

ELEMENTOS DE APOIO AO DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES COMPOSTAS EM LIGHT STEEL FRAMING

David José Paredes Bezerra

Mestrado em Engenharia Civil

Área de Especialização: Estruturas

Dissertação de Mestrado

ORIENTADORES: Doutor Rui Carlos Gonçalves Graça e Costa

Mestre Vítor Manuel Lopes de Brito Saraiva Barreto

Maio de 2016

Dissertação submetida na Universidade do Algarve

ELEMENTOS DE APOIO AO DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES COMPOSTAS EM LSF

Mestrado em Engenharia Civil

Declaração de Autoria do Trabalho

Declaro ser o autor deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados serão devidamente citados na listagem de referências incluídas

David José Paredes Bezerra



Direitos de Cópia ou Copyright

© **Copyright:** David José Paredes Bezerra

A Universidade do Algarve tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar este trabalho através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, de o divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

- À minha namorada Ana Narciso um agradecimento especial por todo o carinho, paciência e motivação ao longo deste difícil trajeto. Por todas as batalhas que travámos e travamos juntos todos os dias, sem ti não seria possível chegar até aqui.

- Aos meus pais e ao meu irmão sem eles não seria possível terminar esta etapa. Um obrigado por todo o apoio e compreensão que demonstraram durante este período.

- À FMVR e em especial aos meus colegas por toda a compreensão e disponibilidade demonstrada, por todo o tempo perdido e pelos sacrifícios adicionais a que foram submetidos, um obrigado.

- Ao professor Rui Costa por toda a disponibilidade e compreensão demonstrada ao longo do trabalho.

- Ao professor Vítor Barreto por todo o apoio e paciência dado para ultrapassar barreiras.

- A todos os meus amigos que estiveram presentes nesta caminhada.

RESUMO

Na presente dissertação, descreve-se o estado da arte no que toca à produção e construção de estruturas em Light Steel Framing (LSF) e qual a regulamentação aplicável. São apresentadas algumas empresas que se dedicam à produção e comércio de perfis de aço enformado a frio bem como a informação disponibilizada pelas mesmas em catálogo, para além de empresas que se dedicam à construção de habitações em LSF.

São estudados os perfis de aço enformado a frio, como secções simples em “C” e “U” e secções acopladas por dois ou mais perfis destes tipos. Para cada uma das secções são realizados os seguintes estudos; (i) classificação de secções à compressão e à flexão, (ii) cálculo de propriedades mecânicas da secção bruta e da secção efetiva, (iii) cálculo de esforços resistentes de barras à compressão, (iv) cálculo de esforços resistentes de barras à flexão, levando em conta nestes dois últimos casos a capacidade resistente face a fenómenos de encurvadura local e global.

Para as secções acopladas é ainda calculado o afastamento máximo entre parafusos necessário para garantir o comportamento de conjunto da secção.

Por fim, são apresentadas tabelas com as características geométricas e mecânicas das secções simples e compostas dos perfis de aço enformado a frio. Apresentam-se tabelas com os esforços resistentes das barras para alturas de montantes de 2.6, 2.8, 3.0 e 3.2 metros e são apresentados os esforços resistentes das secções das vigas considerando o seu contraventamento lateral.

PALAVRAS-CHAVE: Light Steel Framing, Aço enformado a frio, Secções efetivas, Resistência, Instabilidade local e distorcional.

ABSTRACT

In this thesis, the state of the art regarding the production and construction in Light Steel Framing (LSF) is presented, together with the applicable normative regulations. Also, with information about some of the companies engaged in the production and trade of cold formed steel profiles and the data provided by them in catalogs, as well as companies that are dedicated to the housing construction in LSF.

Cold formed steel sections are studied, as single sections both "C" and "U" and coupled sections with two or more profiles of these types. For each section, the following studies are carried out; (i) classification of cross sections subjected to compression and flexion, (ii) calculation of mechanical properties of the gross section and the effective section, (iii) resistance calculation of isolated bars under compression, (iv) resistance calculation of isolated bars under flexion taking into account the bearing capacity with local and global buckling.

For the coupled sections, a study is presented, where it is determined the maximum screw spacing required to ensure the uniform mechanical behavior of those sections.

Finally, tables with geometric and mechanical characteristics of the simple sections and coupled steel sections are presented. In these tables, results are produced concerning the bearing capacities for wall bars with heights of 2.6, 2.8, 3.0 and 3.2 meters and also the bearing capacities of beams with lateral bracing.

KEYWORDS: Light Steel Framing, Cold formed steel sections, Effective Sections, Strength, Local and distortional instability.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	II
ABSTRACT	III
ÍNDICE GERAL	IV
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
ÍNDICE DE TABELAS	XI
SIMBOLOGIA	XVIII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	2
2. ESTADO DA ARTE	4
2.1. COMERCIALIZAÇÃO DE PERFIS	6
2.2. CONSTRUÇÃO EM LSF	8
2.3. ESTADO DA ARTE DOS DOCUMENTOS NORMATIVOS	9
2.3.1. NORMAS EUROPEIAS	10
2.3.2. EUROCÓDIGO 3-1-3	11
2.3.3. ANEXO NACIONAL DA EN 1993-1-3	11
3. GEOMETRIA EFETIVA DAS SECÇÕES DE CÁLCULO	12
3.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	12
3.2. MATERIAIS	18
3.3. INFLUÊNCIA DOS CANTOS CURVOS	18

