melhoria do presente Eurocódigo 3.

1.2. Objetivos

O principal objetivo desta dissertação assenta em estudar o comportamento de vigas de secção transversal esbelta nomeadamente a interação entre os fenómenos de encurvadura local e lateral.

Num estudo recente desenvolvido por Taras e Greiner [7] acerca do fenómeno de encurvadura lateral de vigas com secções de classe 1 e 2, foram propostas novas fórmulas de cálculo que deverão ser adotadas nas futuras revisões do Eurocódigo 3, contudo não é claro que estas fórmulas sejam igualmente válidas para as vigas metálicas com secção transversal esbelta (classe 4), assim o presente estudo tem como objetivo analisar esta possibilidade.

Noutro sentido estudos recentes desenvolvidos por Couto et al [6] analisam a interação dos dois fenómenos de encurvadura (local e lateral), em vigas (de classe 4) sujeitas a altas temperaturas, incorporando nas formulações a adição de um fator de secção efetiva. Assim, surge-nos o objetivo de descortinar e analisar a viabilidade da formulação obtida adaptando o estudo para o comportamento das vigas à temperatura ambiente.

Realizar-se-á um estudo numérico do comportamento das vigas com secção transversal I, com base no software de elementos finitos SAFIR [24], e posteriormente efetuar-se-á a comparação com a presente regulamentação do Eurocódigo 3 paralelamente às fórmulas propostas por Taras e Greiner [7] e Couto et al [6].

Para este estudo utilizar-se-á o auxílio do programa SAFIR, que sendo um programa de cálculo automático que recorre ao método de elementos finitos (métodos avançados), permitindo uma análise não linear para o estudo do comportamento do elemento em questão.

1.3. Estrutura da dissertação

Esta dissertação divide-se em 6 capítulos, sendo que o primeiro trata da descrição, enquadramento, objetivos e organização da dissertação.

No capítulo 2 aborda-se o tema de encurvadura de vigas à temperatura ambiente, onde se apresentam as verificações de segurança e as regras de cálculo, segundo o Eurocódigo 3, a que estes elementos se encontram sujeitos no presente estudo. Irão ser definidas as metodologias para a obtenção da resistência da secção ao momento fletor de um elemento assim como caracterizados de uma forma isolada os conceitos de encurvadura local e lateral numa base teórica, delineando a regulamentação de cálculo presente no Eurocódigo 3 associado aos dois conceitos referenciados.

O terceiro capítulo é destinado à apresentação das futuras propostas de melhoria do Eurocódigo 3, desenvolvidas por Taras e Greiner [7], sendo caracterizadas e definidas as verificações de segurança e regras de cálculo. Ainda neste capítulo irá ser abordado uma proposta de interação dos dois modos de encurvadura que serve de base à seguinte tese sendo a proposta desenvolvida por Couto et al [8].

O quarto capítulo é dedicado à modelação numérica, onde é feita uma breve descrição do programa de elementos finitos SAFIR. Neste capítulo são definidas todas as considerações do modelo numérico utilizado neste trabalho e são apresentados todos os casos de estudo.

No quinto capítulo apresenta-se o estudo paramétrico elaborado onde são expostos os resultados baseados na classe do aço, no tipo de secção transversal e no tipo de verificação realizada. É ainda elaborada uma avaliação estatística dos resultados obtidos.

Finalmente no sexto capítulo, são tecidas as principais conclusões a retirar da dissertação, assim como os trabalhos que poderão, futuramente, ser desenvolvidos.

Capítulo 2

Encurvadura

2. ENCURVADURA

2.1. CONCEITO GERAL DE ENCURVADURA LOCAL

2.2. CONCEITO GERAL DE ENCURVADURA LATERAL

2.3. REGRAS DE CÁLCULO PARA A DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES

2.3.1. *EN 1993-1-1*

2.3.1.1. Classificação das Secções Transversais

2.3.1.2. Resistência das secções transversais ao momento flector

2.3.1.3. Resistência dos elementos uniformes à encurvadura lateral

2.3.1.3.1. Caso Geral

2.3.1.3.2. Caso específico

2.3.2. *EN 1993-1-5*

2.3.2.1. Bases para o projeto e a modelação

2.3.2.2. Efeitos da encurvadura de placa devidos às tensões normais nos Estados Limite Últimos

2.3.2.2.1. Secção Transversal efetiva

2.3.2.2.2. Elementos de placa sem reforços longitudinais

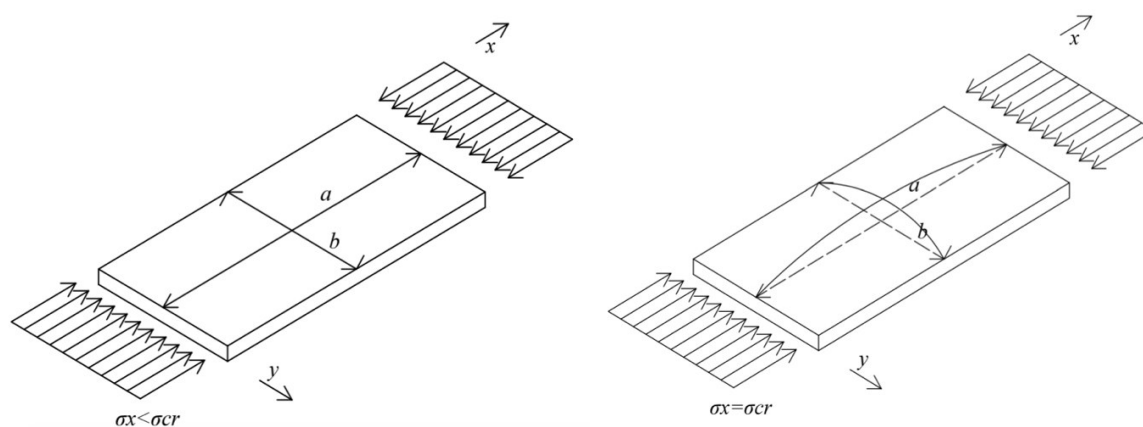
2. ENCURVADURA

Uma vez que a presente dissertação é relativa à estabilidade de vigas de secção transversal esbelta, é de extrema importância referir os fenómenos que afetam este tipo de secções. Assim neste capítulo, irão ser abordados os conceitos teóricos de encurvadura local e lateral, assim como o enquadramento regulamentar presentes no Eurocódigo 3 parte 1-1 e 1-5 [5,9] para cada um dos fenómenos anteriormente referenciados.

2.1. Conceito geral de encurvadura local

A encurvadura local é um fenómeno de instabilidade que ocorre em placas quando solicitadas por forças de compressão que atuam no seu plano [10].

Com base na teoria da estabilidade elástica, deduz-se a carga crítica elástica (carga crítica de Euler), que corresponde ao valor para o qual o elemento passa a exibir deformações, ou seja, o ponto de bifurcação de equilíbrio [11]. Para exemplificar o efeito referido iremos considerar uma placa retangular perfeitamente plana de dimensão $a \times b$, simplesmente apoiada nos seus quatro bordos e comprimida na sua menor dimensão (direção x), como se ilustra na Figura 3.



a) Placa retangular perfeitamente plana comprimida axialmente [10].

b) Encurvadura de uma placa comprimida axialmente [10].

Figura 3 - Placa retangular comprimida na direção x.

Como se pode reparar ao aplicar uma tensão de compressão σ_x , surgem deformações fora do plano da placa, totalmente recuperáveis se retirarmos a tensão que as provocou como podemos concluir com a figura 3 a). Caso o valor da tensão σ_x atinga valores iguais ou superiores á tensão crítica (carga crítica pela área da secção) de encurvadura elástica σ_{cr} , podemos dizer que a placa encurvou e desta forma, encontra-se fletida [10] como concluimos na figura 3 b).

Considerando a mesma placa, Bryan [12] em 1891, estudou o problema de encurvadura local chegando à conclusão que definindo ds como um elemento de comprimento, medido entre quaisquer pontos contíguos da superfície deformada, então o estado de equilíbrio da placa deformada é dado pela seguinte equação diferencial:

$$ds^2 = dx^2 + dy^2 + dw^2 \quad (1)$$

Sendo w uma função de x e y que se obtém a partir da seguinte equação:

$$dw = \frac{\partial w}{\partial x} dx + \frac{\partial w}{\partial y} dy \quad (2)$$

Por substituição:

$$ds^2 = \left\{ 1 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \right\} dx^2 + 2 \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} dx dy + \left\{ 1 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right\} dy^2 \quad (3)$$

Supondo que placa se deforma segundo uma superfície sinusoidal descrita pela equação 4:

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi x}{b} \quad (4)$$

Por integrações (considerando a figura 3 a) e b)) com uma espessura t , é possível definir assim a tensão crítica a partir da seguinte equação:

$$\sigma_{cr} = \frac{K_{\sigma} \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (5)$$

Em que:

σ_{cr} – Tensão crítica de encurvadura local

K_{σ} - Coeficiente de encurvadura

t - Espessura da placa

b – Comprimento da fibra na direção perpendicular

Sendo o coeficiente de encurvadura definido por:

$$K_{\sigma} = \left(\frac{m}{\alpha} + \frac{n^2 \alpha}{m} \right) \quad (6)$$

Onde:

α - Corresponde ao quociente entre a maior e a menor dimensão em planta da placa

m – Número de semi-ondas na direção de compressão

n – Número idêntico na direção transversal

Posteriormente ao estudo realizado por Bryan, Von Kármán introduziu em 1932 [13] o conceito de largura efetiva. Nesta abordagem surge a constatação de que nas placas esbeltas, a maior parte do carregamento é resistido pelas zonas contíguas aos bordos longitudinais da placa, concluindo assim que a resistência última é obtida igualando a tensão crítica de uma placa equivalente com uma largura reduzida b_{eff} , à tensão de cedência do aço [1]. O conceito de largura efetiva é adotado no Eurocódigo 3 para ter em conta o fenómeno da encurvadura local das placas através de um fator de redução ρ , onde resulta uma secção reduzida (efetiva) que é posteriormente utilizada na verificação [14].

Analogamente o dimensionamento de estruturas com secções transversais de classe 4 apresentam uma complexidade adicional relativamente a secções de classes inferiores, uma vez que ocorre encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência do aço num ou mais pontos da secção transversal, assim direta ou indiretamente torna-se necessário determinar a resistência à encurvadura local [1,5].

2.2. Conceito geral de Encurvadura Lateral

O dimensionamento de vigas metálicas cujo banzo comprimido não possui um contraventamento lateral contínuo, requer a verificação da segurança à instabilidade lateral. Este modo de colapso é designado na regulamentação portuguesa por bambeamento e no Eurocódigo 3 por “lateral torsional buckling” ou encurvadura lateral [4].

Para uma melhor perceção do fenómeno, considerando que a viga presente na figura 4 se desloca lateralmente com um deslocamento v , acompanhado com uma rotação da secção ϕ , devido à pequena rigidez torsional e à pequena rigidez de flexão em relação ao eixo de menor inércia, conseguimos concluir que ambas as deformações estão relacionadas. Uma rotação da secção reta implicará que o momento de flexão no plano da alma, faça aparecer uma componente fora desse plano, que causará obrigatoriamente uma deflexão lateral. Por outro lado, uma deflexão lateral que o momento de flexão no plano da alma faça, surge assim uma componente de momento de torção, causando a rotação da secção [15]. Uma vez na ausência de apoios na zona inferior da viga, podemos assim concluir que esta sofre translações nos eixos de y e z e rotação em torno do seu próprio eixo.

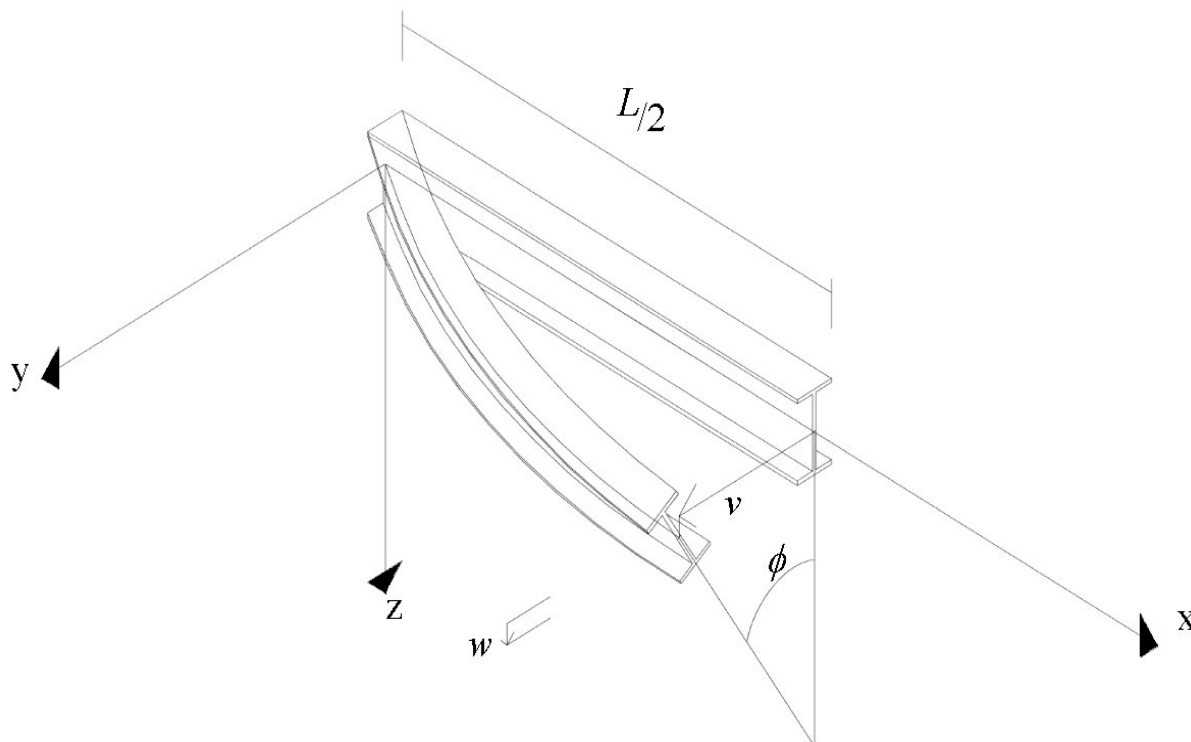


Figura 4 - Configuração da deformada de uma viga em I [16].

Assim concluímos que o fenómeno de encurvadura lateral ocorre quando uma viga não possui rigidez lateral suficiente ou não se encontra restringida a deslocamentos apenas no plano. Este comportamento é atingido assim que o momento aplicado iguala o momento resistente à encurvadura elástica. Trata-se de um fenómeno de instabilidade lateral da viga por flexão-torção, com elevada relevância a nível de estudo em vigas de secção aberta de paredes finas (I e H), isto por terem uma baixa rigidez de torção e flexão lateral associada à esbelteza das paredes constituintes da secção [1,14,17].

A capacidade de resistência à flexão deste tipo de elementos é condicionada pela capacidade de flexão em regime plástico ou pelo fenómeno de encurvadura lateral elástica, conforme se representa na figura 5.

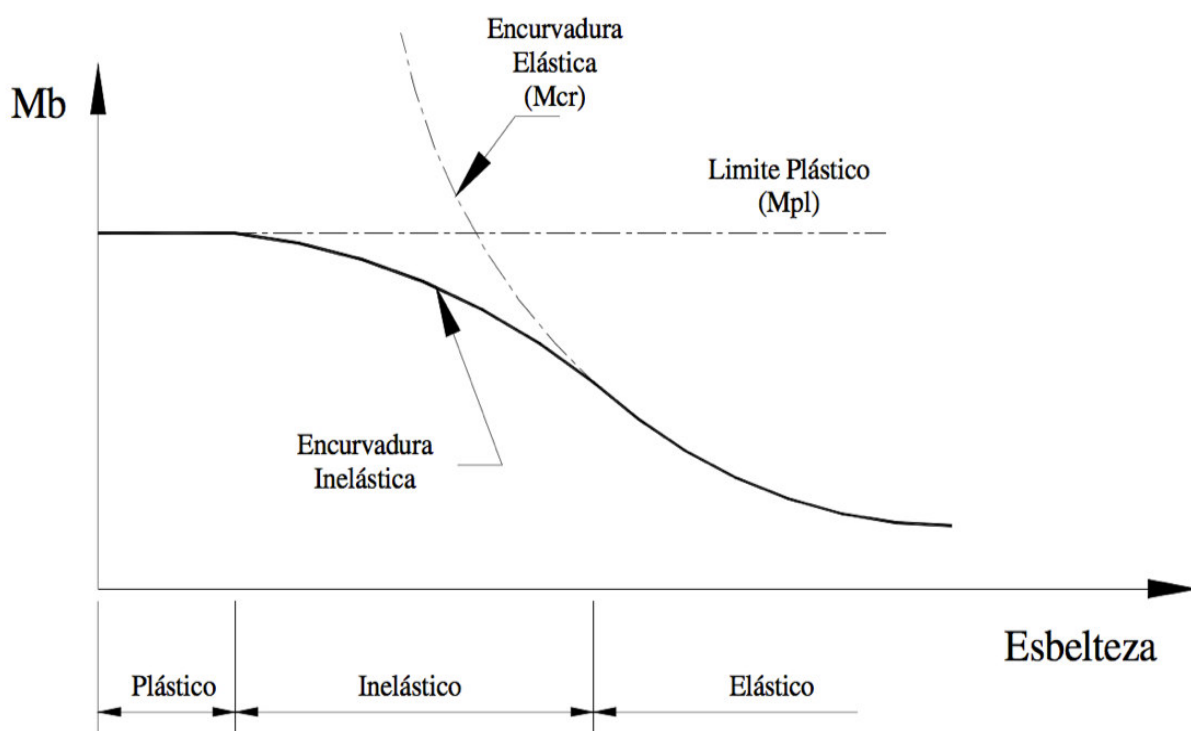


Figura 5 – Efeito da esbelteza do elemento na resistência à encurvadura lateral torsional [17].

Maioritariamente em casos reais, o momento resistente é inferior devido à cedência do material e às imperfeições iniciais (presença de imperfeições geométricas, tensões residuais e falta de uniformidade da secção reta). Para uma viga esbelta, o colapso é dominado pela encurvadura elástica, sendo o momento resistente à encurvadura lateral próximo do valor do momento crítico, sendo este o momento representativo do valor máximo que a viga consegue suportar em condições normais sem encurvar lateralmente, sendo demonstrado no próximo subcapítulo 2.3 a metodologia de cálculo para se obter o seguinte valor [17].

2.3.Regras de cálculo para a determinação da resistência das secções

Neste subcapítulo sintetizam-se os conceitos e regras de dimensionamento preconizados pelo Eurocódigo 3. Nos pontos seguintes, expõem-se as regras definidas pelas normas EN 1993 1-1 (*regras gerais e regras para edifícios*) [5] e EN 1993-1-5 (*regras para dimensionamento de elementos estruturais laminares planos ou placas*) [9].

2.3.1. EN 1993-1-1

A EN 1993-1-1 (2010) [5] é a norma europeia que define as regras gerais aplicáveis ao projeto de edifícios e outras estruturas em aço, obedecendo aos princípios, requisitos de segurança e de utilização das estruturas indicadas na EN 1990 (2009). Este subcapítulo centrar-se-á na apresentação das regras referentes ao capítulo 5 e 6 do EN 1993-1-1 [5], respeitantes a elementos sujeitos a flexão, já que serão estas as regras que possibilitarão uma apreciação dos valores de resistência de secções obtidos para comparação com os resultados numéricos apresentados.

2.3.1.1. Classificação das Secções Transversais

De acordo com o Eurocódigo 3 (EN 1993-1-1 [5]) o objetivo de classificar as secções transversais dos elementos é identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local. Deste modo são definidos quatro tipos de classes para as secções transversais, as de Classe 1, Classe 2, Classe 3 e Classe 4.

- **Classe 1:** aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- **Classe 2:** aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- **Classe 3:** aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base na 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:** aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou em mais partes da secção transversal.

A classificação da secção transversal depende da relação entre a largura e a espessura de todas as partes constituintes da secção transversal, que estão totalmente ou parcialmente comprimidos. No caso das secções transversais de Classe 4, que são o objeto em estudo nesta dissertação, são adotadas as larguras efetivas para se ter em consideração as reduções da resistência que provêm dos efeitos de encurvadura local como iremos ver no próximo subcapítulo 2.3.2. Sendo os componentes da secção transversal de classes diferentes, esta é classificada de acordo com a classe mais elevada, pois será esta a mais desfavorável ao cálculo.

Para a relação entre as dimensões dos elementos comprimidos das Classes 1, 2 e 3, tem-se um limite dado pela Tabela 1 para os elementos internos (alma), e Tabela 2 para os elementos salientes (banzos). Estas tabelas encontram-se definidas até à classe 3, sendo que se o limite não for satisfatório, será assim considerada como sendo da classe 4.

Tabela 1 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos [5].

Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabela 2 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos [5].

Banzos em consola						
Secções laminadas			Secções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_{\sigma}}$ Para k_{σ} ver a EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

2.3.1.2. Resistência das secções transversais ao momento fletor

Tendo em conta que o elemento em estudo é uma viga, esta deverá satisfazer a várias condições relativas ao esforço transversal, momento fletor entre outros esforços e combinações de esforços. O objetivo desta tese assenta apenas no estudo do comportamento relativo ao momento fletor, assim apenas serão dispostas informações relativas a este tópico.

Assim, em cada secção transversal o valor de cálculo do momento flector atuante deve satisfazer a seguinte condição [5]:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (7)$$

Para tal, calcula-se o valor de cálculo do momento flector resistente, $M_{c,Rd}$, para uma secção transversal de Classe 4, do seguinte modo:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8)$$

Em que:

$$\gamma_{M0} = 1 \quad (9)$$

$$W_{eff,min} = \min(W_{eff,sup}; W_{eff,inf})$$

$$W_{eff,sup} = \frac{I_{eff,y}}{v_s} \quad (10)$$

$$W_{eff,inf} = \frac{I_{eff,y}}{v_i} \quad (11)$$

O coeficiente $I_{eff,y}$, representa a inércia efetiva segundo o eixo yy, obtida a partir da secção efetiva do perfil. Os coeficientes v_s e v_i correspondem, respetivamente, às distâncias desde o centro de gravidade da secção transversal até ao banzo superior e inferior.

2.3.1.3. Resistência dos elementos uniformes à encurvadura lateral

Segundo as regras atuais do EC3 o momento resistente à encurvadura lateral é calculado pela multiplicação do valor de cálculo do momento resistente da secção transversal por um fator de redução que tem em conta os efeitos das imperfeições globais e das tensões residuais nas secções transversais dado pela seguinte equação 12:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (12)$$

Como na presente dissertação apenas irão ser objeto de estudo as secções de classe 4, procede-se á alteração módulo de flexão W_y pelo modulo de flexão efetivo $W_{eff,y}$, que é calculado seguindo os passos presentes no subcapítulo 2.3.2, presente nesta dissertação [5].

Para a determinação do fator de redução para o fenómeno da encurvadura lateral torsional, o EC3 apresenta duas formulações de cálculo: “Caso geral” presente na cláusula 6.3.2.2 do [5] e o “Caso Específico “ referentes a secções laminadas ou para secções soldadas equivalentes presentes na cláusula 6.3.2.3 do [5].

2.3.1.3.1. Caso Geral

Para o Caso Geral da encurvadura lateral torsional (LTB), o valor do fator de redução X_{LT} correspondente à esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{LT}$ é determinado a partir da equação 15:

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ com } X_{LT} \leq 1 \quad (13)$$

Em que:

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (14)$$

α_{LT} – Fator de imperfeição

Este valor é obtido após a seleção da curva de encurvadura apropriada para a secção em estudo, sendo os valores recomendados indicados na tabela 3.

Tabela 3 - Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral.

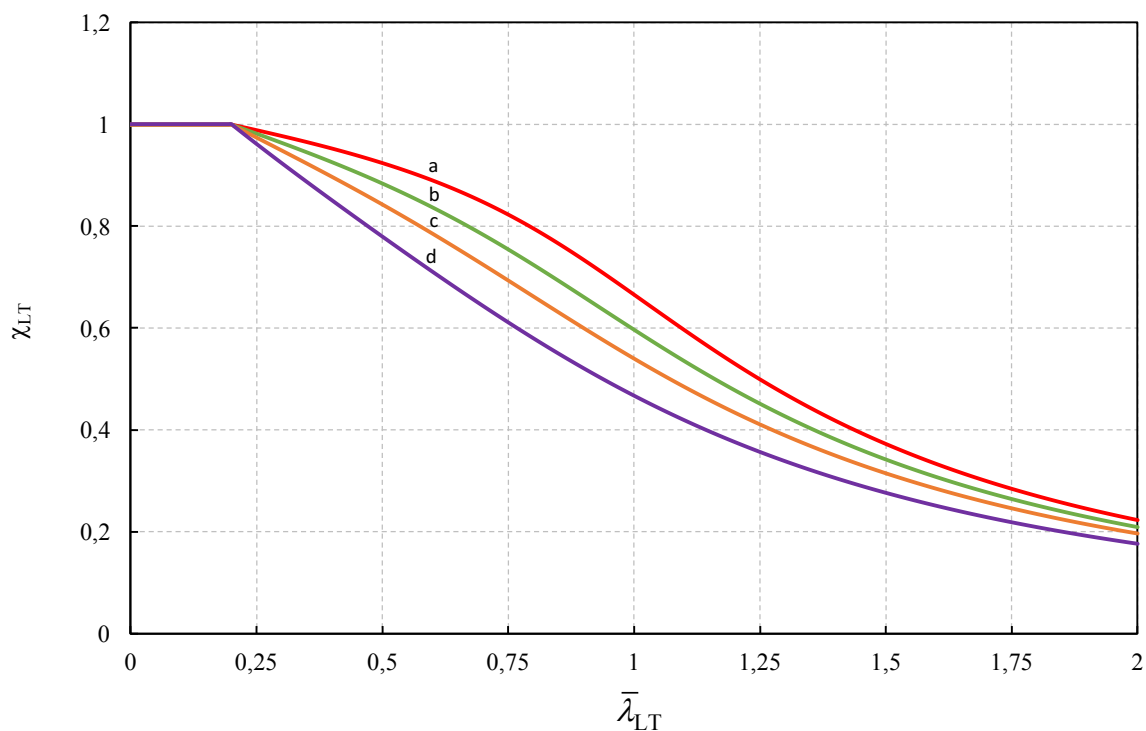
Curva de encurvadura	a	b	c	d
Fator de imperfeição α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

A escolha da curva de encurvadura lateral é indicada na tabela 4.

Tabela 4 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais para o cálculo da equação 13.

Secção transversal	Limites	Curva de Encurvadura
Secções em I laminadas	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secções em I soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Outras secções	-	d

Os valores do coeficiente de redução χ_{LT} correspondente à esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{LT}$ adequada são ilustrados na figura 6.