3.4. CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES E FENÓMENOS DE ENCURVADURA LOCAL E GLOBAL	20
3.5. SECÇÕES EFETIVAS DE SECÇÕES EM “C”	26
3.5.1. SECÇÃO “C” SUJEITA À COMPRESSÃO SIMPLES	26
3.5.2. SECÇÃO “C” SUJEITA À FLEXÃO SIMPLES	29
3.5.3. FLEXÃO DA SECÇÃO “C” EM TORNO DE Z-Z	33
3.6. CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES EM “U” E DETERMINAÇÃO DAS SUAS PROPRIEDADES EFETIVAS	34
3.7. VERIFICAÇÃO DE EFICÁCIA DE REFORÇOS	35
4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE BARRAS AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	42
4.1. COLUNAS	42
4.1.1. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DA SECÇÃO A ESFORÇOS AXIAIS	42
4.1.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA COLUNA À INSTABILIDADE GLOBAL	44
4.1.2.1. DISPOSIÇÕES REGULAMENTARES	49
4.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE VIGAS	52
4.2.1. V.S. DE SECÇÕES DE VIGAS À RESISTÊNCIA ELÁSTICA OU ELÁSTOPLÁSTICA	52
4.2.2. VS DE VIGAS À ENCURVADURA LATERAL	52
4.2.2.1. MOMENTO CRÍTICO DE SECÇÕES SIMÉTRICAS EM RELAÇÃO AO EIXO FRACO	53
4.2.2.2. MOMENTO CRÍTICO DE SECÇÕES SIMÉTRICAS EM RELAÇÃO AO EIXO FORTE	53
4.3. BARRAS TESTADAS NO TRABALHO E IMPLEMENTAÇÃO DE PROCEDIMENTOS	59
5. DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES ACOPLADAS	62
5.1. MOBILIZAÇÃO DO EFEITO DE CONJUNTO	62
5.1.1. CASO DE ESTUDO	65

5.2.	CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES	67
5.3.	PROPRIEDADES DAS SECÇÕES	69
6.	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	73
6.1.	CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES SIMPLES ABERTAS	74
6.2.	PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS SECÇÕES SIMPLES	81
6.2.1.	VERIFICAÇÃO DA INIBIÇÃO À INSTABILIDADE DISTORCIONAL DE SECÇÕES EM “C” À FLEXÃO.	86
6.3.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE SECÇÕES EM “C” À COMPRESSÃO	89
6.4.	ESFORÇOS RESISTENTES DE CÁLCULO DE SECÇÕES EM “C” EM FLEXÃO A FENÓMENOS DE ENCURVADURA LOCAL E GLOBAL	92
6.5.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE BARRAS EM “U” À COMPRESSÃO	94
6.6.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE BARRAS EM “U” À FLEXÃO	97
6.7.	CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES ACOPLADAS	99
6.8.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE SECÇÕES ACOPLADAS	102
6.8.1.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE COLUNAS EM “C” BACK TO BACK.....	102
6.8.2.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE VIGAS EM “C” BACK TO BACK.....	104
6.8.3.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE COLUNAS EM “U” BACK TO BACK.....	106
6.8.4.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE VIGAS EM “U” BACK TO BACK.....	109
6.8.5.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE COLUNAS EM “UC”	111
6.8.6.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE VIGAS EM “UC”	114
6.8.7.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE COLUNAS EM “UCCU”	116
6.8.8.	VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE VIGAS EM “UCCU”	119
7.	CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	122

8. BIBLIOGRAFIA	124
ANEXO	126

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1- Formas típicas de secções de elementos de aço enformado a frio	12
Fig. 2-Secções em “C” (a) e em “U” (b) comercializadas pela Perfisa	13
Fig. 3- Dimensões normalizadas de uma secção típica	16
Fig. 4- Sistema de convenção de eixos do Eurocódigo	17
Fig. 5- Modelo para o cálculo das larguras nominais	19
Fig. 6- Secções de elementos curvos (a) regulamentar e (b) adotado nas tabelas do fabricante.....	20
Fig. 7- Patamares de cedência das diferentes classes.	21
Fig. 8- Modo de distorção de uma coluna.	23
Fig. 9- Excentricidades e_{Ny} e e_{Nz} para um caso geral em relação ao referencial cartesiano central principal inicial.....	28
Fig. 10- Área efetiva de secção (a) em “C” à compressão, (b) em flexão pura em torno de y-y e (c) em torno de z-z.....	34
Fig. 11- Área efetiva de perfil (a) em “U”, à compressão, (b) em flexão pura em torno de y-y e (c) em flexão em torno de z-z.	35
Fig. 12 - Modos de encurvadura local de placa (a) e (b), e os modos de encurvadura distorcional (c) e (d)	36
Fig. 13- Secção bruta inicial.....	36
Fig. 14- Secção efetiva para $k=\infty$	37
Fig. 15- Cálculo da rigidez da mola k e da tensão crítica σ_{cr}	37
Fig. 16- Cálculo do fator de redução (χ_d) e da espessura reduzida (t_{red}).....	37
Fig. 17- Sistemas reais e equivalentes para secções em “C” e em “Z”, quer para flexão quer para compressão.	38
Fig. 18- Ilustração da geometria introduzida no programa.	39

Fig. 19- Corte com todas as cotas do reforço e representação do eixo a-a, de acordo com o EC3-1-3 (5.7).....	39
Fig. 20- Secção efetiva em flexão com redução da espessura do reforço a uma escala da espessura t de 2:1.	41
Fig. 21- Ilustração de y_{com} e y_{ten} , para um momento em z-z.....	43
Fig. 22- Encurvadura por flexão/torção.	45
Fig. 23- Cargas críticas (N_{cr}) de encurvadura de uma secção com os CG e CC coincidentes.	48
Fig. 24- Instabilidade global por flexão (a) e instabilidade global por flexão/torção (b).	48
Fig. 25- Propriedades brutas da secção e (b) tensões aplicadas, do CUF5M.	55
Fig. 26- 1º modo de deformação no CUSFM. Encurvadura de placa na alma.	56
Fig. 27- 1º modo de deformação no CUSFM- Encurvadura distorcional	57
Fig. 28- 1º modo de deformação com o banzo aparafusado ao OSB.	58
Fig. 29- 1º modo de deformação para o perfil aparafusado e para meio comprimento de onda de 600 mm.	59
Fig. 30- Dados para o Software “CUF5M 4”.	60
Fig. 31- Alguns resultados do Software “CUF5M 4”.....	60
Fig. 32- Inércia de empenamento para secções em "U" e "I".....	61
Fig. 33- (a) Perfis em “C” e (b) “U” “Back to back”.....	62
Fig. 34- (a) Secção composta fechada com perfis “C” mais “U”; (b) Secção composta de perfis em “C” “Back to Back” com perfis em “U” a fechar.	62
Fig. 35- Comprimentos de semi-comprimentos de onda.	63
Fig. 36- Afastamento entre parafusos “S”.	64
Fig. 37- Distância dos parafusos em relação á L.N.....	66
Fig. 38- Abaco da razão $k\sigma$; a/b.	66

Fig. 39- Secção “C” back to back (a) em compressão, (b) em flexão em torno de y-y (c) em flexão em torno de z-z.	67
Fig. 40- Secção “U” back to back (a) em compressão, (b) em flexão em torno de y-y (c) em flexão em torno de z-z.	67
Fig. 41- Secção “UC” back to back (a) em compressão. Secção (b) em flexão em torno de y-y (c) em torno de z-z.	68
Fig. 42- Secção “UCCU” back to back (a) em compressão, (b) em flexão em torno de y-y e (c) em torno de z-z.	68
Fig. 43- Dados de input do software.	69
Fig. 44- Pormenor da seção em C com espessuras de 0 mm nas secções duplicadas.	70
Fig. 45- Secção em “U” “Back to Back”.....	70
Fig. 46- Janela de output de dados dos perfis “U” costas com costas.....	71
Fig. 47- Dimensões do perfil.	71

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1- Perfis com secção em “C”, comercializados pela empresa “Perfisa”	14
Tabela 2- Perfis com secções em “U”, comercializados pela empresa “Perfisa”	15
Tabela 3- Gama de secções simples	17
Tabela 4- Perfis utilizados em secções acopladas.....	18
Tabela 5- Esbelteza máxima dos elementos da secção.....	19
Tabela 6- Classificação dos elementos internos comprimidos	24
Tabela 7- Classificação dos elementos externos comprimidos	25
Tabela 8- Elementos internos à compressão.	28
Tabela 9- Elementos externos à compressão.	29
Tabela 10- Elementos internos à compressão.	32
Tabela 11- Elementos externos à compressão.	33
Tabela 12- Eixos principais de encurvadura.	51
Tabela 13- Fatores de imperfeição.	51
Tabela 14- Fatores de correção de perfis de secções compostas.	72
Tabela 15- Comprimentos de elementos medidos ao raio médio secções em “C”.....	74
Tabela 16- Comprimentos de elementos medidos ao raio médio secções em “U”.....	75
Tabela 17- Classificação de secções de perfis em “C” à compressão.	75
Tabela 18- Classificação de secções de perfis em “C” à flexão.	76
Tabela 19- Classificação de secções em “U” à compressão.....	76

Tabela 20- Classificação de seções em “U” à flexão.....	77
Tabela 21- Comprimentos de alma a retirar da seção perfis em “C” à compressão.	77
Tabela 22- Comprimentos de alma a retirar da seção perfis em “C” à flexão.	78
.Tabela 23- Comprimentos de alma a retirar da seção perfis em “U” à compressão.	79
Tabela 24- Comprimentos de banzos a retirar da seção perfis em “U” à compressão.	79
Tabela 25- Comprimentos de alma a retirar da seção, perfis em “U” à flexão.	80
Tabela 26- Comprimentos de banzo a retirar da seção, perfis em “U” à flexão.	80
Tabela 27- Propriedades da seção bruta de perfis em “C”.....	81
Tabela 28- Dados da seção bruta fornecidos pela empresa.....	81
Tabela 29- Propriedades da seção efetiva de perfis em “C” à flexão.	82
Tabela 30- Propriedades da seção efetiva dadas pela empresa, “C” à flexão.....	82
Tabela 31- Propriedades efetivas das seções em “C” à compressão, calculados.	83
Tabela 32- Propriedades das seções brutas perfis em “U”, calculados.	84
Tabela 33- Propriedades das seções brutas de perfis em “U” fornecidas pela empresa. ...	84
Tabela 34- Propriedades das seções efetivas em “U” à flexão, calculadas.	85
Tabela 35- Propriedades das seções efetivas em “U” à flexão fornecidos pela empresa.	85
Tabela 36- Propriedades das seções efetivas em “U” à Compressão, calculadas.	86
Tabela 37- Verificação de requisitos geométricos dos reforços.	86
Tabela 38- Propriedades dos reforços.	87
Tabela 39- Parâmetros para cálculo da resistência dos reforços..	87
Tabela 40- Cálculo das espessuras reduzidas das seções de reforço.	88
Tabela 41- Propriedades efetivas das seções com influência da espessura reduzida do reforço.	88
Tabela 42- Cálculo das cargas críticas de barras em “C” à compressão.....	89