**Figura 6 - Curvas de encurvadura.**

A esbelteza normalizada é obtida a partir da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rd}}{M_{cr}}} \quad (15)$$

Em que:

M_{Rd} – Corresponde ao momento resistente da secção transversal

Calculado pela seguinte expressão para secções transversais esbeltas (classe 4)

$$M_{Rd} = W_{eff,y} f_y \quad (16)$$

M_{cr} – Corresponde ao momento crítico elástico

A determinação do momento crítico elástico relativo à encurvadura lateral M_{cr} não se encontra na última versão do Eurocódigo 3, assim utiliza-se uma versão anterior da parte 1-1 do Eurocódigo 3 (CEN, 2002), no anexo C.2, em que é usado para a sua determinação a seguinte equação, em secções monossimétricas [16].

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - C_2 z_g + C_3 z_j \right] \quad (17)$$

Em que as variáveis segundo [4] são definidas como:

C_1, C_2, C_3 são coeficientes dependentes da forma do diagrama de momentos fletores e das condições de apoio,

k, k_w são fatores de comprimento efetivo dependentes do apoio nas extremidades,

z_g é a distância do ponto de aplicação das cargas transversais ao centro de corte da secção

z_j é o parâmetro que traduz o grau de assimetria da secção em (relação ao eixo y),

I_z - Momento de inércia em relação ao eixo Z,

I_t - Representa a constante de torção,

I_w - Representa a constante de empenamento,

L – Representa o comprimento entre secções contraventadas,

E – Representa o módulo de elasticidade longitudinal,

G – Representa o módulo de elasticidade transversal.

2.3.1.3.2. Caso específico

O caso específico denominado para secções laminadas ou para secções soldadas equivalentes representada pela cláusula 6.3.2.3 presente no EC3 é uma readaptação da fórmula apresentada por Ayrton-Perry, resultante de resultados experimentais e estudos numéricos onde o fator de redução é nos dado pela seguinte expressão [5,6].

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ mas } \begin{cases} X_{LT} \leq 1,0 \\ X_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (18)$$

Com

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (19)$$

O EC3 recomenda os valores para $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ (valor máximo) e $\beta = 0,75$ (valor mínimo), sendo estes os valores adotados em estudo [5].

Para as esbeltezas $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ (ver 6.3.2.3 de [5]) ou para $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ (ver 6.3.2.3 de [5]), os efeitos da encurvadura lateral poderão ser ignorados, sendo apenas efetuadas as verificações de resistência das secções transversais. As recomendações para as curvas de encurvadura são indicadas na seguinte tabela 5.

Tabela 5 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais para o cálculo da equação 18.

Secção transversal	Limites	Curva de Encurvadura
Secções em I laminadas	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Secções em I soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Outras secções	-	d

2.3.2. EN 1993-1-5

A EN 1993-1-5 (2012) é a norma europeia que estabelece os requisitos para o projeto de placas de aço, reforçadas e não reforçadas sujeitas a forças que atuam no seu plano.

A Parte 5 do Eurocódigo 3 (EN 1993-1-5) ou, abreviadamente, EC3-1-5 incorpora os fenómenos de encurvadura local de secções esbeltas nos critérios de segurança e métodos de dimensionamento da EN 1993-1-1. A determinação direta da resistência de barras sujeitas a ações arbitrárias (incorporando a possibilidade de encurvadura local) é complexa e, por isso, não constitui uma opção no projeto de estruturas habitual, o EC3 preconiza a utilização de secções efetivas para ter em conta o efeito de encurvadura local no seu dimensionamento [18].

Este subcapítulo centrar-se-á na apresentação das regras referentes ao capítulo 2 e 4 do EC3-1-5, respeitantes às bases de projeto e ao efeito da encurvadura de placas, já que serão estas as regras que possibilitarão a obtenção das verificações de resistência de secções, estabilidade à compressão e à encurvadura de elementos, assim como a regulamentação inerente à utilização.

2.3.2.1. Bases para o projeto e a modelação

Em termos regulamentares na parte 5 do Eurocódigo 3, os efeitos da encurvadura local, têm de ser considerados quer ao nível da análise global, quer ao nível da avaliação da resistência dos elementos para estado limite último[1].

Em termos de análise global da estrutura, segundo a parte 1-5 presente no (EC3) os efeitos da encurvadura local dos elementos afetam os resultados da análise global da estrutura, devendo por isso ser considerados no dimensionamento, cláusula 2.2 (1). Os efeitos da encurvadura podem ser tomados em consideração através de áreas efetivas dos elementos comprimidos, cláusula 2.2 (4). De acordo com a cláusula 2.2 (5), a redução da secção transversal poderá ser ignorada da análise global, quando a secção comprimida de um elemento for superior a 50% da área bruta da secção transversal do mesmo elemento. Em termos da avaliação da resistência dos elementos para estado limite último irá ser determinada com base nas áreas efetivas dos elementos em placa comprimidos, as quais

permitem calcular as propriedades das secções de classe 4 ($A_{eff}, I_{eff}, w_{eff}$), por concordância com a cláusula 2.3 (1) [9].

2.3.2.2. Efeitos da encurvadura de placa devidos às tensões normais nos Estados Limite Últimos

A verificação de segurança de elementos com secção transversal de Classe 4 sujeita a tensões normais, segundo a cláusula (1) do ponto 4.2, deve ser feita de acordo com os critérios definidos no EC3-1-1 (apresentados no subcapítulo 2.3.1).

As verificações de resistência de secções, da estabilidade à compressão e à encurvadura lateral e torsional dos elementos devem ser efetuados pelas normas estipuladas na parte 1-1 [5]. Porém, o cálculo das propriedades geométricas relativas às secções efetivas, ou seja, (A_{eff}, I_{eff} e w_{eff}), correspondentes à área efetiva, momento de inércia efetivo e modulo de flexão elástico efetivo, respetivamente, é remetido para o EC3-1-5 [9].

2.3.2.2.1. Secção Transversal efetiva

A verificação de segurança de elementos com secção transversal de Classe 4 implica a determinação da sua secção efetiva. Esta determinação é efetuada placa a placa, com base nas respetivas larguras efetivas (enunciado no subcapítulo 2.1).

As fórmulas propostas no EC3-1-5 derivam da evolução de várias formulações enunciadas nas últimas décadas (Tabela 6), sendo a fórmula de Winter a adotada no EC3-1-5 como iremos comprovar no próximo subcapítulo. A secção efetiva deve ser aferida a partir da área efetiva das placas comprimidas, a qual segundo a cláusula 4.3(1) e (2), para além das condições de fronteira e do gradiente de tensões normais, deve-se ter em consideração o efeito combinado da encurvadura da placa, do “shear lag” e a área das placas tracionadas. Mais explicações das regras existentes na EN 1993-1-5 relativas ao “shear lag” podem ser encontradas em [1].

Tabela 6 - Fórmulas para determinação da largura efetiva [1].

Autor	Ano		
Winter	(1947,1968)	$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}} \right)$	para $\bar{\lambda} \geq 0.67$
Faulkner	(1965,1977)	$\frac{b_e}{b} = \frac{1.05}{\bar{\lambda}} \left(1 - \frac{0.26}{\bar{\lambda}} \right)$	para $\bar{\lambda} \geq 0.55$
Gerard	(1957)	$\frac{b_e}{b} = \frac{0.82}{\bar{\lambda}^{0.85}}$	
Johansson	(1999)	$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}} \left(1 - \frac{0.1875}{\bar{\lambda}} \right)$	para $\bar{\lambda} \geq 0.75$

As propriedades efetivas da secção transversal relevantes para cada tipo de esforço aplicado são determinadas de forma independente. Isto é, para determinar a área efetiva da secção, A_{eff} , esta deve estar sujeita apenas a um esforço axial de compressão. Por outro lado, para determinar o módulo de flexão efetivo, w_{eff} , a secção deve estar sujeita exclusivamente a um momento fletor na direção pretendida (cláusulas 4.3(3) e (4)) [9].

2.3.2.2.2. Elementos de placa sem reforços longitudinais

A determinação das secções efetivas é feita placa a placa utilizando a fórmula de Winter ou semelhantes como referido na secção anterior, baseada nas áreas efetivas das placas comprimidas e na área bruta das placas tracionadas como é demonstrado na seguinte figura 7 [19].

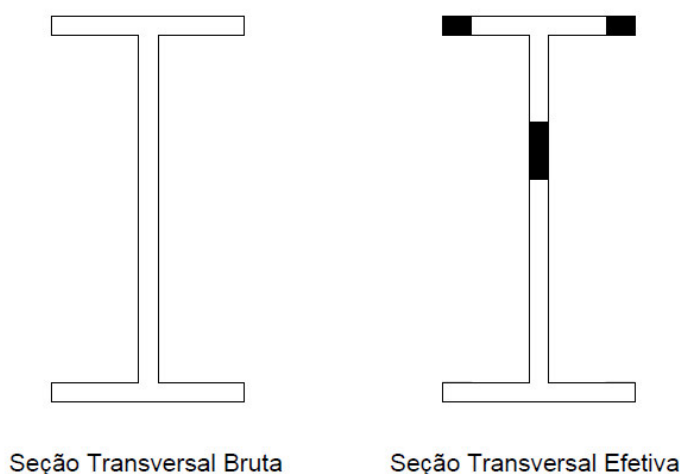


Figura 7 - Seção bruta e efetiva de um perfil em I.

Para a determinação da secção efetiva procede-se aos seguintes passos segundo [19].

1. Determinar os valores e a localização das larguras efetivas nos elementos comprimidos:

- a. Determina o coeficiente de encurvadura, K_σ , através do valor de Ψ , recorrendo à Tabela 7 e Tabela 8.
- b. Determinar a esbelteza normalizada da placa $\bar{\lambda}_p$ segundo a equação 20:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} \quad (20)$$

- c. Determinar o fator de redução ρ_c , através dos valores de $\bar{\lambda}_p$ e Ψ , recorrendo às expressões que vão depender se o elemento é interno ou saliente:

- Elementos Internos:

$$\rho = 1,0 \quad , \bar{\lambda}_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0, \bar{\lambda}_p > 0,673 \quad (21)$$

- Elementos Salientes:

$$\rho = 1,0 \quad , \bar{\lambda}_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0, \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (22)$$

- d. Determinar as larguras efetivas, $b_{c,eff}$ e as áreas efetivas, $A_{c,eff}$ dos elementos comprimidos a partir do valor de ρ_c , recorrendo à Tabela 7 e Tabela 8.

2. Determinar os valores de ψ nos elementos comprimidos perpendiculares ao eixo de flexão, tendo como base os valores dos esforços atuantes e as propriedades de uma secção fictícia constituída pelas áreas brutas e efetivas dos elementos paralelos ao eixo de flexão.

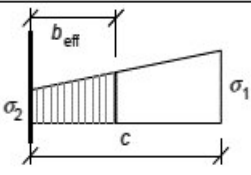
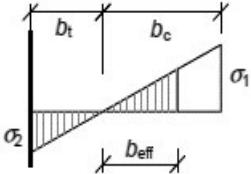
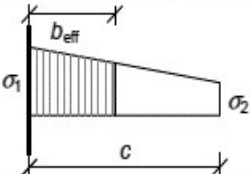
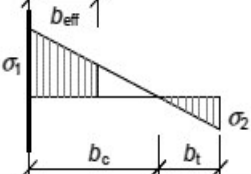
3. Determinar os valores e a localização das larguras efetivas dos elementos comprimidos perpendiculares ao eixo de flexão.
4. Determinar as propriedades efetivas.

A partir deste ponto proceder-se-ia ao cálculo dos valores da resistência dos elementos seguindo as cláusulas 6.3.1 e 6.3.2 presente no subcapítulo 2.3.1 [5].

Tabela 7 - Elementos comprimidos interiores [9].

Distribuição de tensões (compressão positiva)				Largura efetiva ^p b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{\text{eff}} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{\text{eff}} \quad b_{e2} = 0,5 b_{\text{eff}}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{\text{eff}} \quad b_{e2} = b_{\text{eff}} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{\text{eff}} \quad b_{e2} = 0,6 b_{\text{eff}}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi \geq -3$
Coeficiente de encurvadura k_{σ}	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tabela 8 - Elementos comprimidos em consola (Salientes) [9].

Distribuição de tensões (compressão positiva)		Largura efetiva ^p b_{eff}			
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Coeficiente de encurvadura k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coeficiente de encurvadura k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Capítulo 3

Novas propostas LTB

3. NOVA PROPOSTA PARA LTB

3.1. PROPOSTA REALIZADA POR TARAS E GREINER

3.1.1. Proposta de conceção para a encurvadura lateral

3.1.2. Principais diferenças entre o Eurocódigo e a nova proposta.

3.1. PROPOSTA REALIZADA POR COUTO ET AL.

3. NOVAS PROPOSTA PARA LTB

Ao longo da implementação da Norma Europeia EN 1993-1-1, as disposições do código para a verificação da resistência de elementos em aço, para resistir à encurvadura lateral tem sido alvo de diversos estudos por parte da comunidade científica [6,7,20,21].

Com o objetivo de melhorar a presente norma surge a proposta de Taras e Greiner, com novas formulações analíticas para a resistência à encurvadura lateral que, segundo os mesmos autores, são mais precisas e consistentes do que a presente norma [7,21], no entanto, o estudo destes autores não contemplou as secções transversais esbeltas.

Para as secções transversais esbeltas, em situação de incêndio, Couto et al. [8] propuseram que a interação entre os fenómenos de encurvadura local, a que este tipo de secções estão sujeitas, e a encurvadura lateral fosse tida em conta através de um parâmetro de secção efetiva. Em [8], os autores incorporaram este conceito nas novas formulações de Taras e Greiner, indicando que mais estudos teriam de ser feitos para que fosse possível ter uma proposta consistente.

Assim neste capítulo, irão ser abordadas duas propostas para o cálculo da encurvadura lateral, a primeira uma proposta apresentada no subcapítulo 3.1 por Taras e Greiner [7,22] no qual realizou o estudo para as classes 1, 2 e 3 e a segunda apresentada no subcapítulo 3.2 por Couto et al.[8] que tem como base o estudo realizado por Taras e Greiner mas aplicado à classe 4.

3.1. Proposta realizada por Taras e Greiner

Está atualmente a ser elaborado um conjunto de alterações às regras do EC3 nas quais uma é a nova fórmula de conceção para a encurvadura lateral torsional desenvolvida por Taras e Greiner, que se baseia em derivações na linha da formulação obtida por Ayrton-Perry, introduzindo duas imperfeições de forma sinusoidal, uma lateral e uma torsional [7,21,22].

Assim para o estudo das curvas numéricas de encurvadura lateral torsional, determinadas usando os cálculos de elementos finitos geometricamente e materialmente não-lineares (GMNIA), foram comparadas numerosas secções relativamente às curvas de encurvadura LT encontradas na presente norma.

Na seguinte figura podemos observar dois géneros de casos de secções que motivaram críticas e revisões para a reformulação da seguinte proposta.

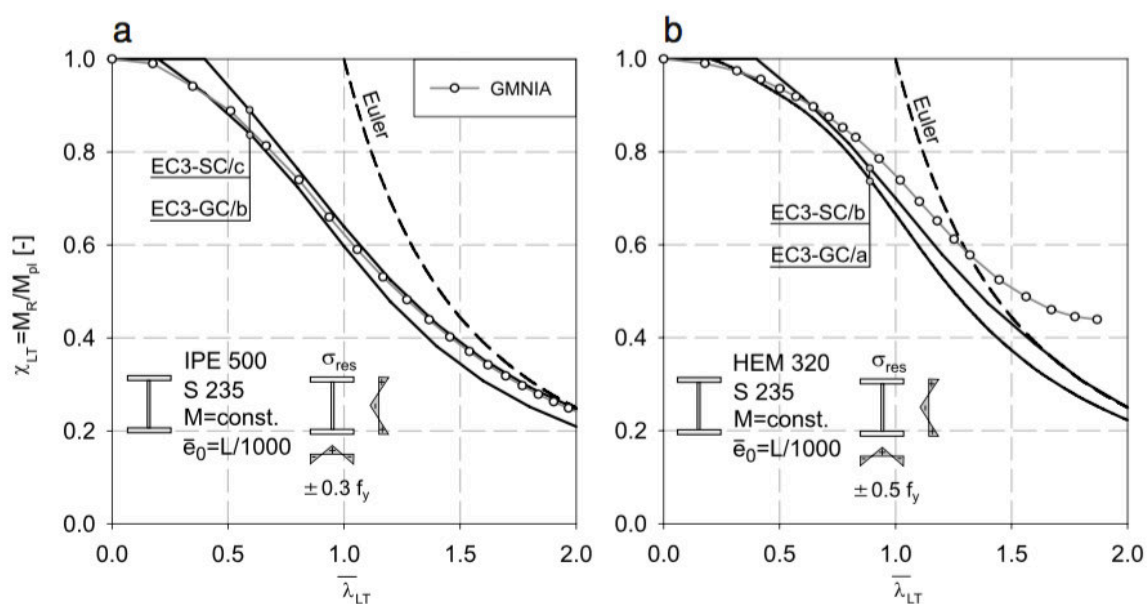


Figura 8 - Curvas de Encurvadura LT numéricas para uma secção IPE 500 (a) e HEM320 (b) em comparação com as curvas do EC3 [21].

As discrepâncias entre as curvas numéricas e da presente norma foram, por vezes, encontradas no lado "não conservador", como observamos na Fig. 8 (a), resultando em fatores de redução de encurvadura inferiores ao que seria expectável. Isto foi frequentemente encontrado para o "caso específico" (SC) do que para as curvas do " caso geral " (GC) do EC3.

Na Fig. 8 (b) é nos demonstrado um outro ponto, o agrupamento das propriedades das secções baseia-se puramente na relação profundidade-largura h / b , que é mais do que uma representação, representativa de uma variedade de efeitos como a rigidez torsional ou até mesmo o comportamento crítico em plasticidade.

Este agrupamento muitas vezes não representa o comportamento crítico real de uma determinada seção de forma satisfatória. No caso da seção HEM320 na Fig. 8 (b), mesmo a curva do caso "menos segura" do EC3 não representa com precisão a alta resistência de uma seção tão pesada.

Assim Taras et al [21] concluiu que dependendo da seção estudada e do caso de carga, as diferenças são mais ou menos grandes entre a curva numérica e a curva presente na norma.

Ao abordar as questões levantadas nos pontos mencionados em cima, o presente estudo - que é parte de um trabalho maior [23], reconhece a necessidade de uma maior consistência nas regras para os diferentes casos de encurvadura dos membros da estrutura.

3.1.1. Proposta de conceção para a encurvadura lateral

As fórmulas resultantes foram calibradas tendo em consideração as imperfeições na forma de tensões residuais e de imperfeições geométricas [23]. Assim uma viga não restringida lateralmente sujeita a um momento uniforme sobre o seu eixo forte deverá ser verificada pela seguinte fórmula:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (23)$$

Em que M_{Ed} representa o valor do momento de flexão do eixo forte e $M_{b,Rd}$, o momento resistente de encurvadura. Este deverá ser calculado para uma seção compacta ou semi-compacta (classe 1-3) pela seguinte forma:

$$M_{b,Rd} = X_{LT} W_{y,pl} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (24)$$

Onde $W_{y,pl} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$ representa o valor plástico de resistência para o valor do momento no eixo forte e X_{LT} o fator de redução de encurvadura obtido a partir da seguinte equação

$$X_{LT} = \frac{f_m}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - f_m \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{com } X_{LT} \leq 1 \quad (25)$$

Em que:

f_m representa um fator que tem em conta o efeito do momento fletor, o valor pode ser retirado da tabela 10, no entanto na dissertação, apenas será abordado o momento uniforme que toma o valor igual a 1.

$\bar{\lambda}_{LT}$ representa a esbelteza normalizada obtida a partir da expressão (15) presente no subcapítulo 2.3.1.

α_{LT} representa o fator de imperfeição que é obtido a partir da seguinte expressão.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + f_m \left(\frac{\bar{\lambda}_{LT}^2}{\bar{\lambda}_z^2} \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right) \right] \quad (26)$$

Onde $\bar{\lambda}_z$ corresponde à esbelteza para o eixo mais fraco (em perfis em I eixo z) da encurvadura por flexão que é obtido a partir da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \quad (27)$$

Em que:

L_{cr} - Corresponde ao comprimento de encurvadura no plano z

i - Corresponde ao raio de giração relativo ao eixo z determinado a partir das propriedades brutas da secção transversal.

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \text{ com } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ (} f_y \text{ em N/mm}^2 \text{)} \quad (28)$$


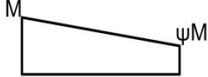

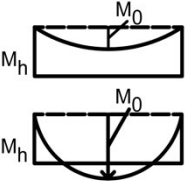
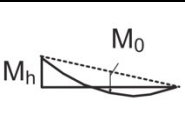

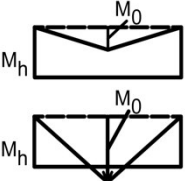
Importa ainda referir a alteração do fator de imperfeição α_{LT} que relaciona os comportamentos de encurvadura dos cortes transversais em y e z, definido pela tabela 9.

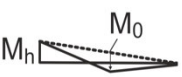
Tabela 9 - Coeficiente α_{LT} para encurvadura lateral torsional para secções I[23].

Seção transversal	Limites	α_{LT}
Secções em I laminadas	$\frac{h}{b} > 1.2$	$0.12 \sqrt{\frac{w_{el,y}}{w_{el,z}}} \leq 0.34^1$
	$\frac{h}{b} \leq 1.2$	$0.16 \sqrt{\frac{w_{el,y}}{w_{el,z}}} \leq 0.49^1$
Secções em I soldadas	-	$0.12 \sqrt{\frac{w_{el,y}}{w_{el,z}}} \leq 0.64$

¹ Nota que os valores de α_{LT} convergem para o valor de α da coluna de encurvadura do eixo fraco, ver tabelas 6.1 e 6.2 de [9].

Tabela 10 - Fator f_m e K_c para várias situações de carga [23].

Caso de Carga	f_m	k_c
M uniforme 	1.00	1.00
	$1.25 - 0.1\psi - 0.15\psi^2$	$\frac{1}{1.33 - 0.33\psi}$
	1.05	0.94
	para $0.0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 2.0$: $1.00 + 1.35 \frac{M_0}{M_h} - 0.33 \left(\frac{M_0}{M_h}\right)^3$ para $\frac{M_0}{M_h} \geq 2.0$: 1.05	$\frac{M_0}{M_h} < 1.0$: 1.0 $\frac{M_0}{M_h} \geq 1.0$: 0.9
	para $0.0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 1.47$: $1.25 + 0.5 \left(\frac{M_0}{M_h}\right)^2 - 0.275 \left(\frac{M_0}{M_h}\right)^4$ para $\frac{M_0}{M_h} \geq 1.47$: 1.05	$\frac{M_0}{M_h} < 0.5$: 0.75 $\frac{M_0}{M_h} \geq 0.5$: 0.91
	1.10	0.86
	para $0.0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 2.0$: $1.00 + 1.25 \frac{M_0}{M_h} - 0.30 \left(\frac{M_0}{M_h}\right)^3$ para $\frac{M_0}{M_h} \geq 2.0$: 1.10	$\frac{M_0}{M_h} < 1.0$: 1.00 $\frac{M_0}{M_h} \geq 1.0$: 0.77

	<p>para $0.0 \leq \frac{M_0}{M_h} < 1.50 : 1.25 + 0.325 \left(\frac{M_0}{M_h}\right)^2 - 0.175 \left(\frac{M_0}{M_h}\right)^4$</p> <p>para $\frac{M_0}{M_h} \geq 1.50 : 1.10$</p>	<p>$\frac{M_0}{M_h} < 0.5 : 0.75$</p> <p>$\frac{M_0}{M_h} \geq 0.5 : 0.82$</p>
---	--	---

Para as esbeltezas $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ ou para $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$, os efeitos da encurvadura lateral poderão ser ignorados, sendo apenas efetuadas as verificações de resistência das secções transversais [23].

No próximo subcapítulo são apresentadas algumas alterações e considerações tomadas na reformulação da nova proposta para LT.

3.1.2. Principais diferenças entre o Eurocódigo e a nova proposta.

As cláusulas transcritas no subcapítulo anterior permitem, segundo o autor, obter uma determinação mais precisa da resistência à encurvadura lateral de vigas com secções laminadas e secções soldadas sob um momento constante. Em termos práticos a formulação é assim absolutamente comparável às formulações atuais do Eurocódigo. Embora não seja possível discutir nesta dissertação a extensão da formulação e verificações realizadas para a validação da proposta, apenas serão enunciadas do ponto de vista teórico as principais diferenças entre a formulação atual com a nova proposta.

Um dos pontos mais importantes alterados na nova formulação foi a calibração do fator de imperfeição generalizada η . Atendendo à expressão presente no Eurocódigo 3 a calibração de η , é representada numa função linear relativamente à esbelteza $\bar{\lambda}_{LT}$, como apresentado na seguinte equação:

$$\eta = \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) \quad (29)$$

Sendo $\bar{\lambda}_{LT,0}$ igual a 0,2 para a curva do caso geral do Eurocódigo 3. Como discutido no subcapítulo 3.1 pela figura 8, podemos afirmar que a formulação atual acaba por não ser precisa nem consistente em transmitir o comportamento físico real do material. Assim o autor através de derivações realiza o estudo na impregnação adicional do coeficiente $\left(\frac{\bar{\lambda}_{LT}^2}{\bar{\lambda}_z^2}\right)$, que tem como finalidade transmitir à formulação um fator modificador de rigidez dando à equação um modo de encurvadura consoante a secção transversal estudada.

Relativo à calibração de η duas expressões foram estudadas:

$$\eta = \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) \tag{30}$$

$$\eta = \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) \tag{31}$$

A equação 30 que representa a imperfeição generalizada que aumenta linearmente em função da esbelteza normalizada com o encurvamento do eixo fraco, sendo proporcional com a extensão do comprimento do membro. Na expressão 31 conseguimos observar a replicação da equação 29, que representa a formulação utilizada atualmente nas regras do Eurocódigo 3. A imperfeição não aumenta assim com o comprimento do membro, não sendo proporcional à extensão.

Na seguinte figura conseguimos observar em a) uma relação entre o comprimento e a imperfeição, enquanto que na figura b) conseguimos observar a imperfeição traçada ao longo do comprimento. Para questões de uniformização o fator de imperfeição utilizado é igual a 0,34 relativo á seção HEM600.