Tabela 43- Valores de cálculo à encurvadura de colunas.	90
Tabela 44- Valor resistente à encurvadura e resistente da secção.	90
Tabela 45- Valores de esforços normais resistentes para os distintos comprimentos de barra (kN).....	91
Tabela 46- Resistência à flexão dos perfis em “C” à instabilidade local de placa.....	92
Tabela 47- Cálculos dos M_{cr} 's das secções em “C”.....	93
Tabela 48- Momentos resistentes das secções em “C” à flexão e	93
Tabela 49- Cálculo das cargas críticas dos perfis em “U” à compressão.	94
Tabela 50- Esforços Normais resistentes à encurvadura por flexão, torção e flexão/torção.	95
Tabela 51- Comparação da resistência das secções aos diferentes fenómenos de instabilidade.....	95
Tabela 52- Valores de esforços normais resistentes para os distintos comprimentos de barra (kN).....	96
Tabela 53- Resistência das secções transversais dos perfis à flexão.	97
Tabela 54- Cálculo dos M_{cr} 's das secções em “U” para $L_y=L_{cr}=0.60m$	98
Tabela 55- Momentos resistentes de secções em “U” à flexão.	98
Tabela 56- Afastamento máximo entre parafusos em secções em “C” back to back.	99
Tabela 57- Dados necessários à classificação de seções.	99
Tabela 58- Classificação de almas de seções em “C” acopladas back to back em compressão e à flexão.....	99
Tabela 59- Propriedades efetivas de almas de seções em “C” acopladas em compressão.	99
Tabela 60- Afastamento máximo entre parafusos nas seções em “U” costas com costas.	100
Tabela 61- Dados para classificação de seções em “U” à compressão e à flexão.	100
Tabela 62- Classificação de seções em “U” à compressão e à flexão.....	101
Tabela 63- Propriedades efetivas da alma de seções em “U” acopladas à compressão.	101

Tabela 64- Propriedades efetivas das secções em “C” acopladas.....	102
Tabela 65- Raios de giração.....	102
Tabela 66- Fatores de redução.....	102
Tabela 67- Constantes de empenamento de torção.....	103
Tabela 68- Verificação de segurança à resistência das secções em compressão.....	103
Tabela 69- Cálculo de cargas críticas de colunas em "C" back to back (L=2.60m).	103
Tabela 70- Esforços normais resistentes à encurvadura por torção e flexão torção (L=2.60m).....	103
Tabela 71- Esforços normais resistentes de colunas com 2.6 m.....	104
Tabela 72- Esforços normais resistentes para colunas de 2.6, 2.8, 3.0 e 3.2 metros.	104
Tabela 73- Propriedades efetivas das secções em “C” back to back.....	104
Tabela 74- Raios de giração das secções em “C” back to back.....	104
Tabela 75- Constantes de empenamento e de torção das secções em “C” back to back. ...	105
Tabela 76- Momento crítico de secções em "C" back to back.....	105
Tabela 77- Momento resistente à encurvadura lateral de secções em "C" back to back. ...	105
Tabela 78- Momento resistente da secção transversal à flexão $M_{c,Rd}$	105
Tabela 79- Momento resistente de dimensionamento de secções em "C" back to back. ...	106
Tabela 80- Propriedades efetivas das secções em “U” back to back.....	106
Tabela 81- Raios de giração das secções em “U” back to back.....	106
Tabela 82- Cálculo do coeficiente de redução δ para secções em “U” back to back.	107
Tabela 83- Constantes de empenamento e torção secções em “U” back to back.....	107
Tabela 84- Cálculo de esforços normais resistentes da secção para secções em “U” back to back.....	107
Tabela 85- Cálculo do esforço normal crítico para secções em “U” back to back.....	107

Tabela 86- Cálculo do esforço normal resistente à encurvadura por compressão para perfis em “U” back to back.....	108
Tabela 87- Esforços normais resistentes de colunas com 2.6 metros.....	108
Tabela 88- Esforços normais resistentes de colunas acopladas por perfis em “U”.....	108
Tabela 89- Propriedades mecânicas da secção em “U” à flexão vigas em “U” back to back.....	109
Tabela 90- Momento resistente da secção transversal de vigas em “U” acopladas back to back.....	109
Tabela 91- Raios de giração de vigas em “U” acopladas back to back.....	109
Tabela 92- Constantes de torção e de empenamento de vigas em “U” acopladas back to back.....	110
Tabela 93- Momento crítico de vigas em “U” acopladas back to back.....	110
Tabela 94- Cálculo de momentos resistentes por encurvadura lateral de vigas em “U” acopladas back to back.....	110
Tabela 95- Momentos resistentes de vigas “U” back to back.....	111
Tabela 96- Propriedades efetivas das seções “UC” acopladas.....	111
Tabela 97- Raios de giração das seções “UC” acopladas.....	111
Tabela 98- Fatores de correção δ para seções “UC” acopladas.....	112
Tabela 99-Constantes de torção e empenamento para seções “UC” acopladas.....	112
Tabela 100- Esforço normal crítico N_{cr} para seções “UC” acopladas (L=2.6 metros).....	112
Tabela 101- Esforço normal resistente à encurvadura lateral para seções “UC” acopladas (L=2.6 metros).....	113
Tabela 102- Esforço normal resistente a fenómenos de instabilidade local para seções “UC” acopladas.....	113
Tabela 103- Resistência de colunas com seções “UC” acopladas para 2.6 metros.....	113
Tabela 104- Resistência de colunas com seções “U” e “C” acopladas para os diferentes comprimentos.....	113