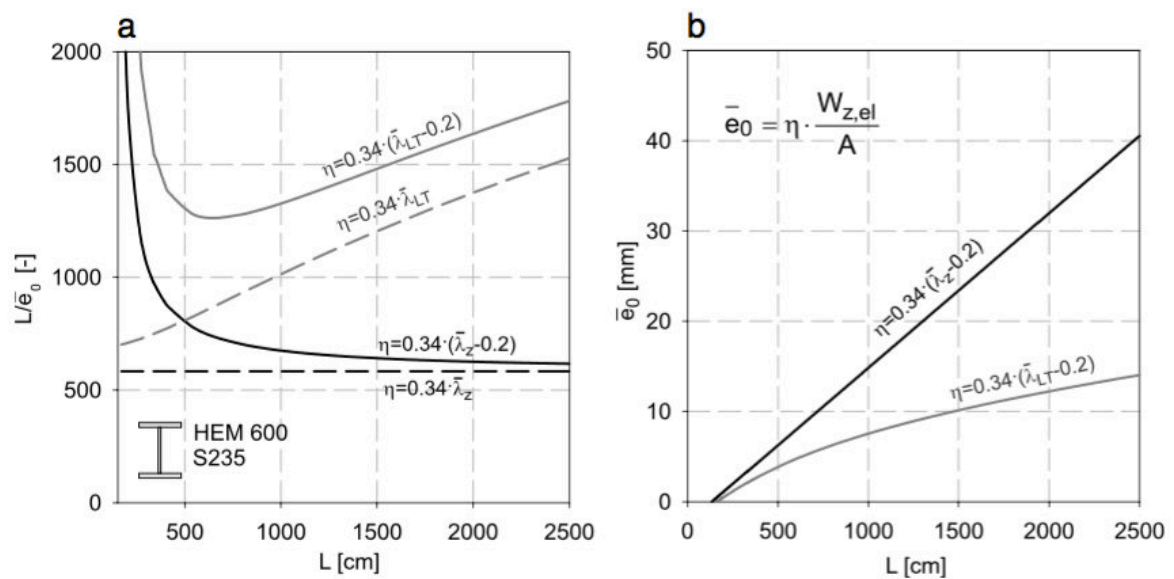


Figura 9 - Imperfeição geométrica equivalente para uma seção HEM600[7].

Como podemos observar na figura 9 a), nenhuma das equações nos demonstra uma representação linear uma vez que tanto a equação 30 como a 31 começam num patamar de $\bar{\lambda}_{LT,0}$ igual a 0,2, no entanto retirando-o podemos observar que a equação 30 representa uma

fração quase constante entre o comprimento do membro e a imperfeição geométrica, o que não acontece com a equação 31. Observando a figura 9 b) podemos então comprovar o referenciado anteriormente[7].

3.2.Proposta realizada por Couto et al.

Como forma de objetivo principal para a presente dissertação, irá ser estudado e aprofundado a integração de um novo fator de secção efetiva de forma a incorporar os fenómenos de encurvadura local na verificação da encurvadura lateral. O fator de secção efetiva foi inicialmente proposto em [8] para vigas esbeltas sujeitas à ação do fogo e posteriormente adaptado em [6] para o cálculo a frio, sendo dado pela seguinte equação:

$$s = \frac{w_{eff,y}}{w_{el,y}} \quad (32)$$

Sendo que:

$w_{eff,y}$ - Representa o módulo efetivo de flexão segundo y

$w_{el,y}$ - Representa módulo elástico de flexão segundo y

Obtidos a partir das seguintes expressões:

$$W_{eff,y} = \frac{I_{eff}}{z_{eff}} \text{ e } W_{el,y} = \frac{I_y}{Z} \quad (33)$$

Para uma melhor otimização de resultados o fator de seção efetiva é definido em 3 intervalos definidos pelos seguintes limites:

$$\begin{cases} s \leq 0,8 \\ 0,8 \leq s \leq 0,9 \\ s \geq 0,9 \end{cases}$$

onde:

$s \leq 0,8$ - A capacidade de carga da viga é muito influenciada pela interação entre a resistência à encurvadura local da secção transversal e a resistência à encurvadura lateral do elemento.

$0,8 \leq s \leq 0,9$ - Comparado com o caso anterior o fator de secção efetiva é mais elevado, significando desta forma que a secção transversal é menos suscetível à encurvadura local, sendo a influência da encurvadura local na resposta global, menor em termos relativos.

$s \geq 0,9$ - Os efeitos da interação entre a encurvadura local e a encurvadura lateral são menores, comparativamente com os casos anteriores, uma vez que as secções são menos suscetíveis à encurvadura local.

O seguinte fator de secção efetiva, dado pela equação (32), irá ser aplicado em conjunto com as seguintes equações (34) e (35) com o objetivo de obter o valor do fator de redução X_{LT} .

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ com } X_{LT} \leq 1 \quad (34)$$

Em que:

$$\phi_{LT,\theta} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT,new} (\bar{\lambda}_{LT,\theta} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2 \right] \quad (35)$$

Os valores $\alpha_{LT,new}$ e $\bar{\lambda}_{LT,0}$, estão associados a cada curva e poderão ser retirados da seguinte tabela 11. De forma exemplificativa na seguinte figura 10 podemos visualizar as curvas associadas a cada limite de secção efetiva para a Classe de Aço S355.

Tabela 11 - Parâmetros para a escolha da curva de encurvadura [6].

Curva	Limites (S)	$\alpha_{LT,new}$	$\bar{\lambda}_{LT,0}$
L1	$\frac{w_{eff,y}}{w_{el,y}} > 0.9$	$1.25\varepsilon = 1.25 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	0.2
L2	$0.8 < \frac{w_{eff,y}}{w_{el,y}} \leq 0.9$	$1.00\varepsilon = 1.00 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	0.2
L3	$\frac{w_{eff,y}}{w_{el,y}} \leq 0.8$	$0.75\varepsilon = 0.75 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	0.2

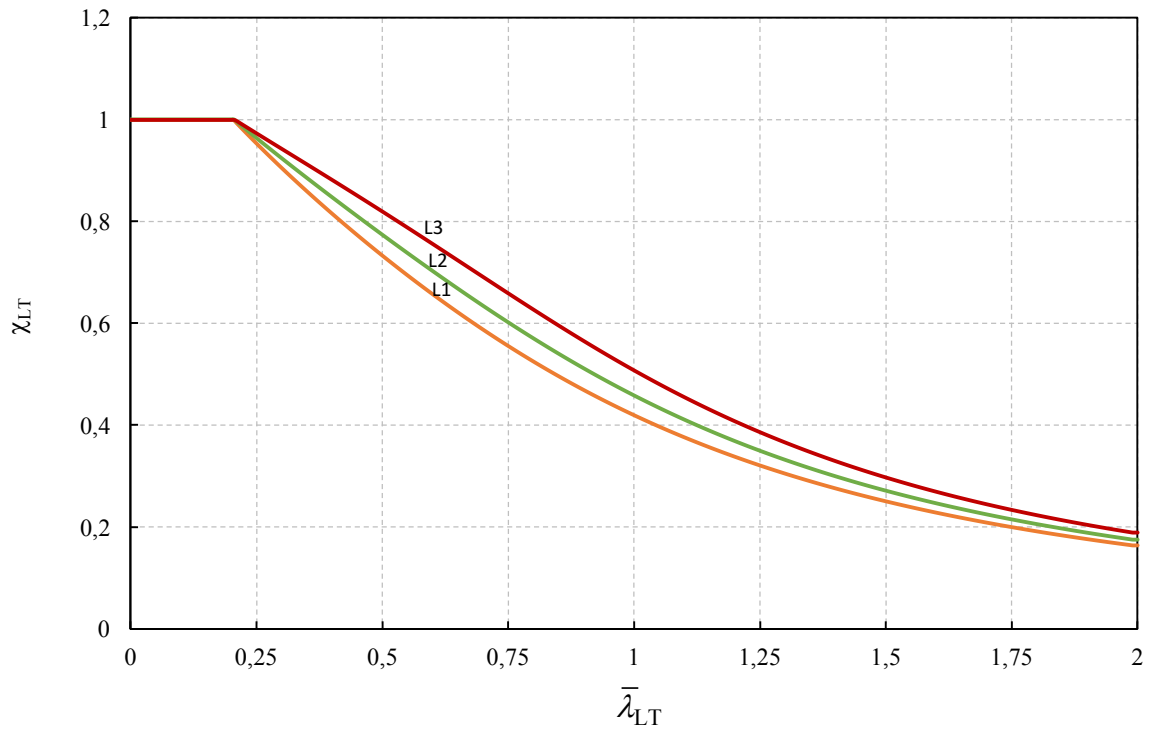


Figura 10 - Curvas da proposta de Couto et al para S355.

Capítulo 4

Modelação Numérica

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1. DESCRIÇÃO DOS PROGRAMAS UTILIZADOS

4.1.1. *SAFIR*

4.1.2. *CasT3M + Ruby*

4.2. DESCRIÇÃO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.2.1. *Condições de apoio das secções de extremidade.*

4.2.2. *Variação do momento fletor*

4.2.3. *Imperfeições geométricas*

4.2.4. *Tensões residuais*

4.2.5. *Seções Transversais analisadas*

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA

A análise estrutural pode ser determinada recorrendo a programas de cálculo com distintos graus de complexidade. Estes variam entre os métodos de cálculo mais simplificados (definidos no Eurocódigo) e os mais complexos, que se baseiam, por exemplo, no Método dos Elementos Finitos (MEF) [24].

Para a análise numérica a ser utilizada nesta dissertação, irá ser utilizado o software SAFIR [24] (desenvolvido na Universidade de Liège), onde seguidamente será descrita a sua base de funcionamento. Um outro programa necessário para a realização do estudo numérico será o Ruby [25] que se trata de um software de interface para a execução da análise de encurvadura de modelos SAFIR, sendo que para o seu funcionamento, o Ruby necessita do auxílio do Cast3M [26]. Este capítulo tem como função explicar e demonstrar todas as considerações tomadas para a realização e execução do modelo numérico utilizado na presente dissertação.

4.1. Descrição dos programas utilizados

4.1.1. SAFIR

O programa SAFIR [24] é utilizado essencialmente para análise de estruturas à temperatura ambiente e em situação de incêndio, baseando-se no MEF. Este método possui como base equações integrais com as respetivas condições de limite, e consiste na divisão do domínio da integração em um número finito de pequenas regiões, realizando paralelamente uma análise geométrica e material não-linear.

Como programa de elementos finitos, o SAFIR pode incluir vários elementos de várias formulações, tendo como base o comportamento tensão-extensão dos materiais, como demonstrado na seguinte figura 11.

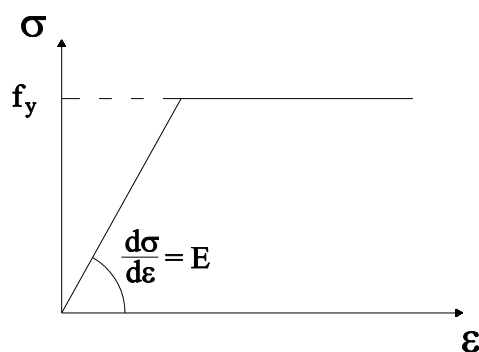


Figura 11 - Diagrama do comportamento bilinear tensão-extensão utilizado nos modelos numéricos.

Na dissertação irão ser utilizados elementos de casca em todas as vigas, com o objetivo de ser estudada a resistência à encurvadura lateral do elemento estrutural, sendo o elemento finito casca recomendado para o estudo do comportamento de elementos estruturais de secção transversal esbelta [24] uma vez que é capaz de capturar os fenómenos de encurvadura local. Para modelar os membros de paredes finas, o SAFIR possui o elemento casca com base na teoria de flexão Kirchhoff e no comportamento de membrana, caracterizados pela capacidade de combinar um estado de resistência à flexão com um estado de resistência à força axial no meio da superfície, respetivamente. O elemento de casca no SAFIR tem quatro pontos de integração na superfície do elemento, representado na figura 12. Em cada direção, a integração é feita pelo método de Gauss. O número integrações na espessura pode ser escolhida pelo utilizador, podendo ir desde as 2 até às 9 camadas. O elemento tem na sua constituição quatro nós com seis graus de liberdade: três deslocamentos e três rotações [27].

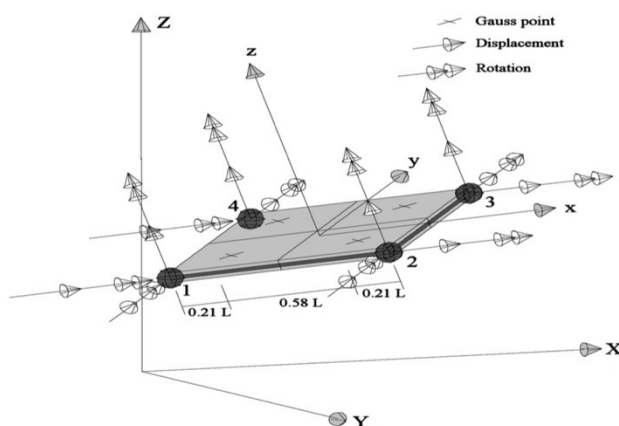


Figura 12 - Elemento finito de casca.

4.1.2. CasT3M + Ruby

O software SAFIR não possui atualmente a capacidade de realizar análises de encurvadura (em inglês LBA – Linear Buckling Analysis). Assim, surge a necessidade de utilizar o software Ruby [28] que é um software de interface para a execução da análise de encurvadura dos modelos SAFIR, ou seja, cria ficheiros de entrada para o SAFIR, gerando modelos com imperfeições geométricas baseados nessa análise. No entanto, para que o Ruby consiga realizar estas análises, é necessário outro software, denominado Caste3M [26]. O software Cast3M foi desenvolvido pela *French Atomic Energy Commission (CEA)* sendo um código de computador para a solução de equações diferenciais parciais, assim como para a análise de estruturas, pelo método dos elementos finitos [29]. O principal objetivo deste código é lidar com problemas não-lineares mecânicos, tais como: plasticidade, encurvadura, deformação, análise sísmica, pós-encurvadura, entre outros. As estruturas podem ser modeladas em 2D ou 3D, sendo que contém uma vasta gama de leis de comportamento dos materiais.

Nesta dissertação as opções definidas para o Ruby foram criar um ficheiro output com os modos de encurvadura global e local definidas na secção posterior 4.2.1.

4.2. Descrição da modelação numérica

No que diz respeito ao modelo numérico, a definição da malha e a sua refinação são dos aspetos mais importantes a ter em conta, uma vez que a precisão dos resultados é proporcional aos elementos da malha.

Tendo em conta que o estudo requer diversas variáveis, secções transversais e vãos, de modo a facilitar o processo da criação dos modelos, recorreu-se a um software desenvolvido na Universidade de Aveiro [30]. No modelo utilizou-se uma malha composta por 4279 nós e 4160 elementos finitos. Em relação à secção transversal, a alma foi definida com 18 elementos e cada um dos banzos em 10 elementos, sendo que ao longo de todo o comprimento da viga existiam 100 elementos.

4.2.1. Condições de apoio das secções de extremidade.

Os quatro deslocamentos generalizados mais importantes que podem ser impedidos numa secção transversal, restringindo a possibilidade de ocorrência da encurvadura lateral por

flexão- torção são: a rotação θ ; decorrente da torção é definido de θ' (derivada da rotação); o empenamento ω ; o deslocamento do centro de torção na direção perpendicular ao de flexão v ; e a curvatura correspondente v' (derivada do deslocamento) [2].

Como enunciado em [31], quanto maior for o constrangimento destes deslocamentos impedidos maior será o valor da carga crítica à encurvadura lateral. Assim as restrições foram impostas nas extremidades de forma a reproduzir apoios em forquilha, elementos com travamento lateral nos apoios e simplesmente apoiados. As restrições foram aplicadas no banzo inferior (direção vertical, eixo Z) e em toda a linha da alma (horizontais, eixo Y) perpendicularmente ao eixo da viga. A meio vão foi aplicada uma restrição com o fim de bloquear os deslocamentos na direção X. Na Figura 13, a vermelho, é possível observar todas as restrições impostas no modelo numérico.

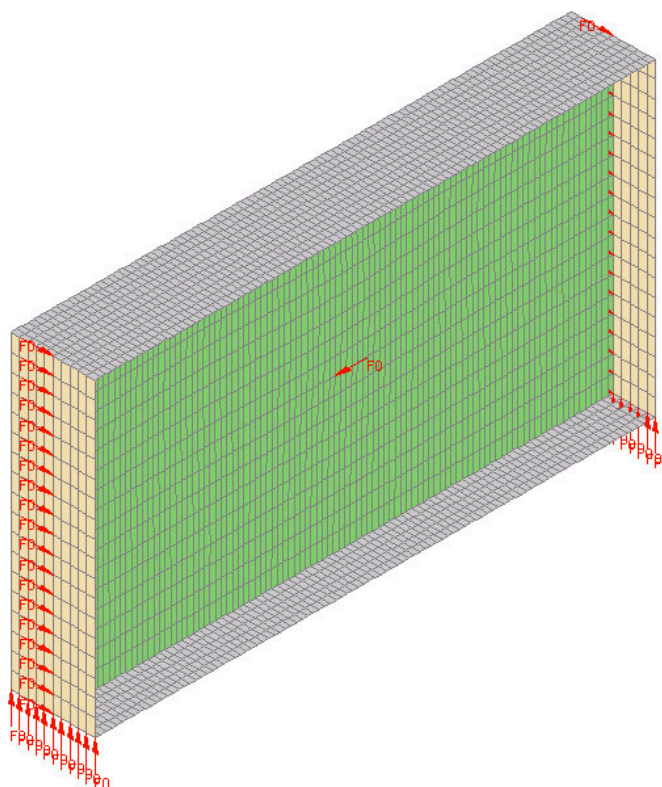


Figura 13 - Condições de apoio nas extremidades da secção transversal simulando apoios forquilha.

Como forma de evitar problemas numéricos ao longo da dissertação analisaram-se 3 diferentes tipos de elementos adicionais colocados nas extremidades das vigas, no entanto

no presente estudo apenas serão apresentados os resultados correspondentes à utilização de chapas de topo.

O primeiro método analisado tinha como camada adicional na extremidade da viga, uma extensão do elemento de casca com 50 mm linearmente com o banzo e alma da seção transversal estudada como demonstrado na seguinte figura 14. Na análise dos resultados obtidos por este método notou-se que para as esbeltezas normalizadas entre 0,5 e 1 os resultados numéricos não estavam em conformidade com as curvas estudadas. Analisado o problema concluiu-se que para aquela ordem de valores de esbelteza, a seção sofria alguns efeitos de 2º ordem locais. Como tal o apoio não estava a ser rígido o suficiente para não sofrer desse género de efeitos nas extremidades e por isso transmitia esse defeito nos resultados finais do estudo. Procedeu-se para a resolução do problema com o aumento da rigidez nas extremidades das vigas e com isso optou-se por inserir um elemento rígido na extremidade da viga, como demonstrado na figura 15.

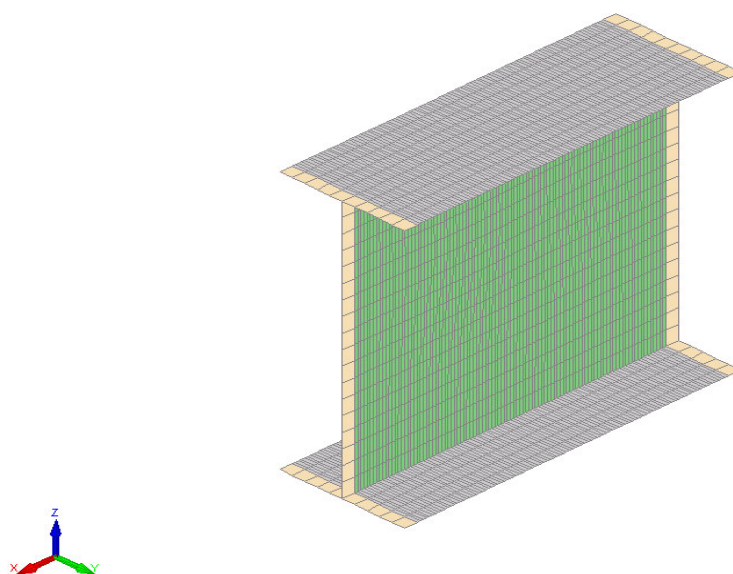


Figura 14 – Apoio com extensão do elemento de casca.

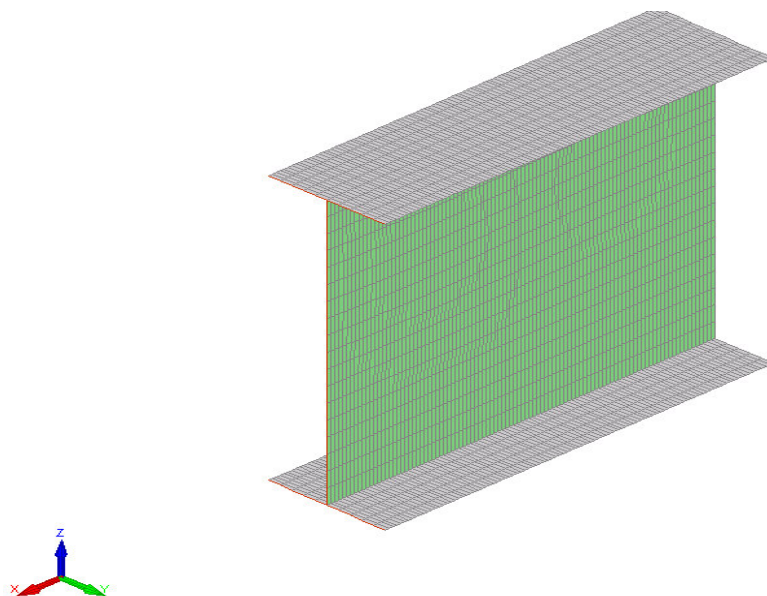


Figura 15 – Apoio com elemento rígido.

Comparados os resultados obtidos dos dois métodos anteriormente referenciados notou-se que os problemas em vez de serem solucionados tinham sido agravados aumentando a irregularidade da curva numa gama de valores de esbelteza maiores. Como solução para o problema reformulou-se a camada adicional a ser inserida na extremidade da viga.

Desta forma a camada do elemento de casca em vez de ser fixa no valor de 50 mm e de ser colocada linearmente no eixo do banzo e da alma, adoptaram-se chapas de topo, como demonstrado na figura 16, com uma espessura igual a um décimo da altura da alma, tendo assim em consideração a geometria da secção estudada. Todos os resultados analisados estão com uma maior conformidade com as curvas presentes nas normas estudadas [32].

Concluiu-se que é de extrema importância em o modelo numérico ter em conta a forma como colocamos as nossas condições de apoio assim como analisamos os resultados obtidos do mesmo, sendo sempre necessário ter um espírito crítico dos mesmos.

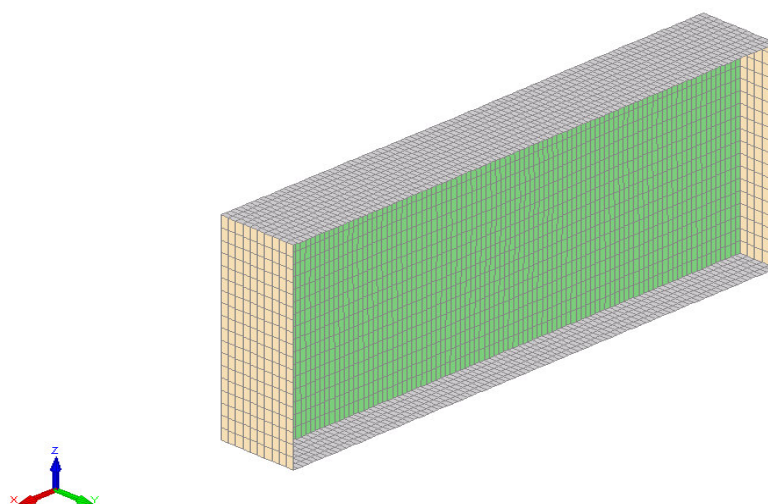


Figura 16 – Apoio com chapas de topo do elemento de casca.

Na próxima figura é nos demonstrado um exemplo que contempla a comparação dos resultados numéricos obtidos com a duas condições de apoio. Como enunciado, estes modelos, por não serem fidedignos acabaram por não ser utilizadas na presente dissertação.

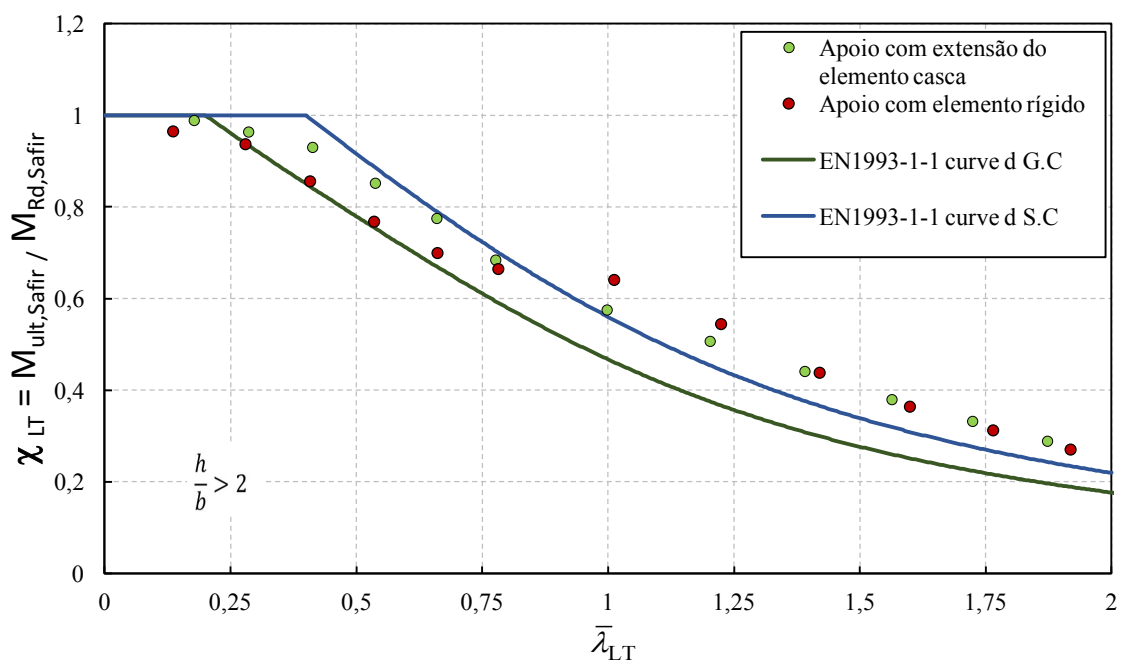


Figura 17 - Gráfico comparativo dos modelos numéricos com diferentes condições de apoio [32].

4.2.2. Variação do momento fletor

Para uma viga simplesmente apoiada a situação mais desfavorável é aquela em que o momento fletor é constante ao longo da viga, “caso padrão” (Figura 18), uma vez que causa compressão na mesma magnitude ao longo de todo o comprimento da viga. Segundo [2] todas as outras situações em que o momento fletor é variável são mais favoráveis ao estudo.

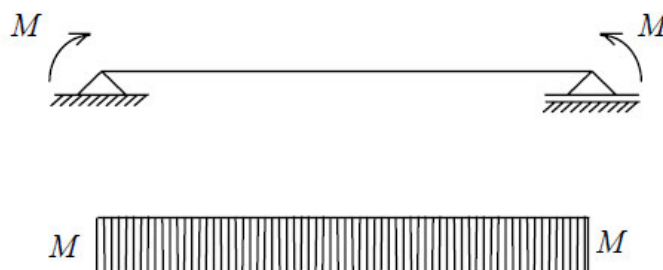


Figura 18 - Situação de momento fletor mais desfavorável.

A aplicação do momento uniforme no modelo numérico estudado está representada na próxima figura 19. A aplicação das cargas também foi um aspeto fundamental a ter em conta de forma a produzir no elemento os efeitos desejados e a não provocar deslocamentos e rotações indesejadas, ou o impedimento das mesmas. Estas cargas foram aplicadas horizontalmente paralelamente ao eixo das vigas e nas duas extremidades para criarem um momento unitário positivo igual a $\Psi=1$.

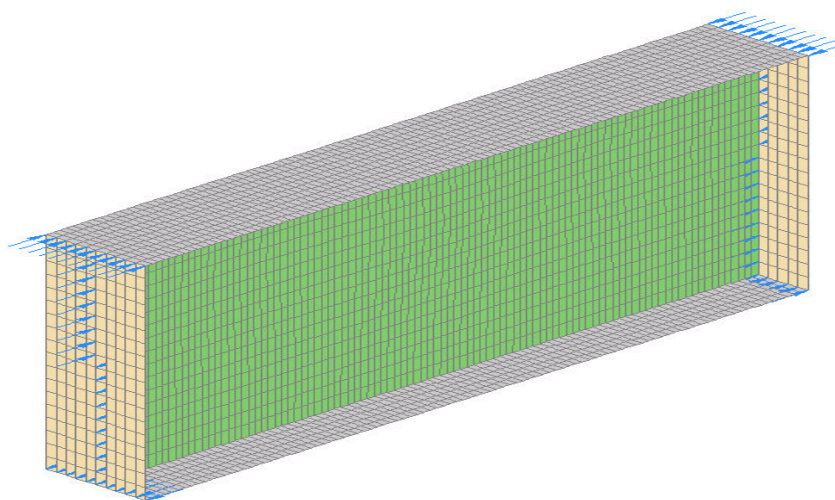


Figura 19 - Momento aplicado no modelo numérico.

4.2.3. Imperfeições geométricas

As imperfeições geométricas a serem consideradas na análise dos elementos estruturais podem ser agrupadas em imperfeições globais e locais. As imperfeições locais, como a distorção da secção reta, falta de esquadria e deformações da alma e do banzo, têm uma maior influência na resistência de secções transversais esbeltas, originando fenómenos de instabilidade locais. Para elementos cuja secção transversal é compacta, são as imperfeições globais que mais influenciam a resistência à encurvadura lateral. Exemplos destas imperfeições são o deslocamento lateral e a rotação da secção transversal [33].

Pela recomendação do Anexo C da EN1993-1-5 [9] pela cláusula (5), irão ser seguidas as considerações das imperfeições geométricas, sendo assim utilizada uma combinação dos modos globais e locais (como podemos visualizar na figura 20) sendo o modo inferior (o mais gravoso) considerado como a imperfeição principal e a outra reduzida em 70%, fazendo com que desta forma se consiga obter os resultados mais coesos e seguros.

A nível da amplitude das imperfeições geométricas pelo mesmo anexo referenciado anteriormente irá ser considerado um valor de 80% das tolerâncias geométricas de fabrico. Consequentemente seguindo a norma [34] no modo global para vigas sujeitas a flexão sem restrição, a tolerância usada toma o valor de $\frac{L}{750}$, onde L é o comprimento da viga. Desta forma a amplitude máxima resultante é a seguinte

$$\Delta = 0.8 \frac{L}{750} = \frac{L}{937.5} \quad (36)$$

Quanto ao modo local para as mesmas vigas consideradas, a tolerância usada toma o valor de $0.8 \frac{b}{100}$, se o maior deslocamento ocorrer nos banzos ou $0.8 \frac{h_w}{100}$, se o maior deslocamento ocorrer na alma, sendo definidos “b” como sendo a largura do banzo e h_w como sendo o comprimento da alma.

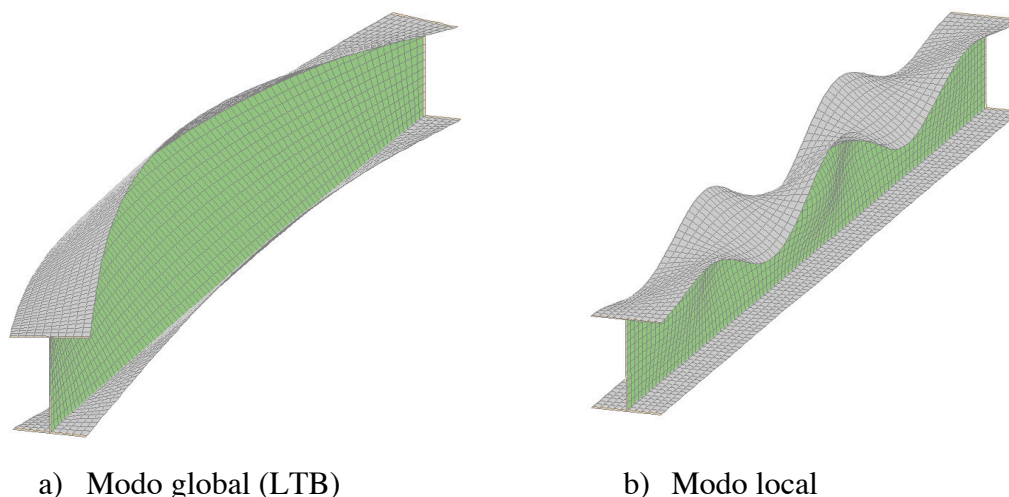


Figura 20 - Modos de encurvadura numa viga metálica sujeita a um momento de flexão uniforme na secção principal.

4.2.4. Tensões residuais

Devido ao processo de fabrico os perfis ficam sujeitos a tensões residuais, devido à forma como se dá o arrefecimento após o processo de laminagem. Com efeito, as extremidades dos banzos e a zona intermédia da alma arrefecem primeiro do que as zonas de ligação da alma aos banzos, zona esta em que se concentra a maior parte do material e onde a superfície em contacto com o ar é menor. Assim, quando as zonas de ligação alma-banzo arrefecem a sua deformação é restringida pela zona já arrefecida, gerando-se tensões residuais de compressão nas extremidades dos banzos e na zona intermédia das almas e tensões de tração nas zonas de ligação alma-banzo [4]. No que diz respeito às tensões residuais, as que irão ser adotadas irão ser consideradas constantes em toda a espessura da alma e dos banzos. Sendo assim, possível reconhecer as tensões principais de compressão e de tração, como exemplifica a próxima figura.21.

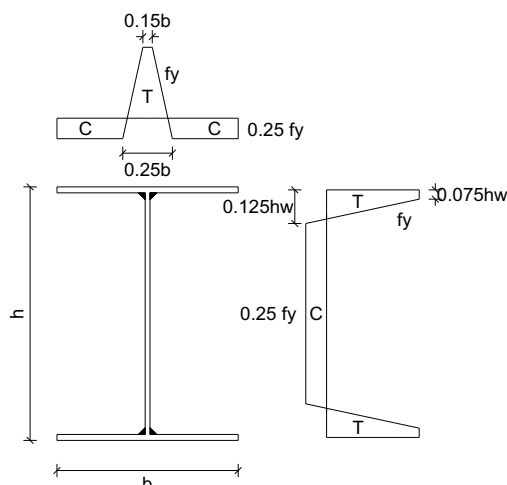


Figura 21 - Tensões residuais em I - perfis soldados (C - compressão, T - tração).

Neste estudo apenas se consideraram as tensões residuais de perfis soldados, uma vez que se considerou ser o mais representativo do modo como as secções transversais esbeltas são construídas.

4.2.5. Secções Transversais analisadas

Das tabelas 12 à 24 encontram-se as diferentes secções transversais analisadas de classe 4. Estão presentes nas mesmas tabelas as classificações realizadas a partir da presente norma relativamente à solicitação do esforço de compressão e de flexão. O aço utilizado foi o S355 e têm todas a mesma distribuição de momentos. As seguintes nomenclaturas, h_w , b , t_w , t_f , correspondem respetivamente à altura da alma, base, espessura da alma e espessura do banzo, conforme se representa na figura 22.

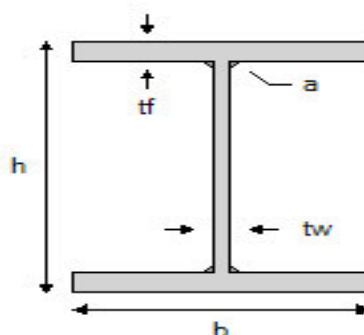


Figura 22 - Seção Transversal.

Tabela 12 - Perfil 550 x 150 com classificação segundo EN 1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
550	150	3,5	7	3	4	3	4	4
			7,5	3	4	3	4	4
			8	3	4	3	4	4
			9	3	4	3	4	4
			10	2	4	2	4	4
			11	1	4	1	4	4
			12	1	4	1	4	4
			12,5	1	4	1	4	4
			13	1	4	1	4	4
			14	1	4	1	4	4
15	1	4	1	4	4			
550	150	4	7	3	4	3	4	4
			7,5	3	4	3	4	4
			8	3	4	3	4	4
			9	2	4	2	4	4
			10	1	4	1	4	4
		4,5	11	1	4	1	4	4
			12	1	4	1	4	4
			12,5	1	4	1	4	4
			13	1	4	1	4	4
			14	1	4	1	4	4
15	1	4	1	4	4			

Tabela 13 - Perfil 600x180 com classificação segundo EN 1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
600	180	3,5	7	4	4	4	4	4
			7,5	4	4	4	4	4
			8	3	4	3	4	4
			9	3	4	3	4	4
			10	3	4	3	4	4
		4	11	2	4	2	4	4
			12	2	4	2	4	4
			12,5	1	4	1	4	4
			13	1	4	1	4	4
			14	1	4	1	4	4
			15	1	4	1	4	4
hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
600	180	4,5	7	4	4	4	4	4
			7,5	4	4	4	4	4
			8	3	4	3	4	4
			9	3	4	3	4	4
			10	3	4	3	4	4
		5	11	2	4	2	4	4
			12	1	4	1	4	4
			12,5	1	4	1	4	4
			13	1	4	1	4	4
			14	1	4	1	4	4
			15	1	4	1	4	4

Tabela 14 Perfil 650x200 com classificação segundo EN 1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
650	200	4	10	3	4	3	4	4
			11	3	4	3	4	4
			12	3	4	3	4	4
			13	2	4	2	4	4
			14	1	4	1	4	4
		4,5	15	1	4	1	4	4
			16	1	4	1	4	4
			17	1	4	1	4	4
			18	1	4	1	4	4
			19	1	4	1	4	4
			20	1	4	1	4	4
hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
650	200	5	10	3	4	3	4	4
			11	3	4	3	4	4
			12	2	4	2	4	4
			13	2	4	2	4	4
			14	1	4	1	4	4
		5,5	15	1	4	1	4	4
			16	1	4	1	4	4
			17	1	4	1	4	4
			18	1	4	1	4	4
			19	1	4	1	4	4
			20	1	4	1	4	4

Tabela 15 - Perfil 700x250 com classificação segundo EN 1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
700	250	4	10	4	4	4	4	4
			11	3	4	3	4	4
			12	3	4	3	4	4
			13	3	4	3	4	4
		4,5	14	3	4	3	4	4
			15	3	4	3	4	4
		5	16	2	4	2	4	4
			17	1	4	1	4	4
		5,5	18	1	4	1	4	4
			19	1	4	1	4	4
		20	1	4	1	4	4	

Tabela 16 - Perfil 750x300 com classificação segundo EN 1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
750	300	4,5	20	2	4	2	4	4
			21	1	4	1	4	4
			22	1	4	1	4	4
		5	23	1	4	1	4	4
			24	1	4	1	4	4
		5,5	25	1	4	1	4	4
			26	1	4	1	4	4
		6	27	1	4	1	4	4
			28	1	4	1	4	4
			29	1	4	1	4	4
		30	1	4	1	4	4	

Tabela 17 - Perfil 800x350 com classificação segundo EN1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
800	350	5	20	3	4	3	4	4
			21	3	4	3	4	4
			22	2	4	2	4	4
			23	2	4	2	4	4
		5,5	24	1	4	1	4	4
			25	1	4	1	4	4
		6	26	1	4	1	4	4
			27	1	4	1	4	4
		6,5	28	1	4	1	4	4
			29	1	4	1	4	4
		30	1	4	1	4	4	

Tabela 18 - Perfil 850x400 com classificação segundo EN1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
850	400	5	20	3	4	3	4	4
			21	3	4	3	4	4
			22	3	4	3	4	4
			23	3	4	3	4	4
		5,5	24	3	4	3	4	4
			25	2	4	2	4	4
		6	26	2	4	2	4	4
			27	1	4	1	4	4
		6,5	28	1	4	1	4	4
			29	1	4	1	4	4
		30	1	4	1	4	4	

Tabela 19 - Perfil 500x400 com classificação segundo EN1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
500	450	3	15	4	4	4	4	4
			16	4	4	4	4	4
			17	4	4	4	4	4
			18	4	4	4	4	4
		3,5	19	4	4	4	4	4
			20	3	4	3	4	4
			21	3	4	3	4	4
		4	22	3	4	3	4	4
			23	3	4	3	4	4
			24	3	4	3	4	4
		4,5	25	3	4	3	4	4

Tabela 20 - Perfil 550x400 com classificação segundo EN1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
550	400	3	15	4	4	4	4	4
			16	4	4	4	4	4
			17	4	4	4	4	4
			18	3	4	3	4	4
		3,5	19	3	4	3	4	4
			20	3	4	3	4	4
			21	3	4	3	4	4
		4	22	3	4	3	4	4
			23	3	4	3	4	4
			24	3	4	3	4	4
		4,5	25	2	4	2	4	4

Tabela 21 - Perfil 650x500 com classificação segundo EN1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
650	500	4	15	4	4	4	4	4
			16	4	4	4	4	4
			17	4	4	4	4	4
			18	4	4	4	4	4
		4,5	19	4	4	4	4	4
			20	4	4	4	4	4
			21	4	4	4	4	4
		5	22	3	4	3	4	4
			23	3	4	3	4	4
		5,5	24	3	4	3	4	4
			25	3	4	3	4	4

Tabela 22 - Perfil 700x650 com classificação segundo EN1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
700	650	4	25	4	4	4	4	4
			26	4	4	4	4	4
			27	4	4	4	4	4
			28	4	4	4	4	4
		4,5	29	3	4	3	4	4
			30	3	4	3	4	4
			31	3	4	3	4	4
		5	32	3	4	3	4	4
			33	3	4	3	4	4
		5,5	34	3	4	3	4	4
			35	3	4	3	4	4

Tabela 23 - Perfil 750x600 com classificação segundo EN1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
750	600	4,5	25	4	4	4	4	4
			26	4	4	4	4	4
			27	3	4	3	4	4
			28	3	4	3	4	4
		5	29	3	4	3	4	4
			30	3	4	3	4	4
			31	3	4	3	4	4
		5,5	32	3	4	3	4	4
			33	3	4	3	4	4
		6	34	3	4	3	4	4
			35	3	4	3	4	4

Tabela 24 - Perfil 850x700 com classificação segundo EN1993-1-1.

hw	b	tw	tf	Componente solicitado a N		Componente solicitado a M		Classificação do perfil
				Banzo	Alma	Banzo	Alma	
850	700	4,5	25	4	4	4	4	4
			26	4	4	4	4	4
			27	4	4	4	4	4
			28	4	4	4	4	4
		5	29	4	4	4	4	4
			30	4	4	4	4	4
			31	3	4	3	4	4
		5,5	32	3	4	3	4	4
			33	3	4	3	4	4
		6	34	3	4	3	4	4
			35	3	4	3	4	4

Capítulo 5

Estudo Paramétrico

5. ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1. CASO GERAL (GC), CASO ESPECÍFICO (SC) E NOVA PROPOSTA DE TARAS E GREINER

5.1.1. *Caso geral (GC) e Caso específico (SC)*

5.1.2. *Proposta baseada numa derivação consistente da formulação de Ayrton-Perry realizada por Taras e Greiner*

5.1.3. *Proposta de Couto et al.*

5.2. NOVA PROPOSTA

5.3. AVALIAÇÃO ESTATÍSTICA

5.3.1. *Caso geral (GC) e Caso específico (SC).*

5.3.2. *Proposta baseada numa derivação consistente da formulação de Ayrton-Perry realizada por Taras.*

5.3.3. *Proposta de Couto et al.*

5.3.4. *Nova proposta.*

5. ESTUDO PARAMÉTRICO

Com o modelo numérico definido, o passo seguinte compara todas as propostas desde a metodologia utilizada pelo Eurocódigo 3 com a nova proposta apresentada por Taras e Greiner [7,21,22] assim como a de Couto et al [6,8] Com esse objetivo, o método mais acessível seria a criação de gráficos (para todas as secções estudadas) em que as ordenadas são dadas pelos valores de X_{LT} e as abscissas pelos valores de $\bar{\lambda}_{LT,\theta}$, no entanto apenas irão ser dispostas algumas das secções estudadas dado o numero excessivo das mesmas.

Para o cálculo da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{LT,\theta}$, são necessárias as seguintes variáveis: o momento máximo ao qual a secção resiste (M_{Rd}) assim como o momento crítico elástico do elemento (M_{cr}), sendo este equivalente à resistência de uma viga se fosse analisado pelo cálculo elástico linear (LBA – Linear Buckling Analysis em inglês). Na prática, o cálculo do (M_{Rd}) é determinado considerando a viga restringida lateralmente colocando fixações na direção yy em todos os pontos médios do banzo superior; os apoios são em forquilha e são aplicados momentos unitários nos extremos como visualizado na secção 4. O elemento é testado com o objetivo de ser retirado o valor da carga última. Para o cálculo do (M_{cr}), é necessário, depois de aplicadas as imperfeições geométricas, consultar o modo de encurvadura lateral e retirar o valor do deslocamento para todos os vãos (sendo este o valor à qual o elemento resiste lateralmente a frio obtidos pelo Ruby+Cast3M).

5.1. Caso geral (GC), Caso específico (SC) e nova proposta de Taras e Greiner

5.1.1. Caso geral (GC) e Caso específico (SC)

Nas figuras 23 e 24, são comparados os resultados numéricos com as curvas (GC) e (SC) de acordo com os limites presentes na atual regulamentação estando presentes na tabela 4 e 5 respetivamente da presente dissertação.

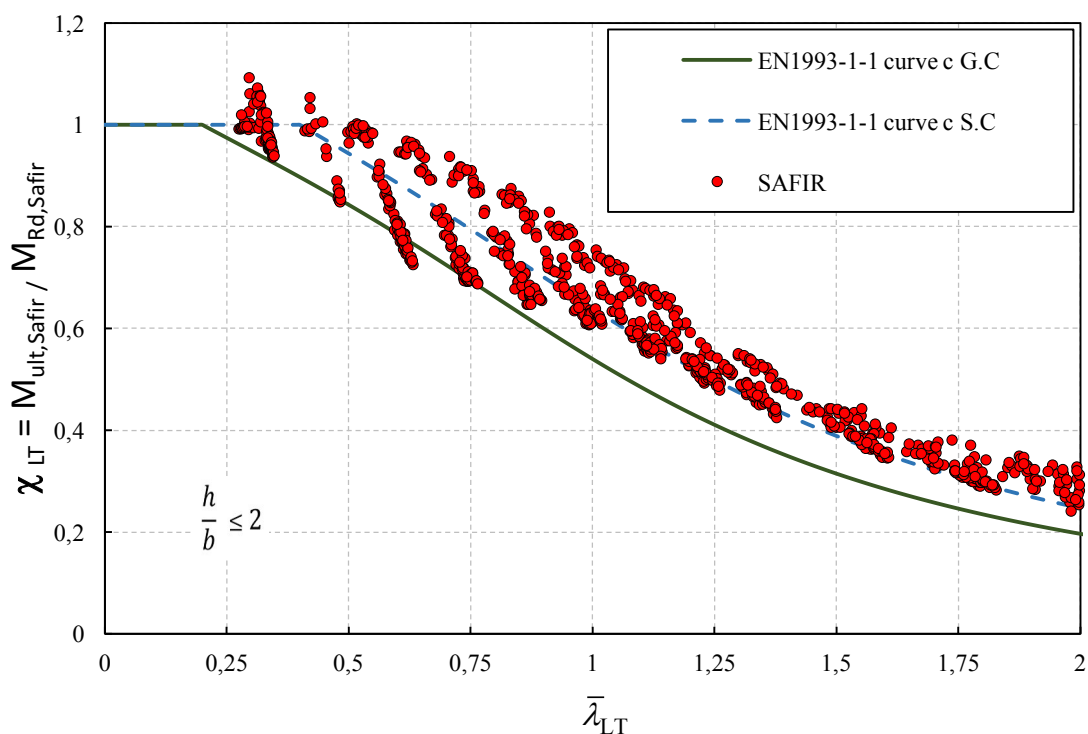


Figura 23 - Comparação dos resultados numéricos com as curvas de encurvadura do G.C e S.C para $h/b \leq 2$.

Para os grupos de secção transversal analisados correspondentes à condição, $\frac{h}{b} \leq 2$, segundo a normativa em vigor, estes são comparados com a curva C da EN 1993-1-1. Segundo a figura 23 podemos reparar num melhor acordo entre as curvas de GC e os resultados numéricos para rácios de esbelteza baixos e médios, onde as curvas de SC remontam-nos a resultados maioritariamente inseguros, ainda assim é notável a existência de um conjunto de resultados numéricos que se encontram em insegurança.

Para maiores rácios de esbelteza observando ainda a mesma figura é perceptível que as curvas de SC se ajustam melhor do que a Curva GC que são relativamente conservadoras em comparação com os pontos numéricos obtidos. O facto de os resultados numéricos para valores de esbelteza baixa a média serem mais dispersos e menos conservadores pode ser justificado pela interação entre a encurvadura local e lateral, que é mais forte nesta gama de valores de esbelteza e, portanto, tem mais efeito sobre a resistência do membro.

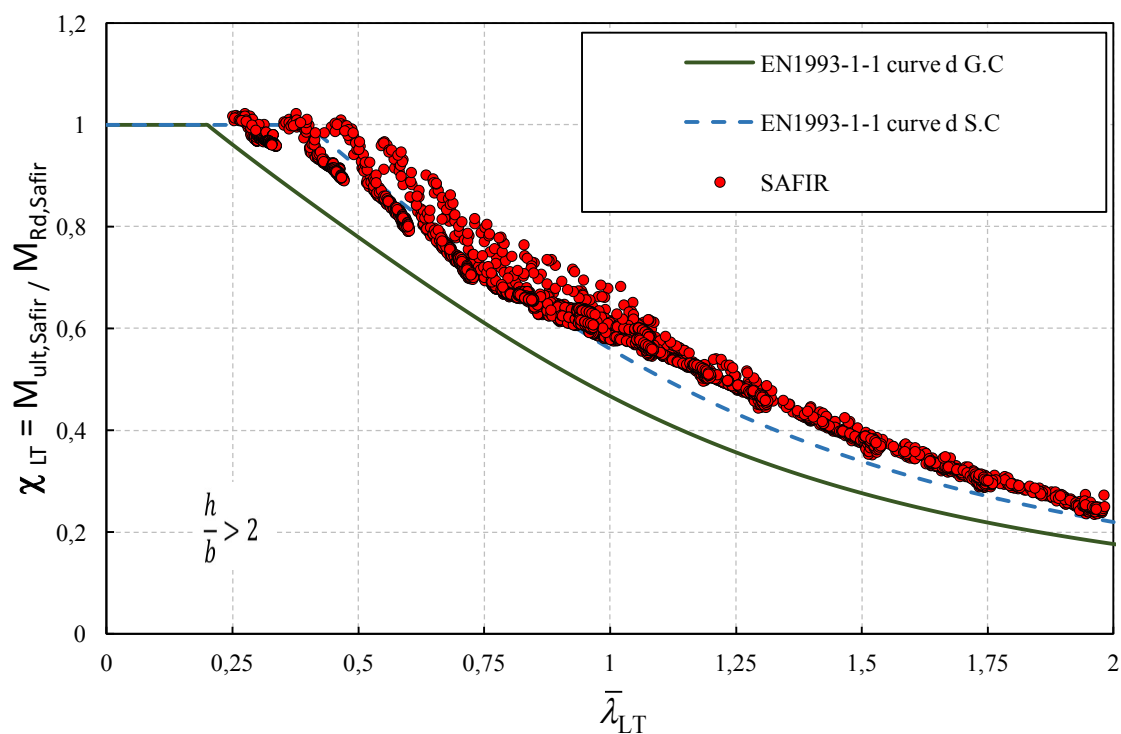


Figura 24 - Comparação dos resultados numéricos com as curvas de encurvadura do G.C e S.C para $h/b > 2$.

Para os grupos de seção transversal analisados correspondentes à condição, $\frac{h}{b} > 2$, segundo a normativa em vigor, estes são comparados com a curva D da EN 1993-1-1. Segundo a figura 24 é nos perceptível embora maioritariamente conservativa um melhor acordo entre as curvas de GC e os resultados numéricos para rácios de esbelteza baixos e médios, onde as curvas de SC apresentam resultados principalmente inseguros, enquanto que para maiores rácios de esbelteza as curvas de SC parecem-se ajustar melhor do que a Curva GC que são excessivamente conservadoras em comparação com os pontos numéricos.

5.1.2. Proposta baseada numa derivação consistente da formulação de Ayrton-Perry realizada por Taras e Greiner

Como a proposta desenvolvida por Taras e Greiner exige a representação de uma curva diferente para cada uma das secções transversais a ser representada optou-se numa outra forma de representação dos resultados numéricos, não deixando por isso de serem representadas curvas isoladas específicas de secções transversais como irá ser visto nas próximas figuras. Por razões de comparação, os resultados das secções anteriores são traçados nas Figuras 25 e 26 para o caso geral e específico respetivamente e na Figura 27 são representados os resultados numéricos em função da proposta desenvolvida por Taras e Greiner .

Para a realização das seguintes figuras foi necessário obter o seguinte conjunto de variáveis para cada uma das relações analisadas (G.C; S.C, Taras):

- fator de imperfeição (α_{LT}) que pode ser retirado da tabela 3 da presente dissertação a partir da escolha da curva aplicando o limite imposto pela tabela 4 para a G.C, para as restantes propostas foram retirados os valores correspondentes a cada curva a ser analisada; nota que nos resultados expostos estão considerados os dois limites impostos pela EN 1993-1-1, sendo que para cada limite foi imposto o seu fator de imperfeição correspondente;
- Coeficiente de redução (χ_{LT}) que foi retirado da equação 13 da presente dissertação para a aplicação no estudo da G.C, nas restantes propostas foram retirados os valores das fórmulas correspondentes, que são encontradas.