Tabela 105- Propriedades efetivas das secções acopladas “UC” .	114
Tabela 106- Momentos resistentes à encurvadura local das secções acopladas “UC” .	114
Tabela 107- Raios de giração das secções acopladas “UC” .	114
Tabela 108- Constantes de torção e de empenamento para secções acopladas “UC” .	115
Tabela 109- Momentos críticos para secções acopladas “UC” .	115
Tabela 110- Momentos resistentes à encurvadura lateral para secções acopladas “UC” .	115
Tabela 111- Momentos de dimensionamento das secções acopladas em “UC” à flexão .	116
Tabela 112- Propriedades efetivas das secções acopladas “UCCU” .	116
Tabela 113- Esforços normais resistentes da secção à compressão .	116
Tabela 114- Raios de giração das secções acopladas “UCCU” .	117
Tabela 115- Fatores de redução das secções acopladas “UCCU” .	117
Tabela 116- Constantes de empenamento e de torção para secções acopladas “UCCU” .	117
Tabela 117- Determinação da carga crítica N_{cr} para secções acopladas “UCCU” ($L=2.60$ m).	118
Tabela 118- Determinação do esforço normal resistente à encurvadura por compressão para secções acopladas “UCCU” ($L=2.60$ m).	118
Tabela 119- Resistência de colunas com secções acopladas “UCCU” ($L=2.60$ m).	118
Tabela 120- Resistência de colunas com secções acopladas “UCCU” .	119
Tabela 121- Propriedades efetivas das secções acopladas “UCCU” à flexão .	119
Tabela 122- Momentos resistentes das secções acopladas “UCCU” à flexão .	119
Tabela 123- Raios de giração das secções acopladas “UCCU” à flexão .	120
Tabela 124- Constantes de torção e de empenamento para secções acopladas “UCCU” .	120
Tabela 125- Momentos críticos para secções acopladas “UCCU” .	120

Tabela 126- Momentos resistentes à encurvadura lateral para secções acopladas “UCCU”.	120
Tabela 127- Momentos resistentes para secções acopladas “UCCU” à flexão.	121

SIMBOLOGIA

Minúsculas Românicas

- a_i - área de cada elemento "i" da secção do perfil
- b - largura do banzo do perfil
- b_1 - distância da ligação banzo-alma ao centro de gravidade da secção
- b_c - comprimento nominal do banzo medido entre os pontos "P" raio médio de curvatura
- b_{e1} - comprimento efetivo junto à fibra mais comprimida da alma
- b_{e2} - comprimento efetivo junto à linha neutra na parte comprimida da alma
- b_{eff} - comprimento efetivo
- b_p - medida do banzo entre o ponto médio das curvas num troço reto
- c - dimensão do reforço
- cc - comprimento do reforço medido até ao raio de curvatura do banzo
- e_N - excentricidade do CG da secção efetiva em relação ao CG da secção bruta
- e_{Ny} - excentricidade do CG da secção efetiva em relação ao CG da secção bruta medida no eixo z-z
- e_{Nz} - excentricidade do CG da secção efetiva em relação ao CG da secção bruta medida no eixo y-y
- f_{ub} - tensão última do aço
- f_{yb} - tensão de cedência de base do aço
- gr - distâncias paralelas a cada um dos elementos da secção e cotada na Fig. 5.
- h - altura do perfil
- h_c - altura da alma do perfil medida entre pontos médios do raio de curvatura
- i_C - raio de giração polar em relação ao centro de corte
- i_y - raio de giração em torno de y-y

- i_z - raio de giração em torno de z-z
- m - número de elementos planos na secção
- n - número de dobras da secção
- r - raio interno entre dois troços retos consecutivos
- r_m - raio médio
- t_f - espessura do banzo
- t_i - espessura de cada um dos elementos "l" da secção
- t_{red} - espessura reduzida do reforço
- u - carga unitária
- y_0 - abcissa do centro de corte em relação ao centro de gravidade
- z_0 - ordenada do centro de corte em relação ao centro de gravidade

Maiúsculas Românicas

- A_{eff} - área efetiva
- A_g - área da secção bruta
- A_n - área interna da secção tubular medida pela linha média das partes da secção
- A_s - área do reforço
- B_{rej} - largura não efetiva de um elemento da secção
- E - módulo de elasticidade
- G - módulo de distorção
- $I_{eff,y}$ - inércia efetiva em torno do eixo y-y
- $I_{eff,z}$ - inércia efetiva em torno de z-z
- I_s - inércia do reforço
- I_t - Inércia de torção
- I_w - inércia de empenamento

$I_{y,min}$	-	Inércia mínima em torno de y-y
$I_{z,min}$	-	Inércia mínima em torno de z-z
K	-	rigidez da mola
K_1	-	constante do cálculo da força concentrada resistente
K_σ	-	coeficiente de encurvadura do elemento
L	-	comprimento de encurvadura
L_y	-	comprimento de encurvadura em torno do eixo y-y
L_z	-	comprimento de encurvadura em torno do eixo z-z
M_{cr}	-	momento crítico elástico
M_{el}	-	momento elástico
M_{pl}	-	momento plástico
$M_{y,Ed}$	-	momento fletor atuante de cálculo em torno do eixo forte
$M_{y,Rk}$	-	momento resistente característico
$N_{b,Rd}$	-	esforço normal resistente à encurvadura por flexão, torção e/ou flexão-torção
$N_{cr,T}$	-	carga crítica de torção
$N_{cr,TF}$	-	carga crítica de torção/flexão
$N_{cr,y}$	-	carga crítica de flexão em torno do eixo y-y
$N_{cr,z}$	-	carga crítica de flexão em torno do eixo z-z
N_{Ed}	-	esforço normal atuante
N_{Rd}	-	esforço normal resistente
N_{rk}	-	esforço axial resistente característico
P_{barra}	-	carga crítica
P_{cr}	-	carga crítica de colunas
P_{Ey}	-	carga crítica à encurvadura por flexão em torno de y-y
P_{Ez}	-	carga crítica à encurvadura por flexão em torno de z-z

- $P_{cr,T}$ - carga crítica à encurvadura por torção
- R_j - raio interno entre elementos curvos
- S - espaçamento máximo entre parafusos
- $W_{el,y,min}$ - módulo de flexão mínimo em torno de y-y
- $W_{el,z,min}$ - módulo de flexão mínimo em torno de z-z
- $W_{y,eff}$ - módulo efetivo de flexão
- Y_0 - abcissa do centro de corte no referencial central (do CG)
- Y_{cc} - abcissa do centro de corte ao referencial cartesiano inicial
- Y_{cg} - abcissa do centro de gravidade ao referencial cartesiano inicial
- Z_0 - ordenada no centro de corte no referencial central (do CG)
- Z_{cc} - ordenada do centro de corte relativa ao referencial cartesiano inicial
- Z_{cg} - ordenada do centro gravidade ao referencial cartesiano inicial

Letras Gregas

- Ψ - rácio de tensões
- α - fator de imperfeição
- δ - fator de correção
- ε - fator de redução da tensão de cedência do aço
- γ_{M0} - fator de segurança relativo à cedência
- γ_{M1} - fator de segurança relativo à encurvadura local ou global
- $\varphi(\xi)$ - rotação da secção à cota x
- v, ω - deslocamentos do centro de corte respetivamente nas direções y e x
- ϕ - parâmetro adimensional
- θ - ângulo entre dois troços retos em graus
- ν - coeficiente de Possion

- ΔM_{yEd} – momento adicional
- ρ – fator de redução de dimensões
- σ_1 – maior tensão de compressão no extremo do elemento da secção
- σ_2 – menor tensão (compressão ou tração) no extremo oposto da secção
- σ_{cr} – tensão crítica
- $\bar{\lambda}_b$ – esbelteza normalizada
- $\bar{\lambda}_{b,T}$ – esbelteza normalizada à torção pura
- $\bar{\lambda}_{bLT}$ – esbelteza normalizada por instabilidade lateral
- $\bar{\lambda}_{by}$ – esbelteza normalizada à flexão em torno do eixo y-y
- $\bar{\lambda}_{bz}$ – esbelteza normalizada à flexão em torno do eixo z-z
- $\bar{\lambda}_p$ – esbelteza normalizada de placa
- χ – fator de redução de tensão
- χ_{LT} – fator de redução de tensão por instabilidade à torção lateral

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

As estruturas em "*Light Steel*" tiveram a sua origem quando no final da segunda guerra mundial, a conjuntura económica levou a que o aço se tornasse uma matéria-prima bastante acessível e abundante em virtude do reaproveitamento de equipamento militar deteriorado, e da grande capacidade de produção das siderurgias de então, porque estavam vocacionadas a dar resposta às necessidades de produção para o armamento durante o conflito militar. Além disso as empresas na cadeia da indústria metalúrgica ganharam experiência na utilização do aço, que aleada ao facto de haver necessidade de reconstrução rápida no fim da guerra, passaram as mesmas a fabricar elementos metálicos para a construção de paredes divisórias no interior de edifícios. Apesar dos poucos estudos na área já nessa altura se achava que seria possível substituir toda a execução de estruturas por elementos metálicos enformados a frio, deixando a madeira de parte. A mudança decisiva ocorreu nos anos 80 quando, no continente Americano a legislação passou a impedir que a indústria madeireira continuasse a explorar as florestas mais antigas, o que incrementou o preço da madeira na ordem dos 80% em apenas 4 meses, tornando o aço uma matéria-prima economicamente competitiva.

Em Portugal, o crescimento deste tipo de construção tem vindo a ser retardado devido (i) à incipiente divulgação e formação neste tipo de construção nas escolas de engenharia, (ii) ao facto de ser um processo construtivo mais industrializado requerendo mais formação por todos os intervenientes na obra, (iii) ao facto de ser necessário ultrapassar alguns preconceitos de ordem cultural por parte do cliente, aspeto que aliás, está relacionado com a falta de divulgação adequada aos leigos na atividade de construção, por parte dos promotores deste tipo construtivo. Finalmente é de salientar, paradoxalmente, que este tipo de construção não tenha em Portugal um preço final mais baixo que a construção tradicional, como se passa nos Estados Unidos. Consequentemente, em Portugal, este processo construtivo é competitivo apenas a médio prazo na medida em que deste tipo de construção resultam menores gastos energéticos e de manutenção durante a utilização. É de facto apelativo para um cliente utilizador mas não para um cliente vendedor imobiliário sem formação nesta área.

Seguindo este tipo construtivo uma lógica de produção em cadeia, é necessária uma coerência dimensional entre os diversos materiais à venda no mercado, no sentido de minimizar desperdícios. Além disso alguns documentos apresentam-se com uma linguagem comercial, pouco esclarecedora face à nomenclatura dos regulamentos de construção e linguagem técnica precisa, e noutros casos sem a informação necessária de alguns parâmetros de cálculo, dimensionais e mecânicos importantes na engenharia. Verifica-se assim a necessidade de completar e melhorar a informação contida nos catálogos de perfis para um dimensionamento e prescrição eficaz dos mesmos.