Nas figuras estão assim expostos uma relação dos resultados obtidos para os coeficientes de redução estando divididos entre uma segurança superior a 10% e uma insegurança de -10% como podemos ver nas legendas das seguintes figuras.

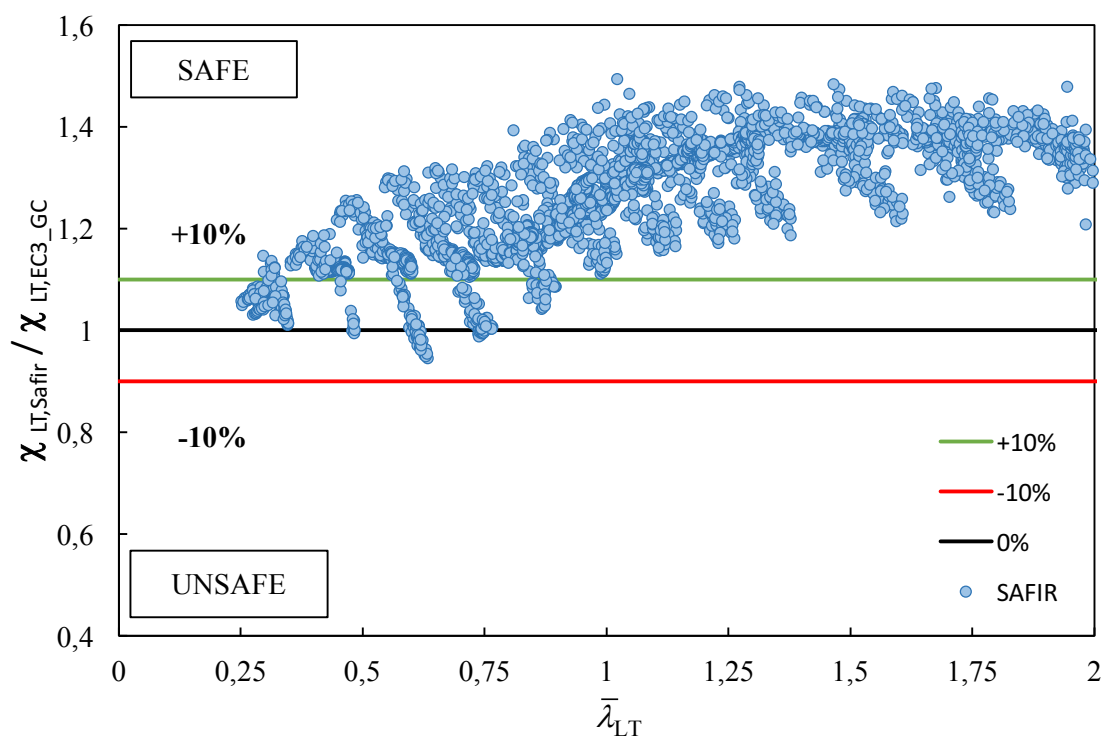


Figura 25 – Comparação dos fatores de redução obtidos a partir do GC e os resultados numéricos.

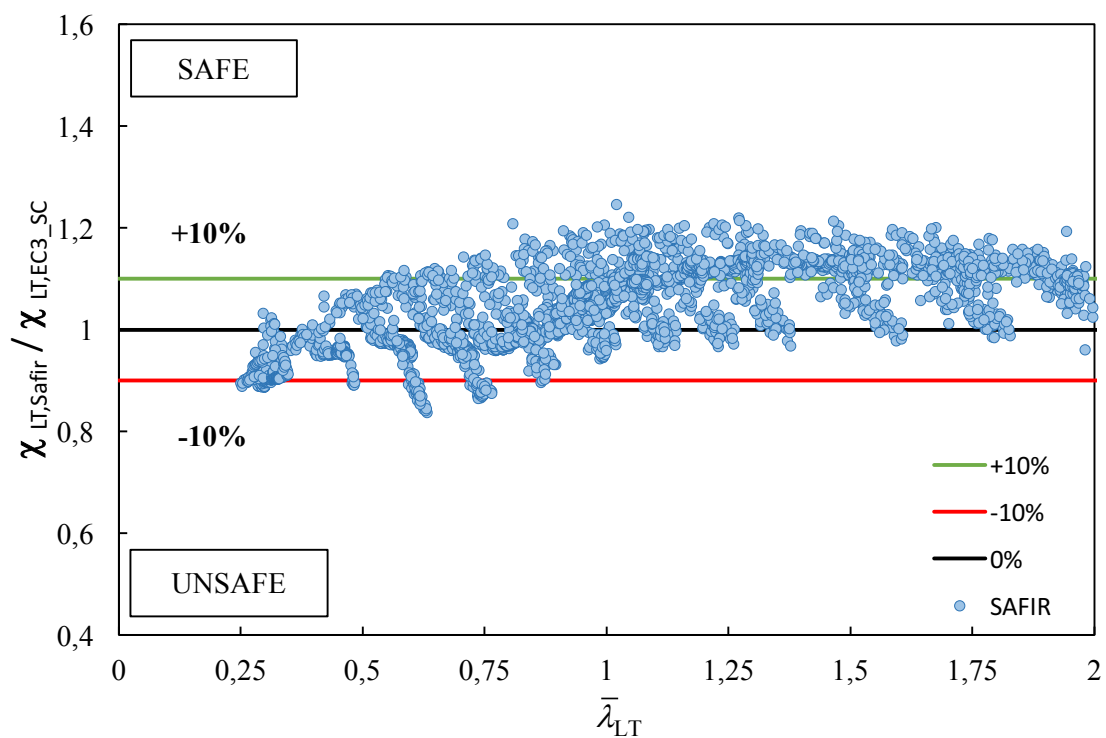


Figura 26 - Comparação dos fatores de redução obtidos a partir do SC e os resultados numéricos.

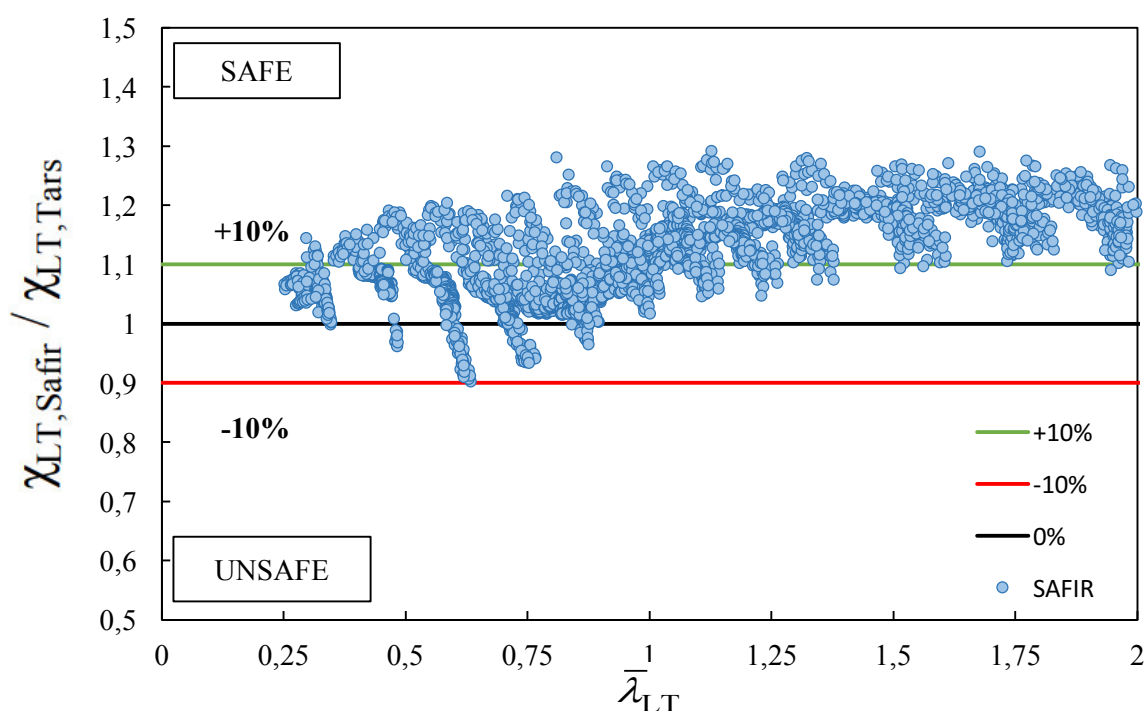


Figura 27 – Comparação dos fatores de redução obtidos a partir da Proposta de Taras e os resultados numéricos.

Quando comparado os resultados do GC e do SC, entende-se que os resultados fornecidos pela nova proposta são mais seguros do que os dados pelo SC para os valores de esbelteza média/baixa e bem menos conservativos do que os dados pelo GC para maiores índices de esbelteza, mas ainda demonstram alguns resultados insatisfatórios e inseguros para valores médios da relação de esbelteza.

Para uma visão mais abrangente das diferenças entre as diferentes curvas e do seu ajuste para os resultados numéricos, são expostos 7 exemplos de secções transversais dados pelas figuras 28 a 34, sendo as mesmas separadas pelos limites impostos pelas tabelas 4 e 5 da presente dissertação que estão em conformidade segundo a norma EN 1993-1-1.

De forma a expor um maior número de diversas secções optou-se por se apresentar secções em que a classe do banzo vai variando, por defeito para a condição $\frac{h}{b} \leq 2$, não se conseguiu estudar um banzo de classe 1, utilizando os habituais limites construtivos para este tipo de secções.

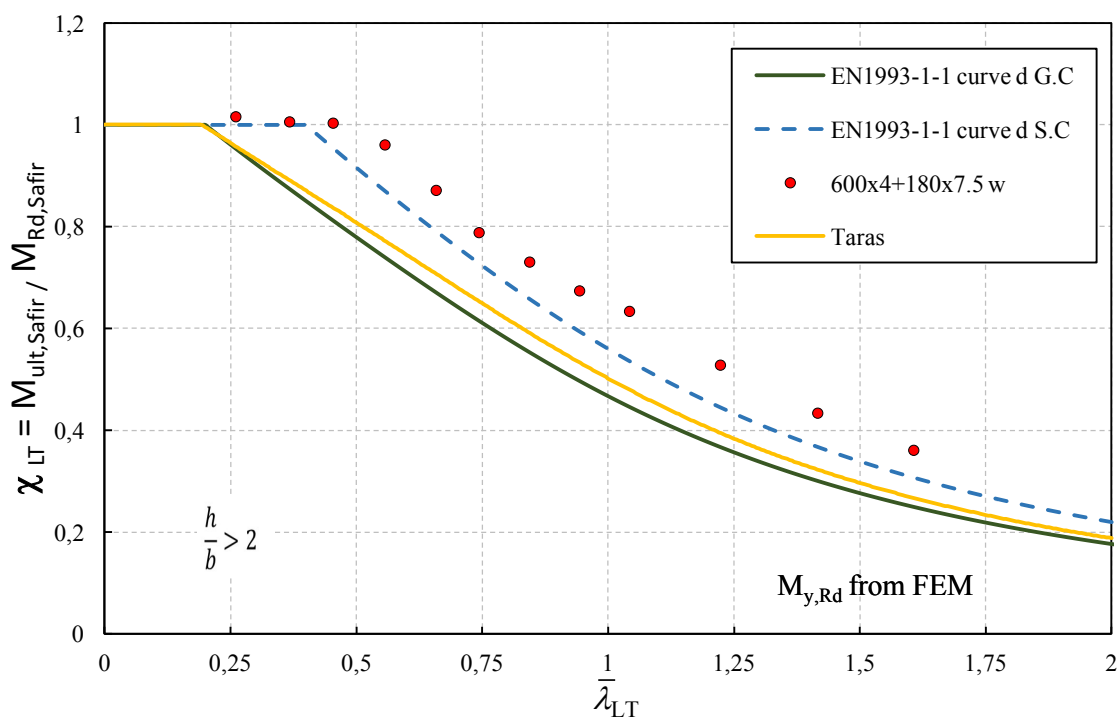


Figura 28 - Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 4 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b > 2$.

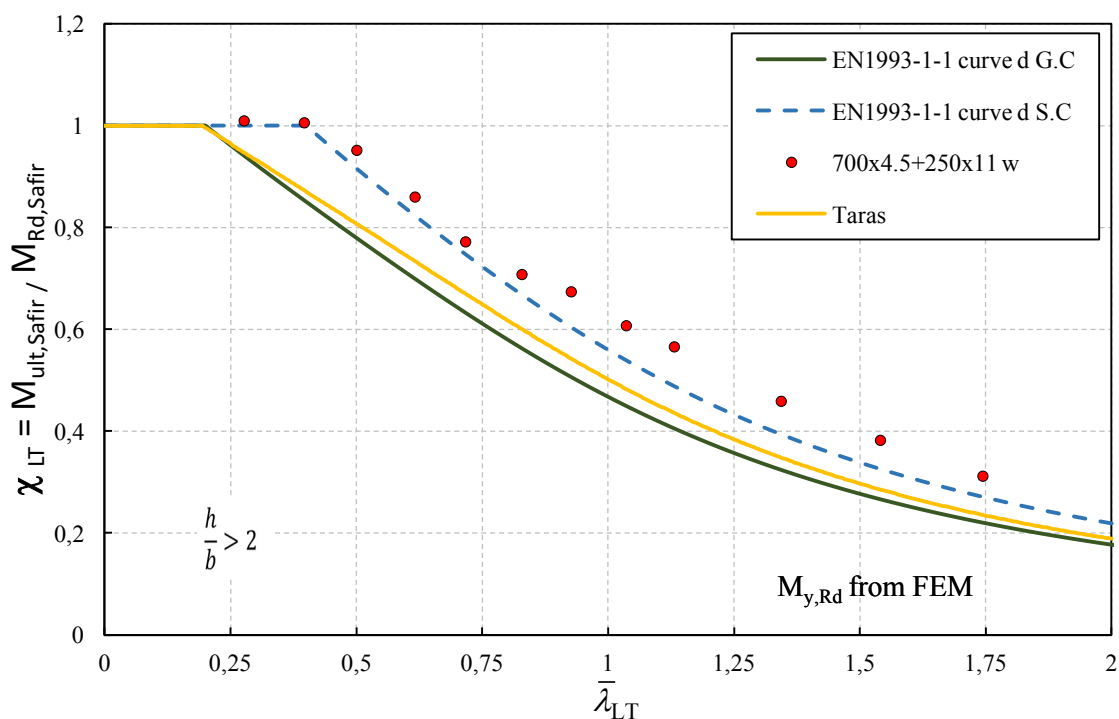


Figura 29 - Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 3 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b > 2$.

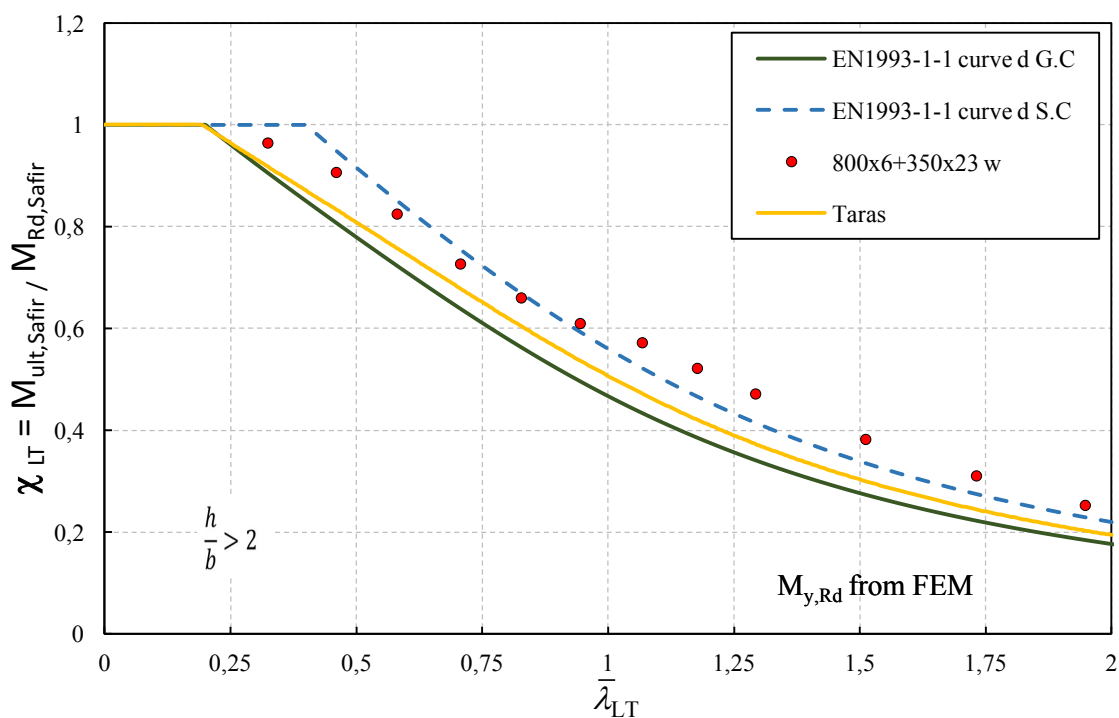


Figura 30 - Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 2 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b > 2$.

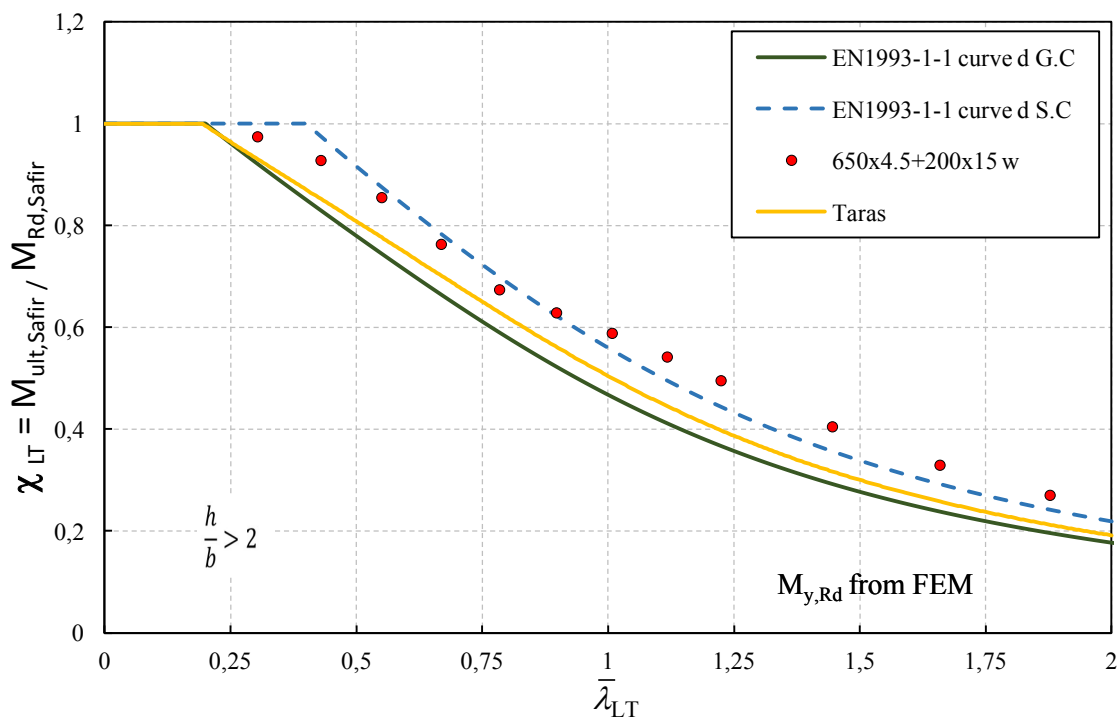


Figura 31 – Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 1 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b > 2$.

Como podemos reparar pelas diferentes curvas demonstradas pelas Figuras 28-31, observa-se que a proposta de Taras e Greiner, quando aplicada a perfis com secções transversais de Classe 4, comprova-se que esta é menos conservadora comparativamente com as curvas para a GC, e mais seguro do que a SC, como afirmado anteriormente.

Quanto ao ajuste das curvas comparativamente com os resultados numéricos, nas Figura 30 e 31 podemos observar dois exemplos de secções transversais nas quais as curvas fornecem resultados maioritariamente seguros, já que todos os pontos estão acima da curva, no entanto quando observamos as figuras 28 e 29 podemos observar que para esbeltezas baixas e médias, à exceção da curva do SC, observamos resultados conservadores. Podemos ainda observar pelas 4 figuras expostas anteriormente que quanto menor for a classificação do banzo, melhor se ajusta a curva da proposta desenvolvida por Taras, sendo que desta forma podemos observar a fidelidade da proposta desenvolvida, para as classes 1 e 2 dos perfis metálicos.

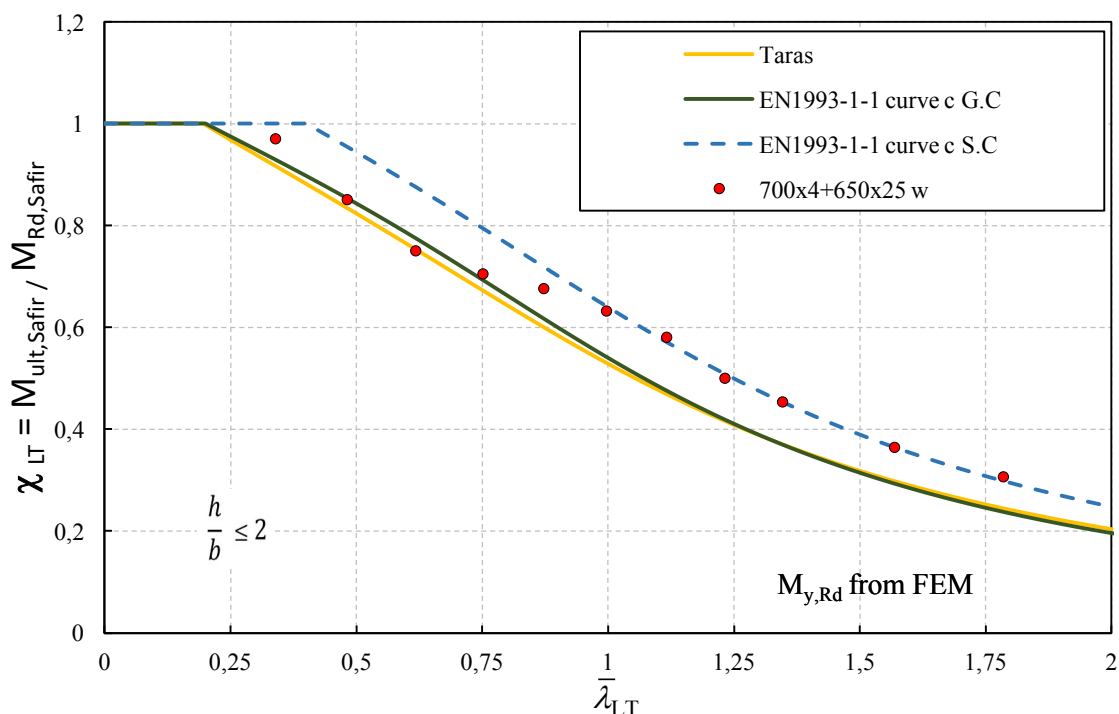


Figura 32 – Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 4 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b < 2$.

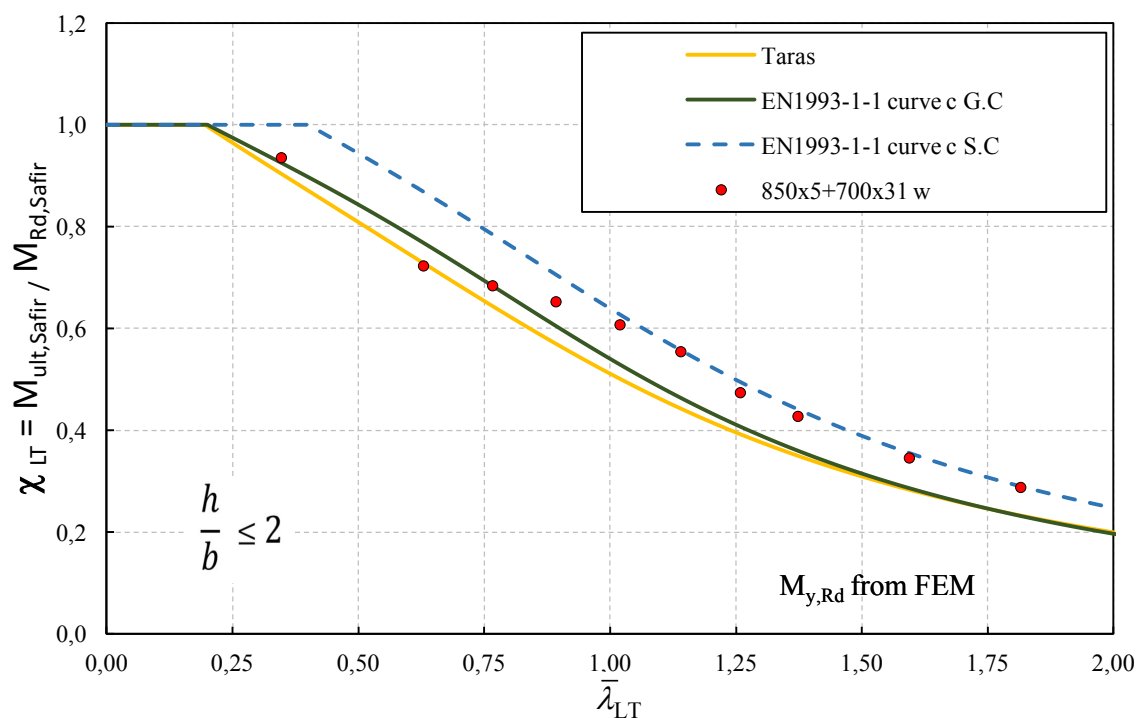


Figura 33 – Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 3 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b < 2$.

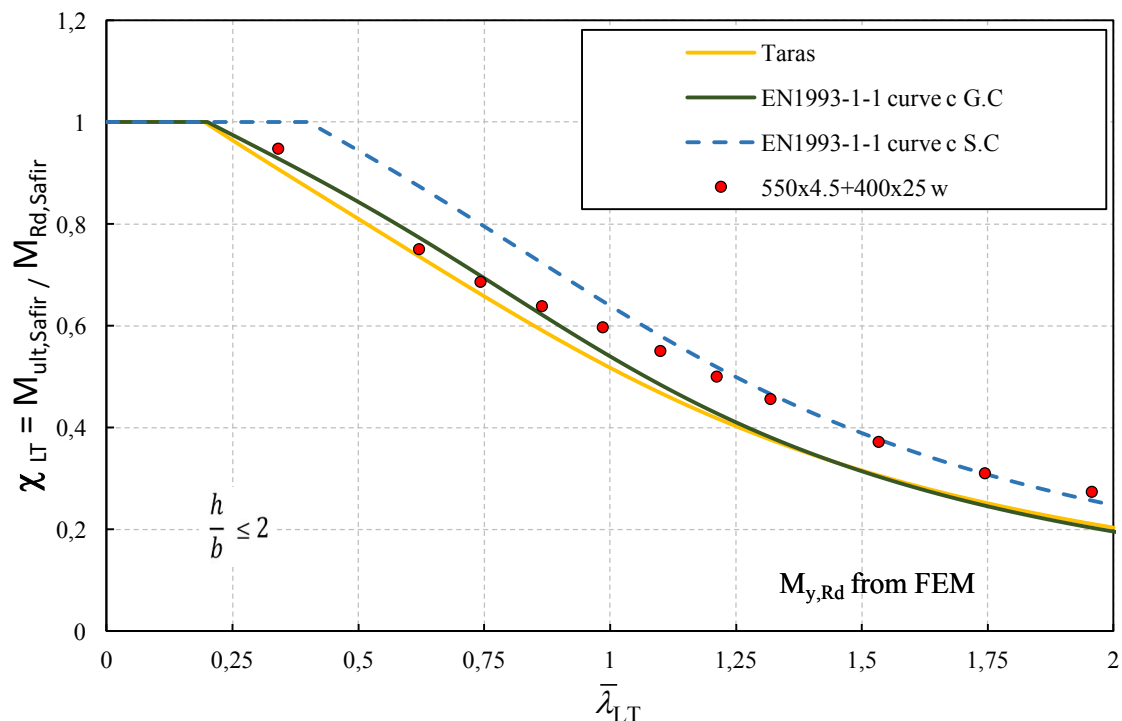


Figura 34 - Comparação dos resultados numéricos entre as curvas do G.C e S.C com a proposta de Taras e Greiner: exemplo de uma viga Classe 2 Banzo e Classe 4 Alma para a condição $h/b < 2$.

Quanto ao ajuste das curvas comparativamente com os resultados numéricos, nas Figuras 32 e 33 podemos observar dois exemplos de secções transversais nas quais as curvas fornecem resultados inseguros na ordem de esbelteza baixa, comparativamente com a proposta apresentada por Taras, em contrapartida para esbeltezas médias e altas todos os pontos estão acima da curva, sendo menos conservativa que a curva do GC.

Comparativamente com a curva apresentada pelo SC, esta apresenta resultados maioritariamente inseguros para esbeltezas baixas a médias, ao contrario da GC que apresenta alguns resultados insatisfatórios. Como observado com o par de figuras anteriormente exposto quando observamos a figura 34 podemos observar que a curva se ajusta melhor para a classe à qual foi estudada e desenvolvida.

Embora Taras e Greiner terem demonstrarem que a natureza da sua proposta tem a capacidade de se ajustar melhor aos resultados para a encurvadura lateral em secções transversais compactas e semi-compactas (Classes 1,2 e 3), as novas curvas para as secções transversais de Classe 4 poderiam ainda ser melhoradas para se ter em conta o comportamento diferente das secções transversais de Classe 4.

Com isto surge-nos a proposta apresentada por Couto et al apresentada no próximo subcapítulo.

5.1.3. Proposta de Couto et al.

Como referido na secção 3 da presente dissertação a próxima proposta apresentada tem em conta a interação entre a encurvadura local e a encurvadura lateral, sendo agrupado o comportamento dos membros através de um fator de seção efetiva (s).

No presente estudo as secções transversais foram agrupadas consoante esse fator, sendo assim definidos os 3 patamares, como iremos observar nas próximas figuras 35 e 36. Como forma de obter uma referência fidedigna são comparados os casos de estudo com a curva D do GC as secções com uma relação $\frac{h}{b} > 2$ e comparados com a curva C do GC as secções com a relação $\frac{h}{b} \leq 2$.

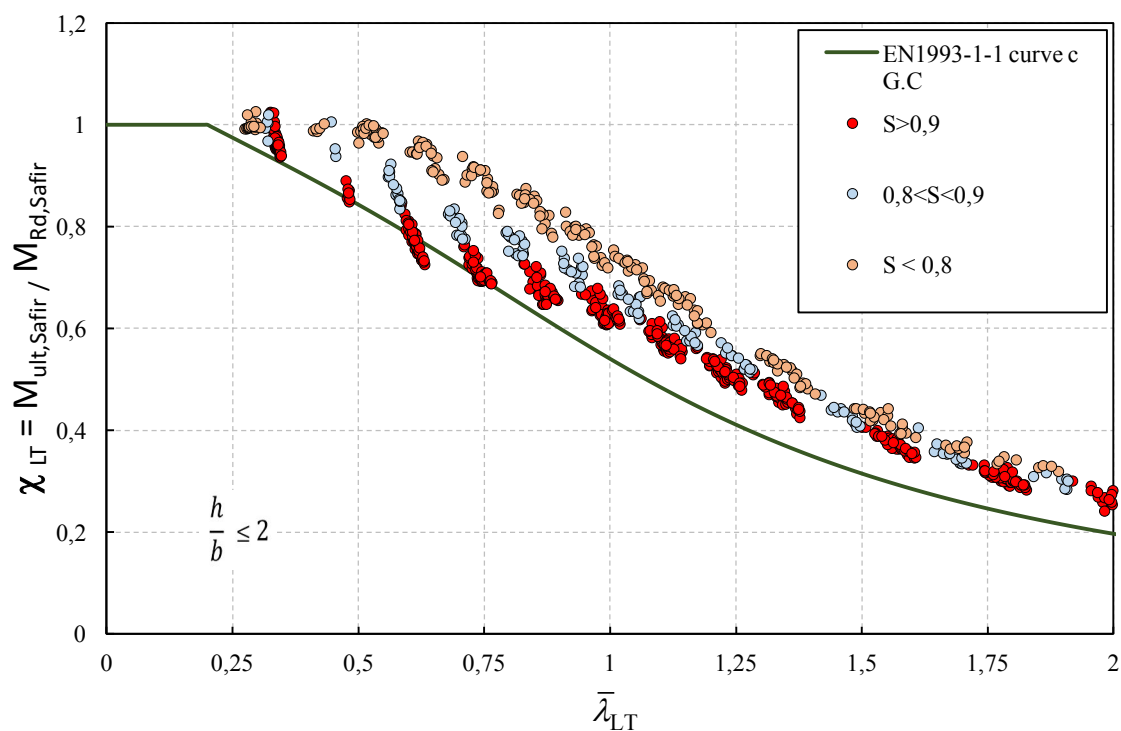


Figura 35 - Resultados numéricos das curvas de encurvadura agrupados pelo fator de secção efetiva da proposta de Couto et al para $h/b < 2$.

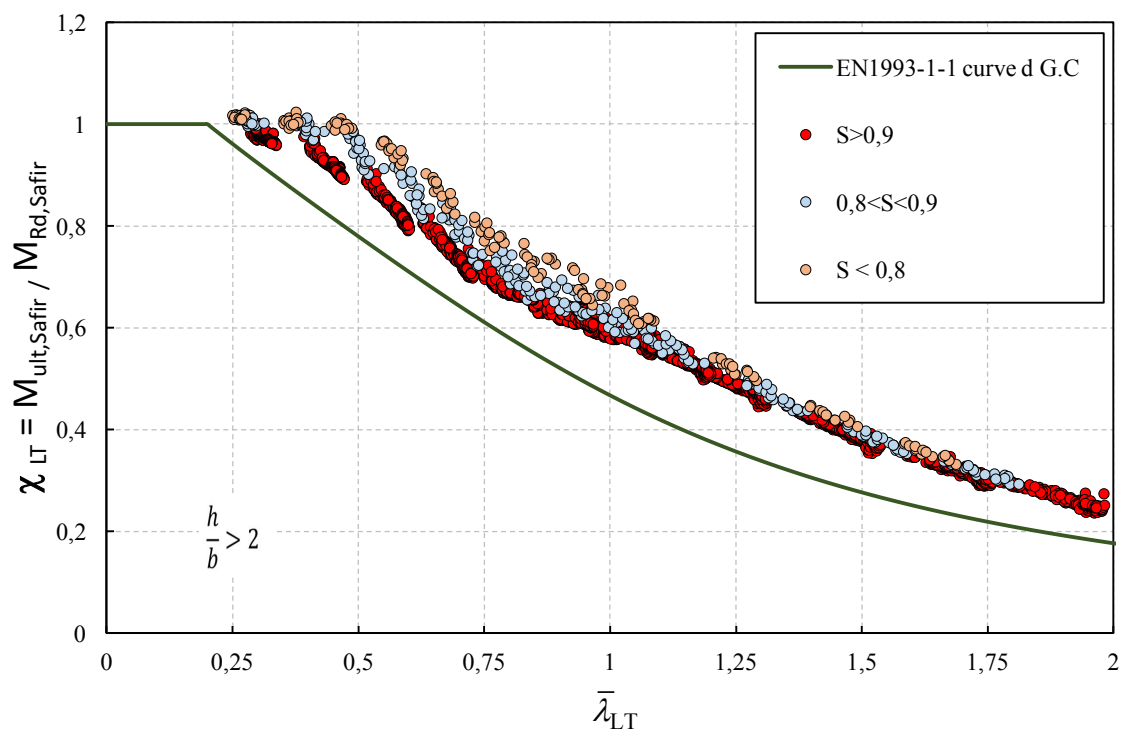


Figura 36 – Resultados numéricos das curvas de encurvadura agrupados pelo fator de secção efetiva da proposta de Couto et al para $h/b > 2$.

Conforme observado nas figuras 35 e 36, a interação entre a encurvadura local e a encurvadura lateral influencia os resultados, mostrando desta forma que ocorrem diferentes comportamentos para diferentes proporções do fator de secção efetiva.

Na próxima figura 37 é realizada uma comparação um pouco à margem como o realizado nas figuras 25-27. Assim, para a obtenção da seguinte figura foi agrupado a cada limite do fator de secção efetiva a sua curva correspondente, não havendo divisão de acordo com os limites regulamentares das secções de $\frac{h}{b} > 2$ e $\frac{h}{b} < 2$.

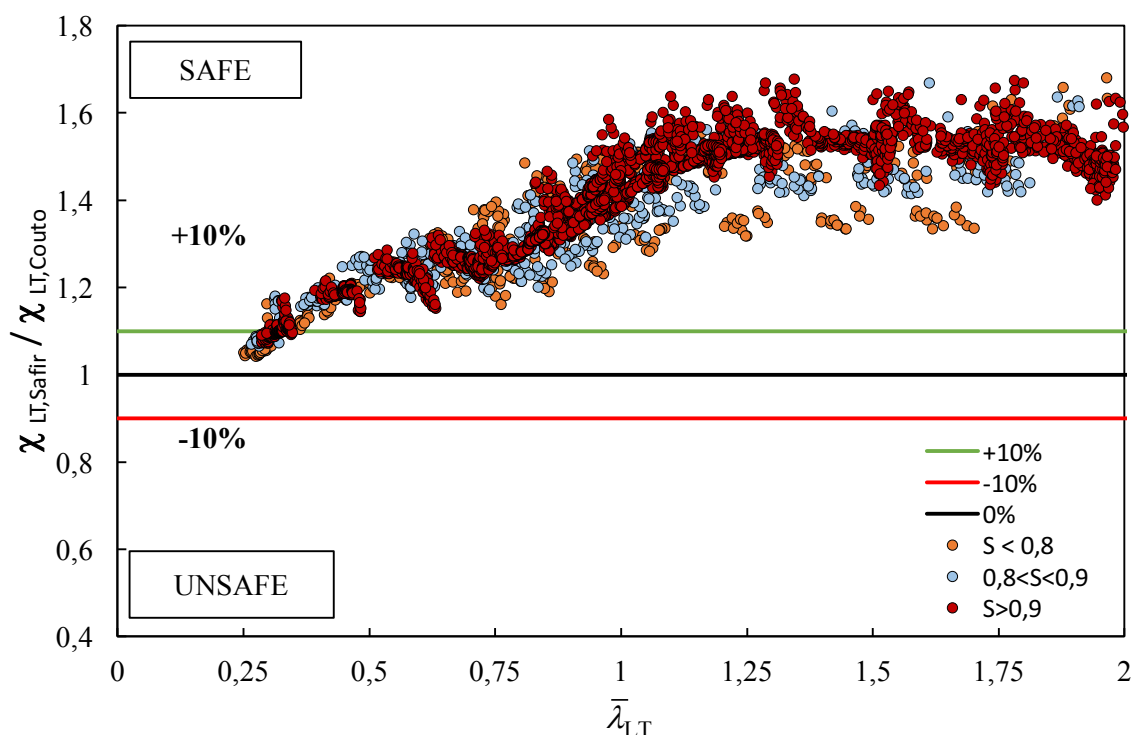


Figura 37 - Comparação dos fatores de redução obtidos a partir da Proposta de Couto et al e os resultados numéricos.

Como podemos observar pela presente figura, concluímos ser demasiado conservador em toda a gama de valores calculados, um pouco à imagem do que observamos através dos resultados obtidos para o G.C. Para uma visão mais abrangente das diferenças entre as diferentes curvas e do seu ajuste para os resultados numéricos, são expostos de seguida os três patamares da secção efetiva. Como referido está presente nas figuras a curva D do GC como termo de comparação de resultados para a condição assim como a curva C dependendo das condições a analisar.

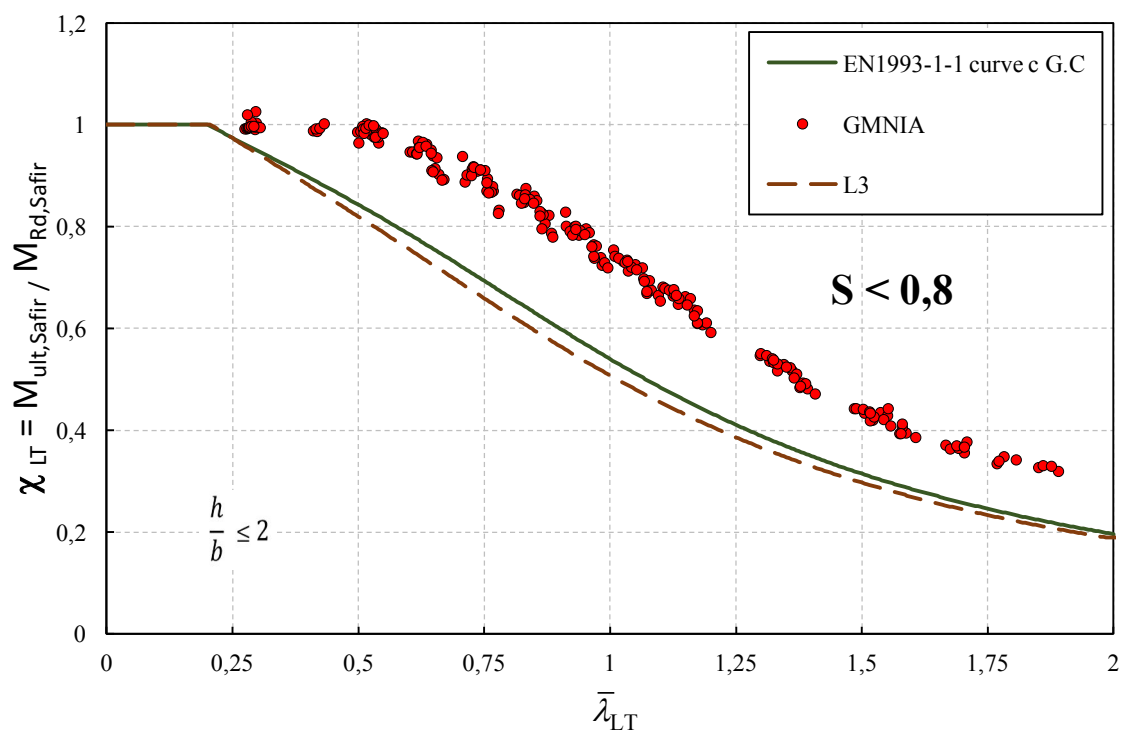


Figura 38 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva C do G.C e a curva L3 da proposta de Couto et al. desenvolvida para situação de incêndio.

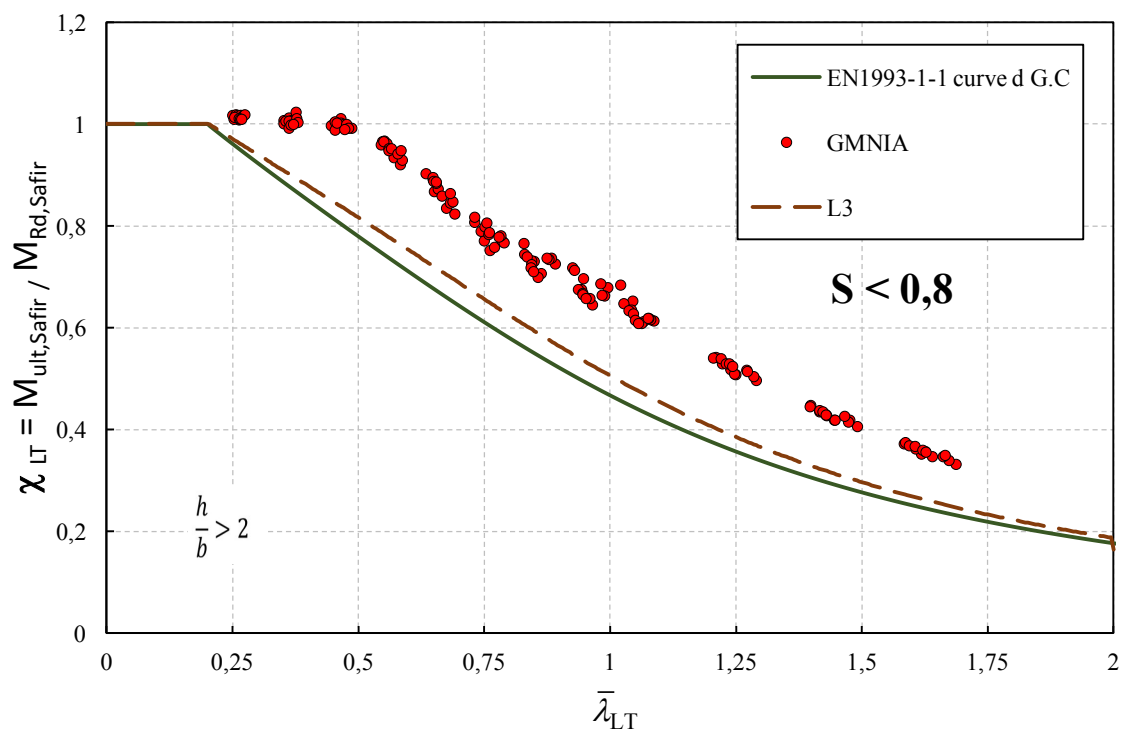


Figura 39 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva D do G.C e a curva L3 da proposta de Couto et al desenvolvida para situação de incêndio.

Para um fator de seção efetivo $s < 0,8$, observa-se um patamar de valores de esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}_{LT}$) na ordem dos 0,5, isto significa que a resistência da seção transversal está a reger a resposta da viga nesta gama de valores de esbelteza. Após este ponto, a resistência da viga começa a diminuir devido à instabilidade provocada pela encurvadura local e encurvadura lateral-torsional. Para estes valores de seção efetiva, a influência da encurvadura local é importante e, portanto, a redução da resistência é muito mais suave do que nos casos restantes devido a essa interação.

É importante referir que quando comparada a curva L3 com a curva d do GC presente na norma EM 1993-1-1, esta é menos conservativa, no entanto o mesmo não acontece quando comparamos com a curva C do GC.

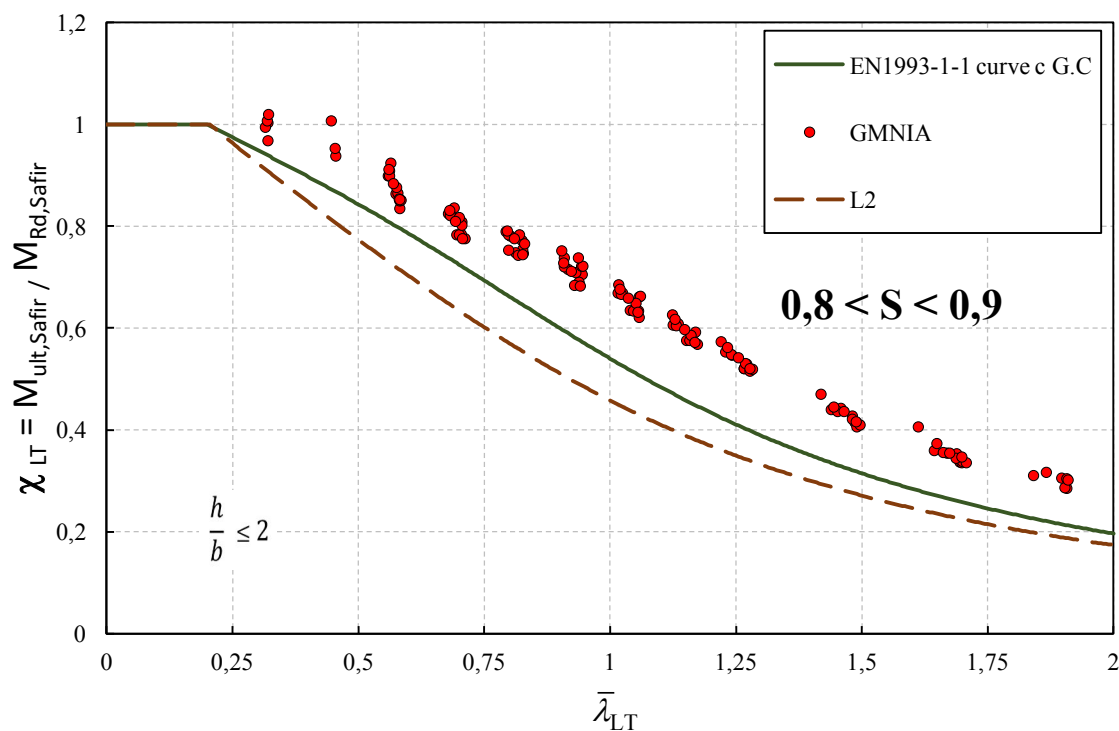


Figura 40 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva C do G.C e a curva L2 da proposta de Couto et al desenvolvida para situação de incêndio.

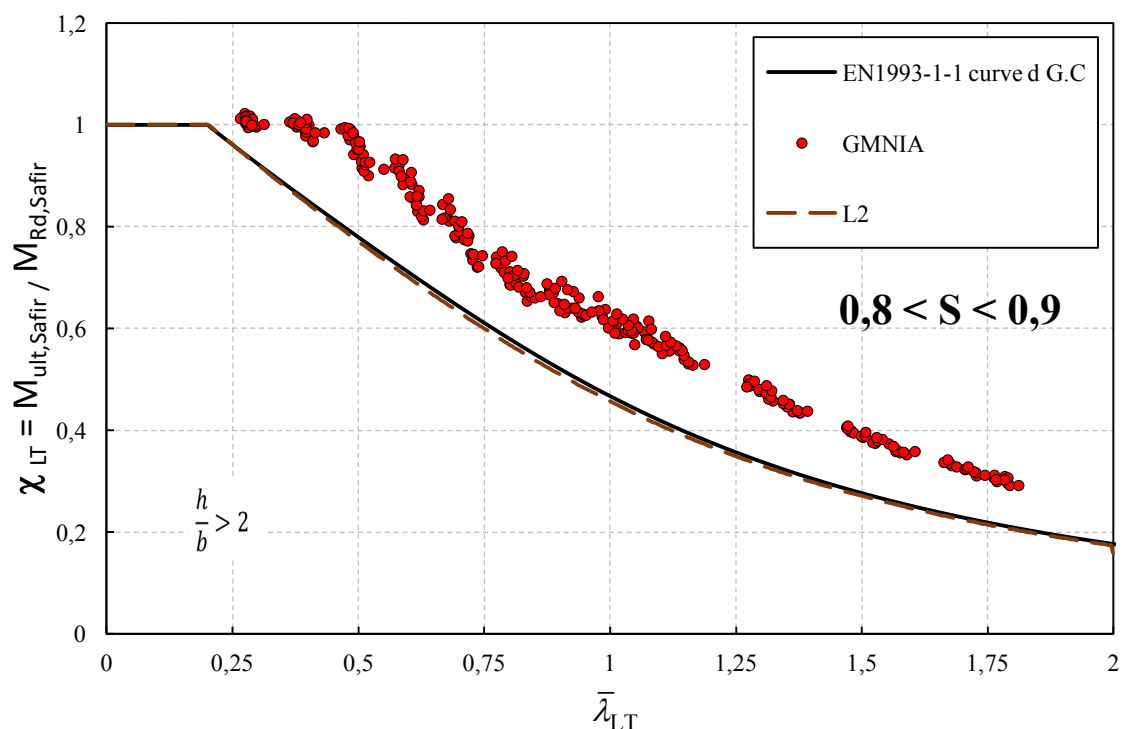


Figura 41 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva D do G.C e a curva L2 da proposta de Couto et al desenvolvida para situação de incêndio.

Para $0,8 < s < 0,9$ e em comparação com o caso anterior, o fator de seção efetiva da seção transversal é maior, o que significa que as seções transversais nesta gama de valores são mais “efetivas”, isto é, ocorre nelas uma maior redução no corte transversal. Assim a resistência devido à encurvadura local é menor e, portanto, a influência do encurvamento local em termos relativos passa a ser menor. Para este intervalo, o patamar de valores de esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}_{LT}$) é menor, e a resistência diminui de forma mais acentuada devido a uma maior influência da encurvadura lateral-torsional, quando comparado com a local. Na presente figura 41 conseguimos ainda observar que a curva L2 iguala a curva d da presente norma.

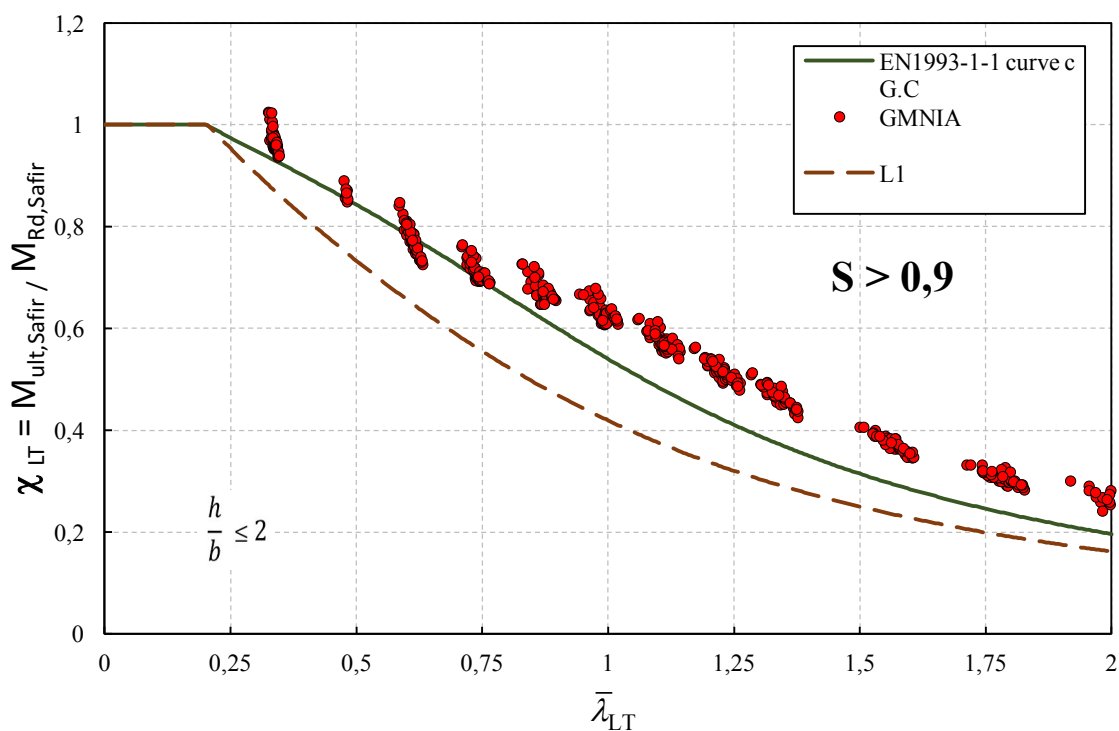


Figura 42 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva C do G.C e a curva L1 da proposta de Couto et al desenvolvida para situação de incêndio.

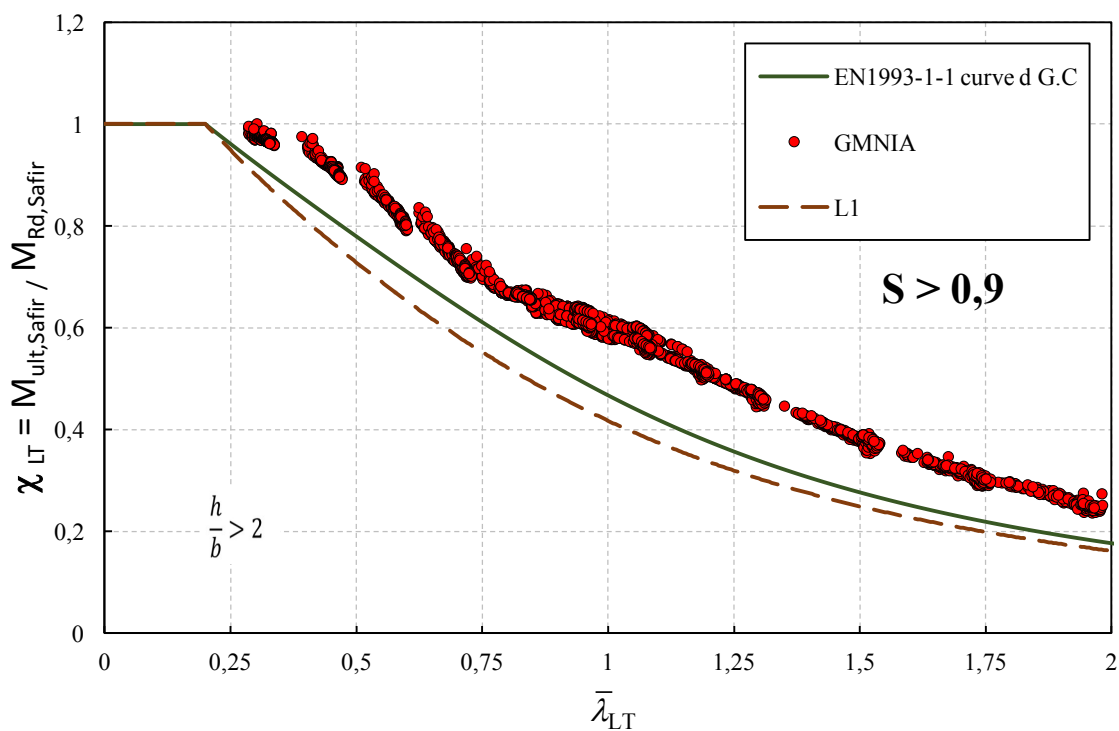


Figura 43 – Comparação dos resultados numéricos entre a curva D do G.C e a curva L1 da proposta de Couto et al desenvolvida para situação de incêndio.

Finalmente, para $s > 0.9$, a redução da resistência da secção transversal devido ao encurvamento local é ainda menor comparativamente com os casos anteriormente analisados e, conseqüentemente, o patamar de valores de esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}_{LT}$) passa ainda a ser menor, como esperado. Na figura 43 é nos ainda perceptível uma maior descida na resistência ainda mais acentuada, provocada pela alta influência da encurvadura lateral nesta gama de valores de secção efetiva. Neste patamar de secção efetiva é visível que a curva obtida é mais conservativa do que a curva d da norma regulamentar.

Como observado nas figuras anteriores as curvas L1, L2 e L3 são demasiado conservativas. Visto terem sido ajustadas para o comportamento de vigas esbeltas ao fogo, era expectável que tal acontecesse, uma vez que são curvas concebidas para condições totalmente diferentes de vigas à temperatura ambiente.

5.2. Nova proposta

Após análise de todas as propostas analisadas anteriormente, estudou-se uma forma alternativa de realizar o cálculo para a encurvadura em vigas de secção transversal esbelta. Como tal pegando no estudo desenvolvido por Couto et al, procedeu-se a uma divisão do fator de secção efetiva nos mesmos 3 limites analisados por estes autores.

Como podemos reparar nas figuras anteriores, cada um dos limites do fator de secção efetivo está bem delimitado, no entanto as curvas não estavam ajustadas uma vez que o estudo realizado foi feito em função do comportamento das vigas metálicas ao fogo. Posto isto, procedeu-se a um ajustamento do patamar da esbelteza normalizada de cada curva isolada e em função da sua interação entre a instabilidade local e lateral foi desenvolvido um fator de imperfeição para cada curva isolada, estando inserido dentro de cada limite imposto.

Tendo como base da proposta a equação presente em EN 1993-1-1 do caso específico apresentam-se as seguintes equações:

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ mas } \begin{cases} X_{LT} \leq 1,0 \\ X_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (37)$$

Com

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta\bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (38)$$

Os valores a serem utilizados nas equações apresentadas surgem-nos na seguinte tabela 25.

Os resultados obtidos com aplicação da proposta serão demonstrados das figuras 44-49.

Tabela 25 - Nova proposta para o cálculo da encurvadura nas secções transversais esbeltas.

Limites	Curva	Seção efetiva	$\alpha_{LT,new}$	$\bar{\lambda}_{LT,0}$	β
$\frac{h}{b} > 2$	L1_20°C	$\frac{W_{eff,y}}{W_{el,y}} > 0.9$	$0.76\varepsilon = 0.76 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	0,2	0,75
	L2_20°C	$0.8 < \frac{W_{eff,y}}{W_{el,y}} \leq 0.9$	$0.70\varepsilon = 0.70 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	0,3	0,75
	L3_20°C	$\frac{W_{eff,y}}{W_{el,y}} \leq 0.8$	$0.65\varepsilon = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	0,4	0,75
$\frac{h}{b} \leq 2$	L1_20°C	$\frac{W_{eff,y}}{W_{el,y}} > 0.9$	$0.65\varepsilon = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	0,2	0,75
	L2_20°C	$0.8 < \frac{W_{eff,y}}{W_{el,y}} \leq 0.9$	$0.60\varepsilon = 0.60 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	0,3	0,75
	L3_20°C	$\frac{W_{eff,y}}{W_{el,y}} \leq 0.8$	$0.49\varepsilon = 0.49 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	0,4	0,75

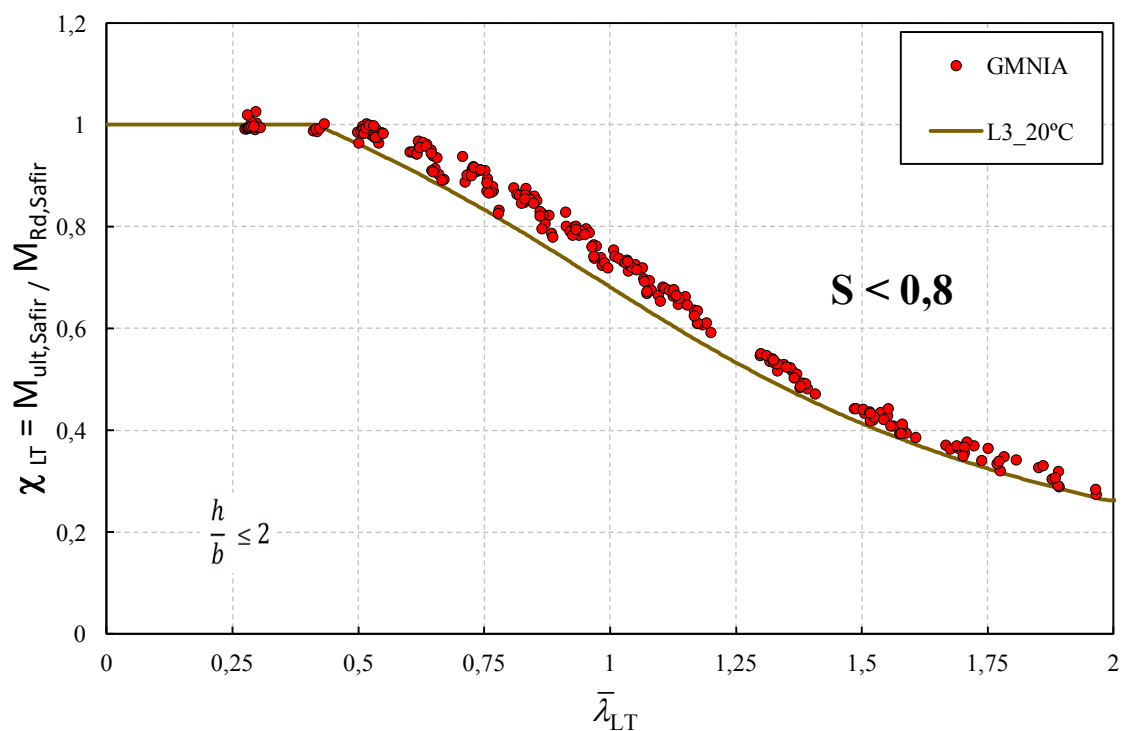


Figura 44 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L3 da nova proposta para $h/b < 2$.

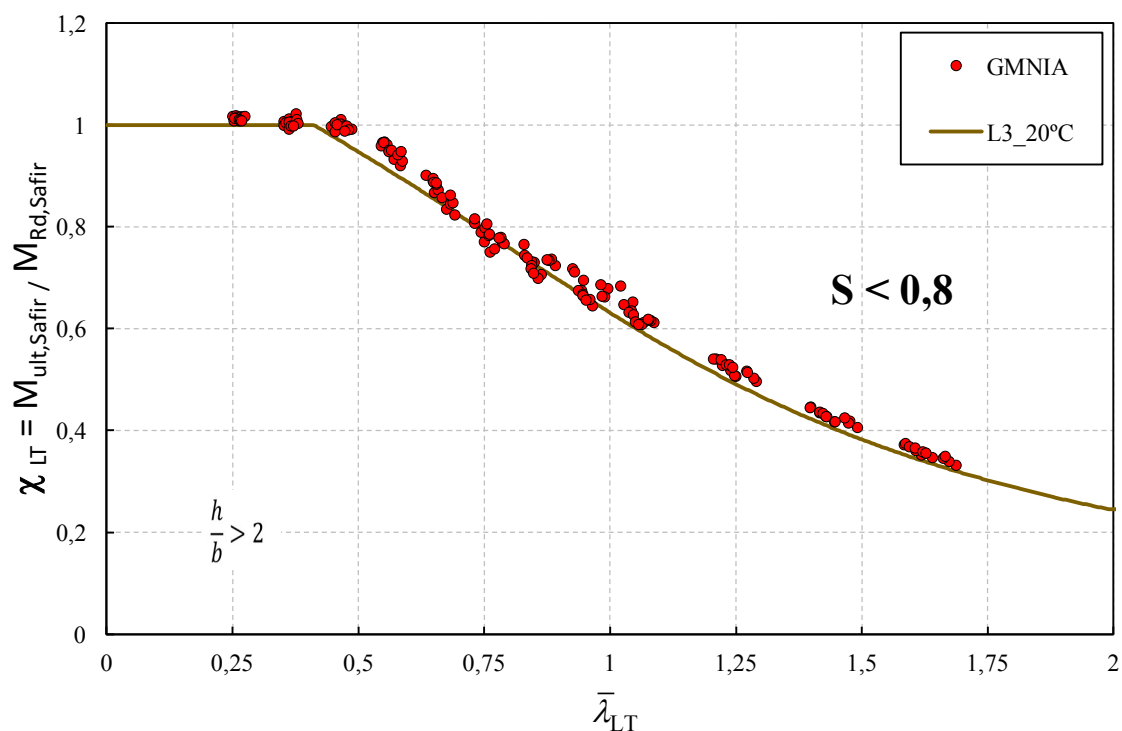


Figura 45 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L3 da nova proposta para $h/b > 2$.

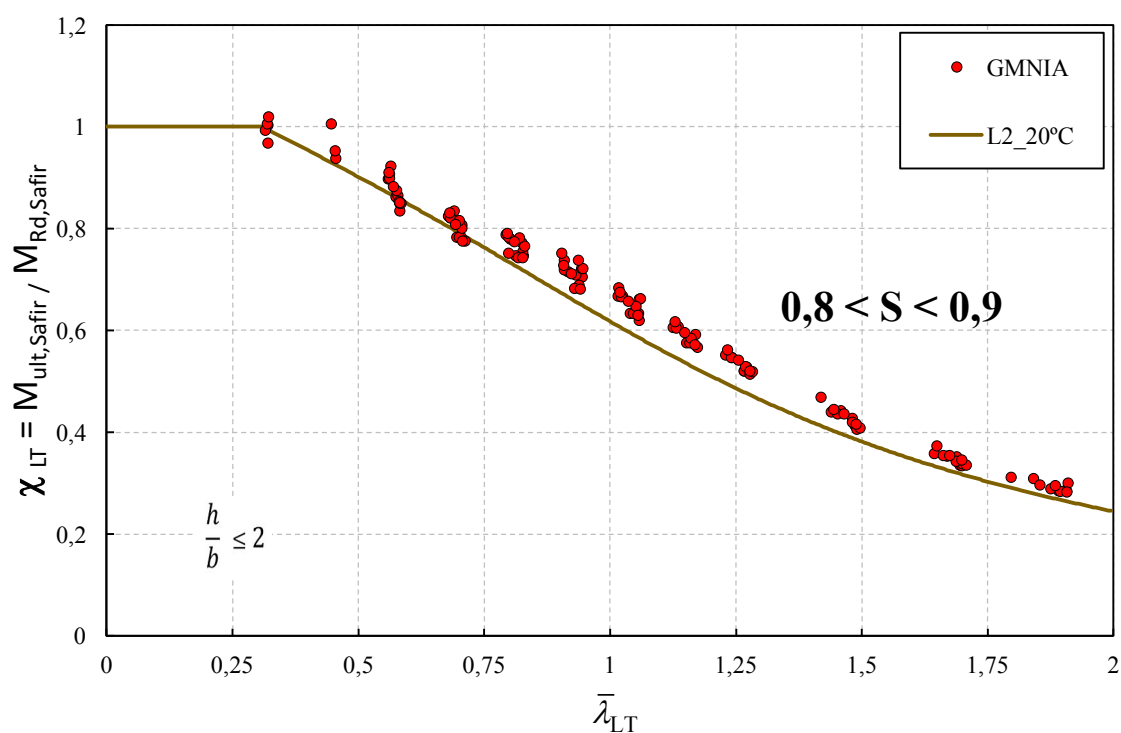


Figura 46 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L2 da nova proposta para $h/b < 2$.

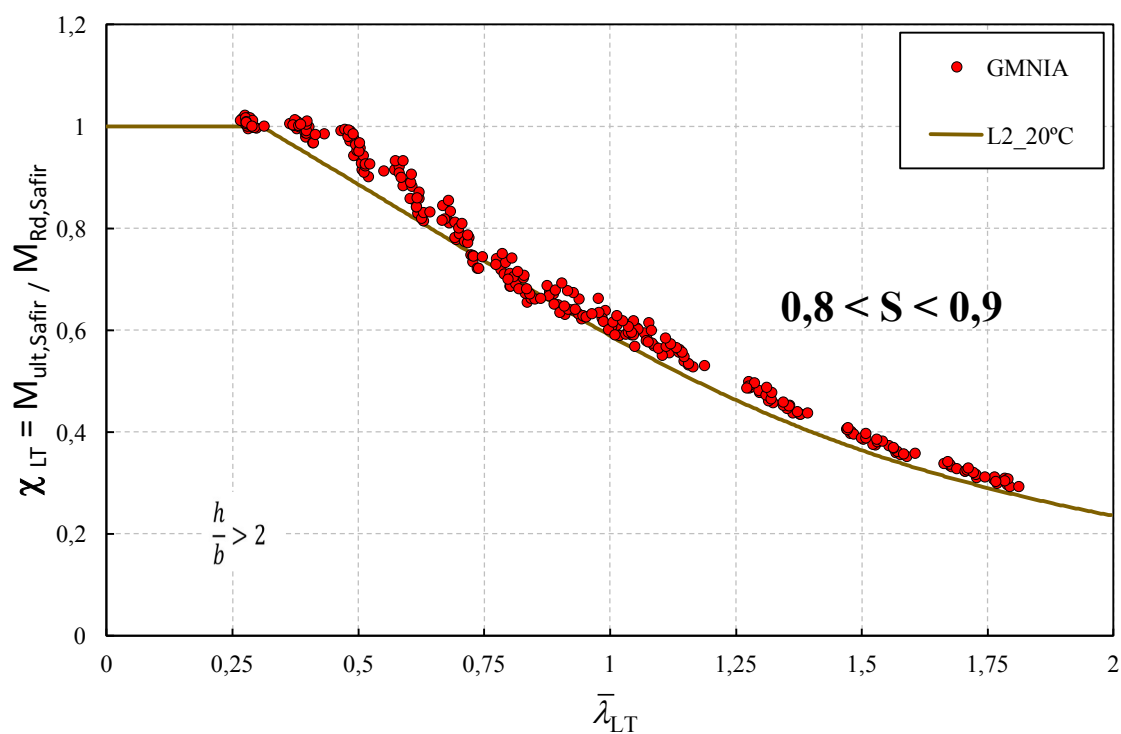


Figura 47 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L2 da nova proposta para $h/b > 2$.

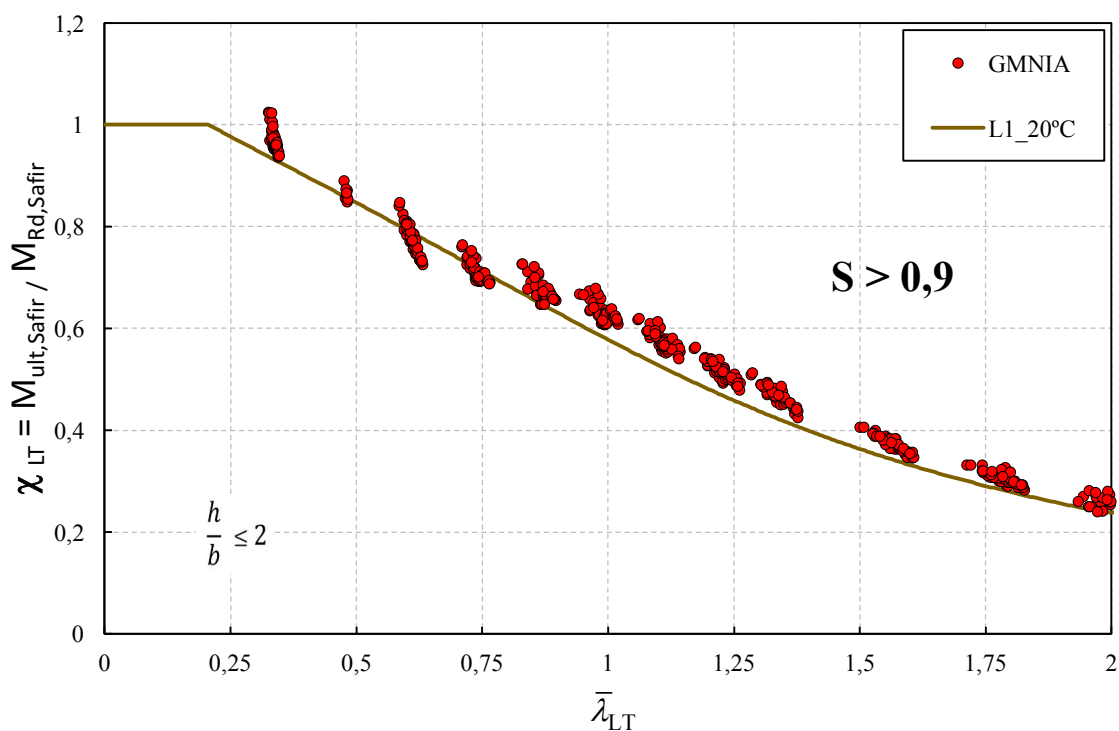


Figura 48 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L1 da nova proposta para $h/b < 2$.

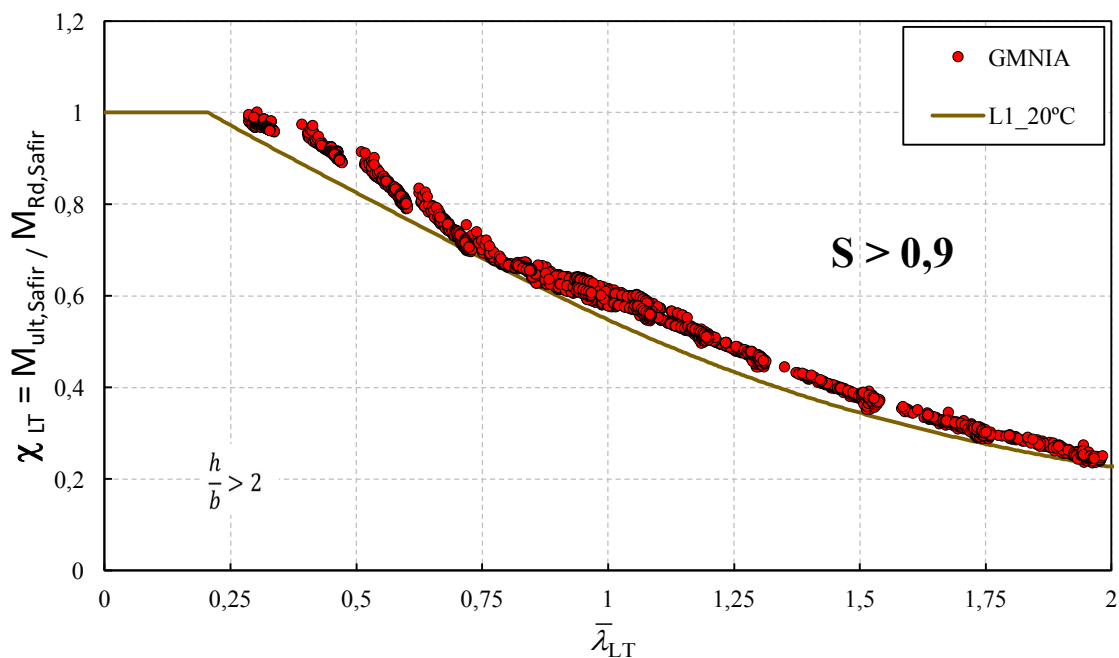


Figura 49 - Comparação dos resultados numéricos entre a curva L1 da nova proposta para $h/b > 2$.

Como podemos verificar pelas figuras transatas as curvas desenvolvidas adaptam-se melhor aos vários patamares do fator desenvolvido. Na seguinte figura, iremos observar que a nova proposta se torna bastante menos conservativa e com menos insegurança associada.

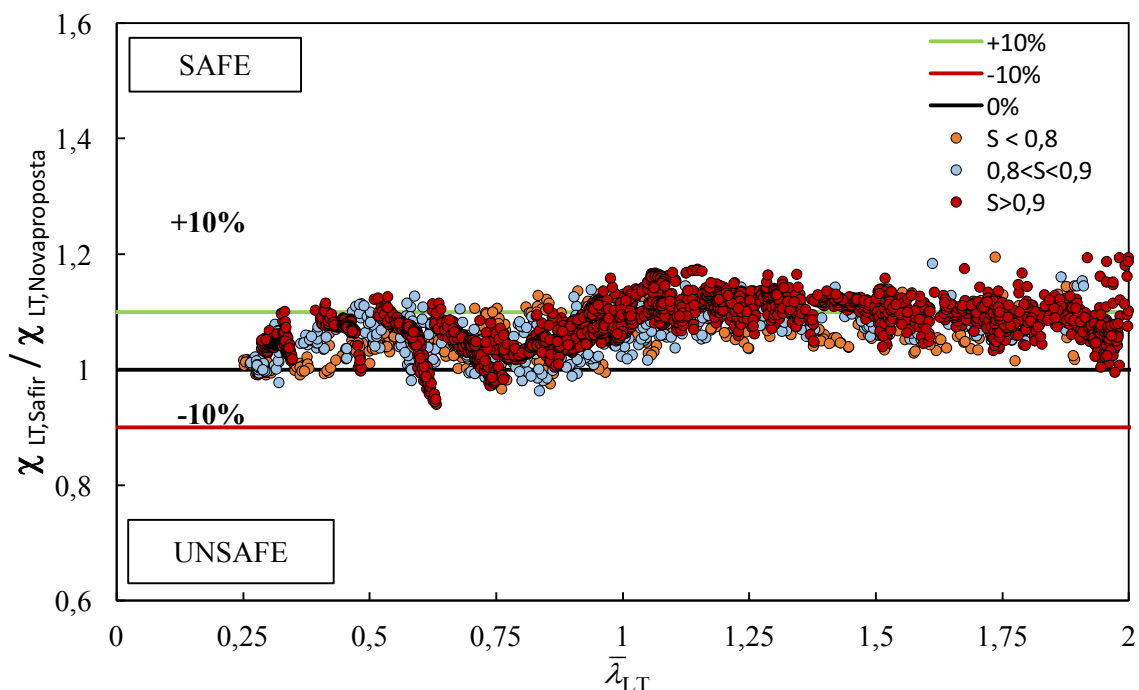


Figura 50 - Comparação dos fatores de redução obtidos a partir da nova proposta com os resultados numéricos.

5.3. Avaliação estatística

De modo a avaliar a precisão das diferentes propostas para calcular a resistência à encurvadura lateral e os resultados do estudo numérico efetuado, foi realizado uma avaliação estatística comparando os resultados numéricos do SAFIR com todas as propostas enunciadas anteriormente. Serão dispostas várias tabelas onde serão apresentados e comentados alguns dos parâmetros determinados para o tratamento estatístico de todas as propostas analisadas, para desta forma se obter a partir daqui uma melhor compreensão dos resultados numéricos obtidos. Parâmetros estes que são: o número de amostras, a média, o desvio padrão e amostras em/fora de segurança relativamente aos resultados do SAFIR. Nas seguintes equações podemos observar as expressões de cálculo utilizadas para a obtenção dos parâmetros referidos:

Assim através da aplicação da equação 39 foi nos possível obter a média dos resultados obtidos das variadas amostras em estudo, sendo importante na medida que nos indica o valor para o qual se concentram os dados de uma distribuição.

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \chi_i}{n} \quad (39)$$

Da equação 40, foi nos possível obter o desvio padrão associado ao numero global de amostras em estudo, que nos indica uma medida de dispersão dos dados em torno de uma média das amostras.

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\chi_i - \mu)^2}{n - 1}} \quad (40)$$

Por último da equação 41, obtemos a relação entre os coeficientes de redução dos momentos obtidos pelo SAFIR a dividir pela proposta a ser considerada. É dos parâmetros mais importantes, uma vez que nos permite concluir quais são os números de amostras em termos quantitativos que obtêm um grau de insegurança ($\chi_i < 1,0$) um grau superior a 10% ($\chi_i > 1,1$) e inferior a 10%”no lado da insegurança” ($\chi_i < 0,9$)

$$\chi_i = \frac{\chi_{LT,,Safir}}{\chi_{LT,,proposta}} \quad (41)$$

5.3.1. Caso geral (GC) e Caso específico (SC)

Nas figuras 51 e 52 são demonstradas as comparações estatísticas dos resultados numéricos com a atual regulamentação em vigor. Como observado a partir da tabela 26 é possível afirmar que o Caso Geral é o método mais conservativo da presente regulamentação sendo que 88% das amostras analisadas representam uma segurança superior a 10 % com uma média bastante alta fixada no 1,25.

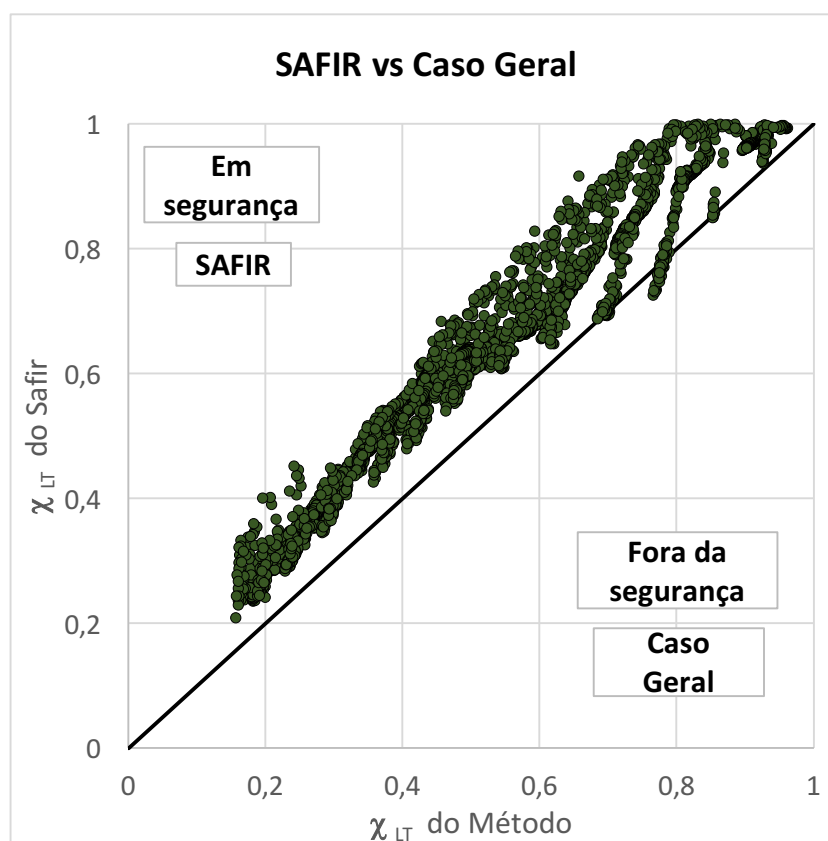


Figura 51 - Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta do Caso Geral presente no Eurocódigo e os resultados numéricos.

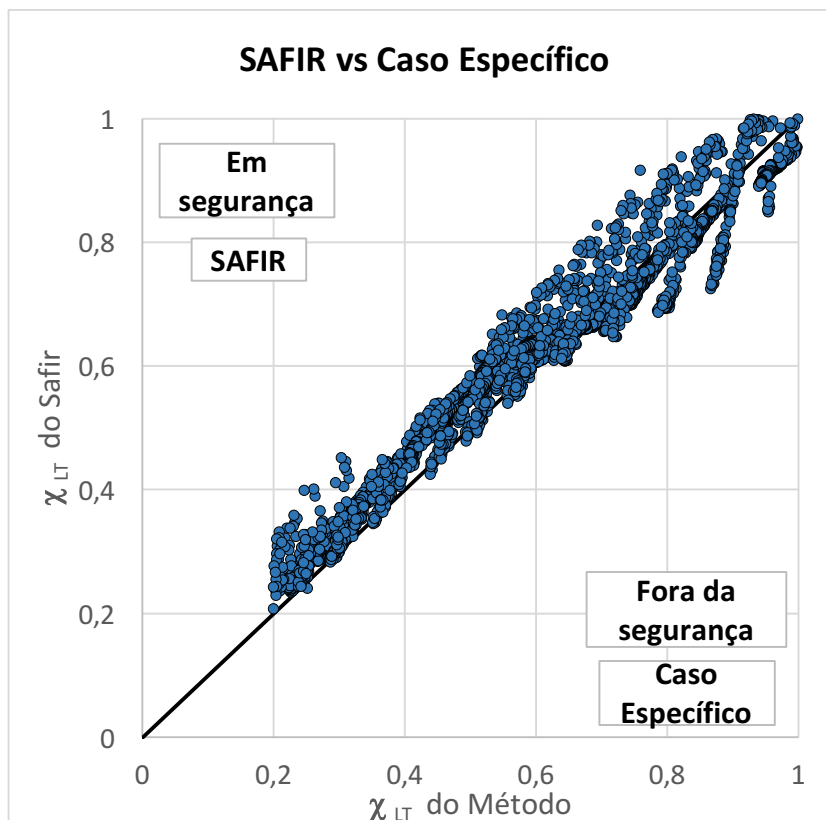


Figura 52 - Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta do Caso Específico presente no Eurocódigo e os resultados numéricos.

Tabela 26 - Avaliação estatística referente à comparação entre as propostas do Eurocódigo e os resultados numéricos.

	Eurocódigo 3	
	Caso Geral	Caso Específico
Número de amostras	4685	4685
$\chi_i > 1,1$	4144 (88%)	1596 (34%)
$\chi_i < 0,9$	0 (0%)	133 (3%)
Média das amostras	1,25	1,04
Desvio padrão das amostras	0,13	0,09
$\chi_i < 1,0$	44 (1%)	1792 (38%)

Relativamente ao caso específico podemos dizer que é um método menos conservativo, com uma média muito perto de 1 (1,04) no entanto é o método que apresenta a maior percentagem de amostras fora da segurança com 38%.

5.3.2. Proposta baseada numa derivação consistente da formulação de Ayrton-Perry realizada por Taras

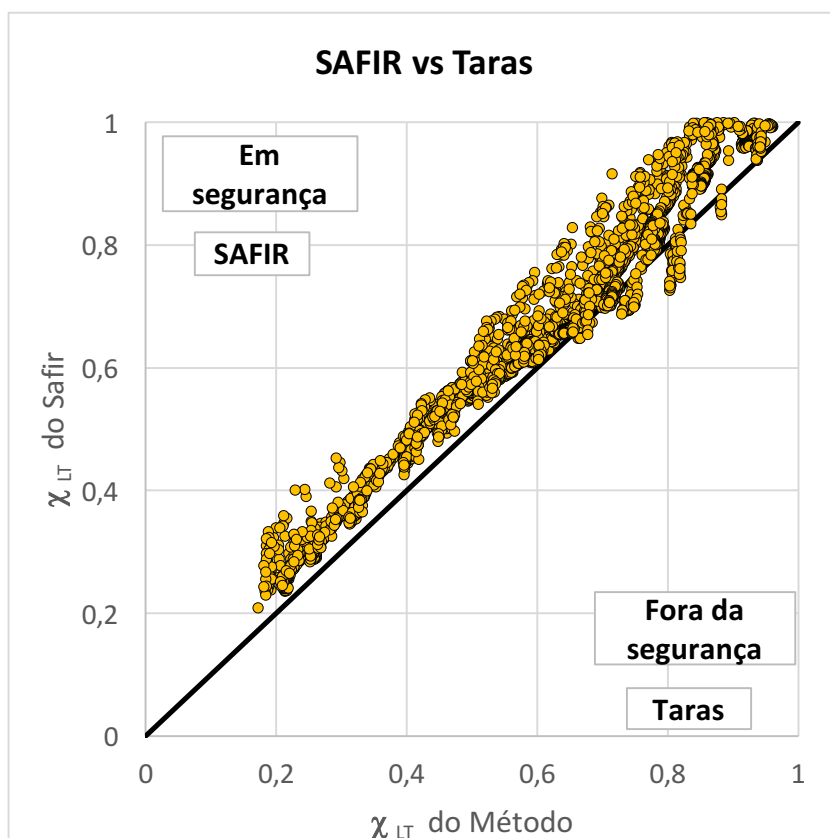


Figura 53- Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta de Taras com os resultados numéricos.

Tabela 27 - Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta de Taras e os resultados numéricos.

	Taras
Número de amostras	4685
$\chi_i > 1,1$	2607 (56%)
$\chi_i < 0,9$	0 (0%)
Média das amostras	1,12
Desvio padrão das amostras	0,08
$\chi_i < 1,0$	152 (3%)

A Figura 53 refere-se à comparação entre a proposta apresentada por Taras com os resultados numéricos obtidos do SAFIR. A nível estatístico podemos dizer que esta é uma das melhores propostas analisadas.

No entanto convém abordar alguns aspetos obtidos. Observando a tabela 27 constatamos que a média fixou-se em (1,12), sendo desta forma uma das propostas mais conservativas, comprovando desta forma os 56% de amostras que obtiveram uma relação entre os coeficientes de redução dos momentos com um grau superior a 10%; o desvio padrão possui um valor baixo, sendo que do ponto de vista estatístico esta é uma das propostas com o menor valor.

Relativamente à percentagem de amostras no lado de insegurança, convém dizer que esta é a proposta com o menor valor percentual fazendo a relação com o " $\chi_i > 1,1$ ".

5.3.3. Proposta de Couto et al.

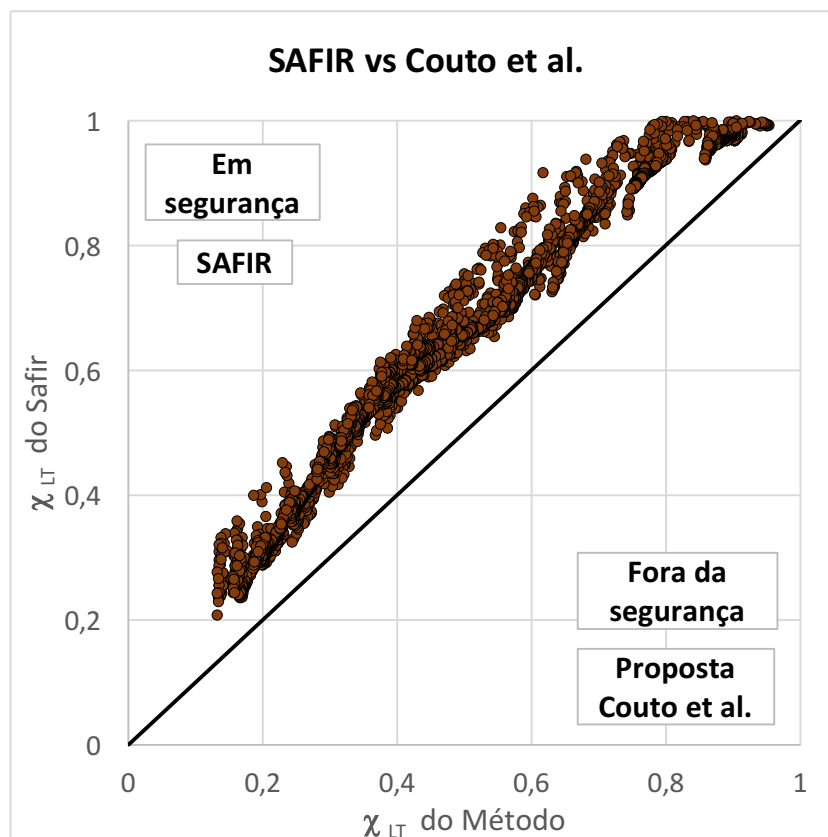


Figura 54- Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta de Couto et al com os resultados numéricos.

Tabela 28- Avaliação estatística referente à comparação entre a proposta de Couto et al e os resultados numéricos.

	L1	L2	L3
Número de amostras	3775	453	457
$\chi_i > 1,1$	3617 (96%)	428(49%)	385 (84%)
$\chi_i < 0,9$	0 (0%)	0	0(0%)
Média das amostras	1,39	1,36	1,35
Desvio padrão das amostras	0,17	0,18	0,17
$\chi_i < 1,0$	0 (0%)	0	0(0%)

É apresentado na figura 54 a comparação dos resultados numéricos obtidos com a proposta de Couto et al. Apesar de ter sido a proposta sugerida para a validação dos resultados numéricos, neste tratamento de dados estatísticos não foi a propostas que obteve os melhores resultados.

A média, apesar de estar em segurança representa a média mais alta dentro das propostas analisadas assim como o seu desvio padrão, tornando assim a validação com uma incerteza associada. Apesar de não existir qualquer tipo de amostra fora de segurança a nível estatístico esta é a proposta mais conservativa. Como referido, era expectável uma vez que foi concebida para a análise ao comportamento ao fogo.

5.3.4. Nova proposta

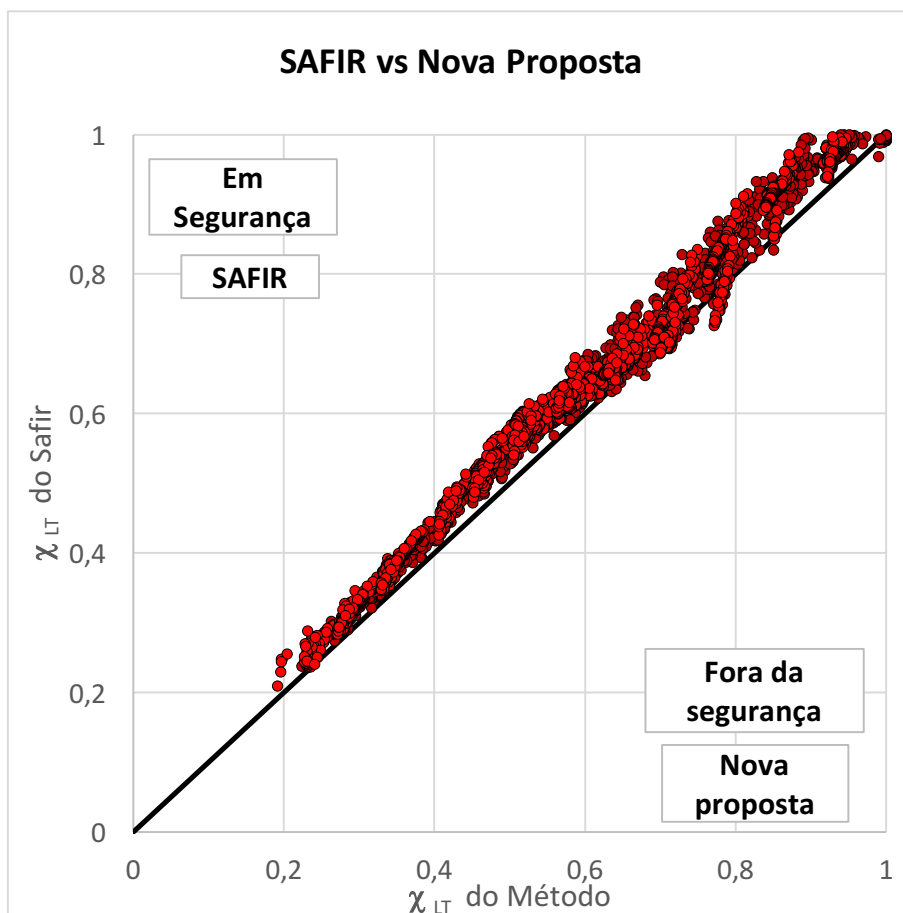


Figura 55- Avaliação estatística referente à comparação entre a nova proposta com os resultados numéricos.

Tabela 29- Avaliação estatística referente à comparação entre a nova proposta e os resultados numéricos.

	L1	L2	L3
Número de amostras	3775	453	457
$\chi_i > 1,1$	185 (5%)	57 (13%)	67 (15%)
$\chi_i < 0,9$	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)
Média das amostras	1,04	1,05	1,05
Desvio padrão das amostras	0,04	0,07	0,06
$\chi_i < 1,0$	481 (13%)	72 (16%)	104 (23%)

A Figura 55 refere-se à comparação entre os resultados da nova proposta e os resultados do SAFIR. De todas as propostas analisadas, esta foi a que forneceu os melhores resultados, no ponto de vista estatístico.

A média obtida foi uma das mais próximas de 1, sendo a proposta menos conservativa de todas as propostas analisadas; o desvio padrão também possui um valor baixo sendo um dos menores dentro da análise realizada; o mesmo se observa com o número de resultados fora de segurança, sendo apenas de 14% (667 das 4685 amostras).

Capítulo 6

Considerações Finais

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. Conclusões Gerais

Este capítulo finaliza a dissertação através de uma análise ao trabalho desenvolvido e a alusão a vários pontos importantes a reter do mesmo.

A presente dissertação teve como principal objetivo aprofundar o conhecimento do comportamento de vigas metálicas com secções em I de Classe 4. Através de modelos numéricos apresentou-se a verificação do coeficiente de redução para o momento resistente das vigas à encurvadura lateral e local sem travamento lateral assim como a validação destes mesmos modelos tendo por base as várias propostas em estudo.

Na modelação numérica foram apresentadas breves descrições dos dois softwares utilizados (SAFIR e Cast3M+Ruby), foram apresentados os casos de estudo, definidas as secções utilizadas no modelo numérico assim como a descrição do próprio modelo.

Seguidamente apresentaram-se os resultados numéricos obtidos fazendo a comparação com as propostas definidas. Para finalizar fez-se uma breve avaliação estatística dos resultados numéricos fazendo as devidas apreciações sobre os mesmos.

Obtidos os resultados numéricos e o tratamento dos mesmos foi possível chegar às seguintes conclusões:

- a) O Eurocódigo 3 encontra-se no lado da segurança, embora demasiado conservativo quando analisamos a curva de cálculo para o Caso Geral, apresentando desta forma menores valores de resistência do que seria expetável. Para a curva de cálculo do Caso específico comparativamente ao Caso Geral podemos afirmar que esta se encontra mais adequada uma vez que se torna menos conservativa dando origem a valores de resistência mais próximos dos valores numéricos. No entanto é importante referir que esta curva de cálculo apresenta ao contrário do Caso geral uma percentagem elevada de resultados inseguros.
- b) A proposta de Taras e Greiner é uma proposta que fornece melhores resultados quando comparada com as fórmulas do Eurocódigo 3. Além de que, a forma da curva de cálculo é

semelhante à obtida com os resultados numéricos, apresentando uma baixa percentagem de amostras inseguras.

c) A proposta realizada por Couto et al, um pouco à semelhança da proposta presente no Eurocódigo 3 para o Caso Geral, é demasiado conservativa, uma das razões para isto acontecer deve-se ao fato de a mesma ter sido concebida para o estudo do comportamento de vigas metálicas de classe 4 ao fogo. No entanto nesta proposta conseguimos observar um arranjo do fator de seção efetiva bem delimitado, fazendo com que desta forma se consiga diferenciar e delimitar o melhor o arranjo para as curvas de cálculo de forma a não se desprezar a rigidez torsional das secções transversais como acontece para as curvas de cálculo presentes no Eurocódigo 3.

d) A Nova proposta, apresentada nesta dissertação surgiu com origem dos resultados numéricos realizados servindo apenas para uma abordagem menos conservativa para a análise destes. Tendo sido baseada na proposta apresentada por Couto et al, rege-se pelo fator de seção efetiva e de todas as propostas analisadas é a que apresenta os melhores resultados estatísticos sendo menos conservativa e apresentando a menor percentagem de amostras inseguras.

6.2. Desenvolvimentos Futuros

Após a análise ao trabalho efetuado na presente dissertação, alguns pontos revelaram ser importantes para a evolução dos conhecimentos sobre a instabilidade em elementos metálicos, nomeadamente a encurvadura lateral de vigas constituídas por secções esbeltas.

Todos os resultados numéricos realizados neste trabalho, para vigas em I de Classe 4, foram realizados para apenas uma classe de aço (S355). O estudo deverá ser estendido para mais classes de aço, por exemplo para os aços S235, S275, entre outros.

Nesta tese foi abordada apenas as vigas submetidas à flexão. No entanto, o estudo poderá ser alargado combinando também momento com esforço axial (flexão composta).

As condições de apoio do estudo realizado foram todas em forquilha. Apoios encastrados ou mesmo elementos em consola deverão ser analisados futuramente. Relativamente aos casos

de carga, como apenas se estudou vigas sujeitas a momento flector uniforme, é recomendado que no futuro se estude outras distribuições de momentos aplicados nas extremidades, poder-se-á estudar, também, a influência de aplicar só carga uniformemente distribuída ou mesmo cargas pontuais.

Por fim, devem ser desenvolvidos estudos experimentais, com vista a comparar esses resultados com a nova proposta obtida neste estudo assim como com as metodologias do Eurocódigo e das restantes propostas analisadas.

Referências Bibliográficas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Simões da Silva, L., & Gervásio, H. (2007). Manual de dimensionamento de estruturas metálicas: métodos avançados: Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço. CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
- [2] Vindima, P.(2012). Estabilidade em vigas metálicas : Cálculo de momentos críticos. Universidade Nova de Lisboa
- [3] Zhang, W. et al. (2000a). “Hot rolling technique and profile design of tooth-shape rolls. Part 1. Development and research on H-beams with wholly corrugated webs”, in Journal of Materials Processing Technology.
- [4] Almeida P.(2012). Dimensionamento de Estruturas Metálicas Segundo o Eurocódigo 3. Análise Comparativa entre Diversas Concepções Estruturais para Edifícios Industriais. Universidade Fernando Pessoa.
- [5] CEN. EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: general rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardisation.
- [6] Couto C, Ferreira J, Vila Real P, Lopes N.(2015) Numerical investigation on lateral torsional buckling of steel beams with class 4 cross - sections -comparison with existing design formulae.
- [7] Taras A. (2010) Contribution To the Development of Consistent Stability Desig Rules for Steel Members. Graz University of Technology.
- [8] Couto C, Vila Real P, Lopes N, Zhao B.(2016) Numerical investigation of the lateral-torsional buckling of beams with slender cross sections for the case of fire.
- [9] CEN. EN 1993-1-5, Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-5: plated structural elements. Brussels: European Committee for Standardisation.

- [10] Vila Real P.(2010). Encurvadura de placas - Enfunamento. Apontamentos da unidade curricular Complementos de Construção Metálica e Mista - 5o Ano, Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.
- [11] Simões da Silva, L., Gervásio, H., & Simões, R. (2010). Design of steel structures. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1 - General rules and rules for buildings".
- [12] Bryan G. (1891). "Buckling of Plates" Proceedings of the London Mathematical Society, Vol. 22.
- [13] Kármán T, Sechler E.,(1932). Donnell L. The strength of Thin Plates in Compression. Trans Appl Mech Div ASME.
- [14] Pereira A.(2016). Comportamento ao Fogo de Vigas-coluna Metálicas de Secção Transversal Esbelta. Universidade de Aveiro
- [15] Trahair NS. (1993). Flexural-torsional buckling of structures. London: E&FN SPON-Chapman and Hall.
- [16] Lopes N. (2007). Verificação da Segurança à Encurvadura Lateral: Expressões do EC3. Apontamentos da unidade curricular Construções Metálicas - 5o Ano, Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.
- [17] Piloto P, Mesquita L, Vila Real P, Vaz M.(2003).Encurvadura lateral torsional de vigas I - Comparação entre EC3, BS 5950 , AS 4100 , e métodos numéricos utilizando elementos finitos de casca, VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional Universidade de Évora;
- [18] Pires T.(2012). Comportamento e Capacidade resistente de Colunas de Aço SEHS, Engenharia Civil, Universidade Técnica de Lisboa
- [19] Vila Real P. (2015). Secções de Classe 4. Apontamentos da unidade curricular Construções Metálicas - 5o Ano, Engenharia Civil.

- [20] Rebelo C, Lopes N, et al. Statistical evaluation of the lateral–torsional buckling resistance of steel I-beams, Part 1 in *Journal of Constructional Steel Research* 2008;64:818–31.
- [21] Taras A, Greiner R.(2010). New design curves for lateral-torsional buckling-Proposal based on a consistent derivation in *Journal of Constructional Steel Research*.
- [22] Taras A, Greiner R.(2010). New design curves for LT and TF buckling with consistent derivation and code-conform formulation in *Journal of Constructional Steel Research*.
- [23] Taras A, Greiner R, Unterweger H. Proposal for amended rules for member buckling and semi-compact cross-section design AM-1-1-2012-01 2013.
- [24] Franssen, J. (2011). User´s Manual For SAFIR 2011.
- [25] Gamelas P.(2014). Vigas em aço inoxidável com secções em I de Classe 4 ao fogo. Universidade de Aveiro.
- [26] CEA. (2012). Cast3M is a research FEM environment, its development is sponsored by the French Atomic Energy Commission <<http://www-cast3m.cea.fr/>>.
- [27] Lopes, N . (2009). Behaviour of stainless steel structures in case of fire. Universidade de Aveiro.
- [28] Couto C, Vila Real P, Lopes N. RUBY - an interface software for running a buckling analysis of SAFIR models using Cast3M 2013.
- [29] Le Fichoux, E. (1998). “Présentation et utilisation de CASTEM 2000”. ENSTA-LME.
- [30] Couto, C., Lopes, N., & Vila Real, P. (2017). Parametric Input Builder software for creating SAFIR models. University of Aveiro.

- [31] Piloto P, Vila Real,P.(2001). Influência das condições de apoio na análise experimental e numérica da encurvadura lateral de vigas metálicas metálicas. Encontro de Análise Experimental de Tensões e Mecânica Experimental.
- [32] Couto C, Vila Real P.(2017). Validation of a numerical model for the analysis of beams with slender section (Internal report).
- [33] Piloto P, Mesquita L, Vaz M, Vila Real P.(2003). A influência das imperfeições geométricas na resistência de vigas à encurvadura lateral.
- [34] CEN. EN 1090-2 : 2008 + A1 Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2 : Technical requirements for steel structures 2011:1–209.