Os edifícios com estruturas em aço leve, mais conhecidas por "*light steel framing*" (LSF), representam hoje uma alternativa viável, aos edifícios com estrutura em betão armado, sobretudo no que respeita a construções entre um a dois pisos. As estruturas em aço leve são rápidas de executar, e devido ao baixo peso dos materiais torna fácil o seu manuseamento, dispensando o uso de equipamentos pesados. O LSF é um sistema rentável uma vez que permite a utilização de todos os materiais, que são preparados em estaleiro pelo que se traduz num reduzido desperdício do material.

Tratando-se de estruturas constituídas na grande maioria por elementos muito esbeltos (na sua grande maioria da classe 4 segundo o Eurocódigo 3 Parte 1-1), o cálculo destas estruturas torna-se longo e complexo. Por isso usa-se em geral o dimensionamento prescrito baseado em regras criteriosas de montagem de subestruturas, como paredes, segmentos e painéis de lajes que se sabe à partida que suportam cargas até determinado valor. Esta metodologia recorre à consulta de Tabelas e exige o cumprimento de regras de montagem restritas. Esta forma de proceder sobredimensiona alguns elementos da construção pode ser pouco económica em termos de gastos de material.

Em alternativa há que fazer o cálculo explícito como acontece com outro género de estruturas. Para isso o projetista pode dimensionar e conceber o perfil com as dimensões que lhe são mais favoráveis. A execução dos mesmos é simples porque basta dobrar chapas, ou perfilar fitas com tais dimensões. Contudo, mesmo assim, fazendo o perfil "à medida", torna-se caro a não ser que se encomende em grande quantidade, para usar num conjunto de habitações com características iguais. Para evitar isto, as empresas apresentam em geral uma gama de perfis, que habitualmente têm em stock, prontos a usar e portanto muito mais baratos. No entanto os catálogos que disponibilizam essas mesmas características não se mostram rigorosos e por vezes incompletos. Na falta de alguns valores necessários ao dimensionamento o projetista deverá calculá-los o que em geral envolve algum trabalho adicional.

1.2. OBJETIVOS

Com a elaboração deste estudo pretende-se perceber quais as empresas fabricantes de perfis de aço enformado a frio, em Portugal, gama de perfis comercializados bem como a informação disponibilizada em catálogo, para efeitos de dimensionamento. O estudo recai também sobre as empresas construtoras que utilizam estes elementos estruturais.

Posteriormente serão desenvolvidas Tabelas com as propriedades físicas e geométricas das secções de perfis de aço leve. No caso das secções simples serão calculadas as áreas e módulos de flexão. Neste estudo selecionou-se uma gama de perfis que a empresa "*Perfisa*", fornecedora nacional de perfilaria, que disponibiliza nos seus catálogos. Verificou-se que nos seus catálogos havia, na nossa opinião, alguma falta de informação necessária para o dimensionamento e por isso pretendemos completá-lo e fazer um estudo minucioso de todas as propriedades geométricas e mecânicas para a flexão e para a compressão. Este estudo contabiliza os fenómenos de instabilidade local e global para um lote de vãos que foram considerados os mais usados.

Em seguida, estudamos secções acopladas de perfis, calculando-se o afastamento máximo entre os parafusos na alma de modo a garantir o comportamento de conjunto. Para secções acopladas foi escolhida uma gama de perfis em “C” com 150, 200 e 250 mm, e perfis em “U” com 153, 204 e 255 mm de altura as quais são usadas correntemente em obra. A seção acoplada é uma seção “reforçada” e por isso deve tirar-se partido do aumento de resistência, sobretudo nos perfis de gama mais baixa, aspeto que normalmente não é tido em conta. É necessário salientar, o facto de até ao momento não existir bibliografia destinada ao dimensionamento destas secções acopladas. A maioria dos fornecedores apenas apresenta as propriedades para as secções simples.

2. ESTADO DA ARTE

As construções em LSF, são hoje uma alternativa às estruturas tradicionais de aço/betão e são cada vez mais procuradas no mercado. A designação de LSF surge do facto de os perfis serem fabricados a partir de chapas com espessura reduzida e moldada a frio, o que os torna bastante leves por metro de comprimento. Nas construções em LSF, os perfis de aço são elementos estruturais principais, embora se considere o efeito do contraventamento conferido pelas placas de aglomerado de madeira Oriented Strand Board (OSB). Em zonas de risco sísmico deve completar-se no contraventamento com tiras em chapa em “cruz de Santo André”, ou com painéis de chapa, por detrás do OSB. Em países mais desenvolvidos, a construção em LSF é uma realidade bastante usual, já em Portugal, tal não acontece. No entanto, este tipo de construção tem vindo a ganhar uma maior implantação ao longo do tempo. São inúmeras as vantagens da utilização deste tipo de construção quando comparado com a construção tradicional de alvenaria pesada, como sejam:

- **Baixo peso**- Os elementos que constituem a estrutura em LSF são mais leves que as estruturas convencionais, pelo que o manuseamento dos mesmos requer menos tempo, diminuindo assim os custos de produção. Por outro lado o menor peso próprio dos materiais conduz a valores mais baixos de cargas estáticas aplicadas às fundações reduzindo os custos destas, minorando a eventual ocorrência de assentamentos diferenciais e conseqüentemente a formação de fissuras nas fachadas;
- **Preços competitivos**- A mão-de-obra utilizada neste tipo de construção é mais especializada e mais cara, mas como o tempo despendido na construção é menor ainda assim torna este sistema competitivo;
- **Rapidez**- (i) a fixação dos elementos é aparafusada com máquinas apropriadas de alto rendimento, (ii) não é necessário aguardar pelo tempo de presa dos materiais, como no betão ou em certas colagens, para avançar com a construção para os pisos superiores, (iii) dispensa cofragem, e claro, a desconfragem dos seus elementos, (iv) existem ainda construções modulares, que são preparadas e acabadas em estaleiro transportados para a obra já semiacabadas sendo montadas no decurso da construção;
- **Melhor qualidade dos materiais**- Outro fator importante de realçar, é o facto de os perfis serem fabricados por empresas especializadas certificadas e por isso são alvo de um rigoroso controlo, o mesmo acontecendo com as placas de OSB, de gesso, etc, o que garante qualidade dos materiais usados. Este tipo de construção recorre assim a processos rápidos de industrialização e a procedimentos de montagem certificados, otimizados e controlados;
- **Conforto**- Nas construções em LSF, consegue-se um conforto térmico e acústico (sobretudo aéreo) mais eficaz em relação à construção tradicional, porque as paredes (e pavimentos) deste tipo de construção têm uma caixa-de-ar grande em relação à construção tradicional formada entre os paramentos interiores e exteriores (ou laje e teto falso) que preenchida por uma camada espessa de lã de rocha ou de vidro, o que melhora o desempenho térmico e o desempenho acústico. A espessura das chapas de aço dos perfis é muito reduzida, é usada em grande quantidade mas

não está em contacto direto com o exterior e por isso se eliminam as pontes térmicas. É de salientar que o próprio revestimento exterior final melhora o corte de todas as eventuais pontes térmicas [1].

A construção em LSF é indicada para edifícios novos, de uso habitacional mas também apresenta grandes vantagens na reabilitação de pavimentos e coberturas. Para estes casos a construção em LSF é eficiente, uma vez que o peso próprio por metro quadrado é mais baixo que o da construção tradicional permitindo assim que se mantenham, num determinado edifício, os elementos estruturais existentes, sem a necessidade de ter que se aumentar a sua resistência e rigidez originais. O que se verifica em muitos casos de reabilitação com este tipo de material é o aumento do número de pisos do edifício sem que se supere o peso global da estrutura inicial.

Há algumas desvantagens na utilização do LSF que importa salientar, como [1]:

- Problemas de instabilidade dos elementos: como a encurvadura local, distorcional e de torção, devido à reduzida espessura dos seus elementos, que minoram a sua resistência face à secção bruta;
- Os cálculos relativos ao dimensionamento deste tipo de estruturas são significativamente mais complexos do que para outro tipo estruturas;
- Menor resistência ao fogo: os perfis de LSF quando comparados com perfis de aço laminado a quente, redução de resistência e instabilidade precoces quando submetidos a altas temperaturas, devido ao facto de terem grande condutibilidade térmica, propagando os efeitos locais do fogo num determinado ponto para outras zonas mais distantes. Além disso em estruturas hiperestáticas o aumento de temperatura traduz-se num aumento de esforços axiais para a qual a estrutura não está preparada, manifestando-se assim fenómenos de encurvadura local e global em vários elementos;
- O processo de galvanização torna os perfis de aço leve mais caros;
- Este tipo de construção quando comparado com a construção tradicional apresenta a desvantagem de não resistir a fenómenos naturais como tornados, o que leva à perda total da construção, embora nas construções tradicionais também haja grandes prejuízos.

Em Portugal existem diversos fatores que estão a atrasar a construção em LSF como sejam:

- A atual conjuntura económica pouco propícia a investimento;
- Falta de divulgação;
- Falta de formação de profissionais responsáveis pela montagem deste tipo de construção;
- A necessidade de ultrapassar as barreiras culturais para a aceitação desta solução construtiva;
- A constatação de que os preços finais ainda muito elevados comparados com os preços da construção tradicional. São as cadeias de empresas envolvidas neste sistema construtivo e pioneiras no setor que pretendem manter as margens de lucro elevadas. Pensamos nós, que os responsáveis por este “encarecimento”.

2.1. COMERCIALIZAÇÃO DE PERFIS

São produzidas bobines de aço pelas siderurgias que as disponibilizam a empresas perfilhadoras. Recorrendo a quinadeiras, mas sobretudo a perfiladoras de roletes, são produzidos os perfis. As perfiladoras estão muitas vezes conectadas a sistemas CAM, que significa “Computer Aided Manufacturing”, (Fabricação Assistida por Computador), que interpretando os desenhos produzem e cortam os perfis à medida, lidos nas peças desenhadas de projeto, executam eventuais furações e cortes de pormenor, e, imprimem o número de série do produto compatível com o desenho para execução em obra.

Para o correto dimensionamento dos perfis os catálogos fornecidos pelas empresas deviam conter os seguintes parâmetros:

- Dimensões do perfil e a sua cotagem precisa;
- Propriedades dos materiais;
- Propriedades da seção bruta como, área, Inércias e módulos de flexão em torno dos eixos centrais principais;
- Propriedades da seção efetiva como área efetiva, inércias e módulos de flexão efetivos, bem como excentricidades ao centro de gravidade da secção efetiva ao referencial cartesiano central;
- Posição do centro de corte da seção bruta;
- Inércia de empenamento;
- Inércia de torção;
- Raios de giração.

Apresentam-se as principais empresas que comercializam perfis, os tipos e gamas disponibilizadas, e as informações que constam nos seus catálogos:

- “*Barraferros*” (<http://www.barraferros.com/>) é uma empresa versátil no que diz respeito à conceção de perfis de aço enformado a frio, apresentando uma gama alargada de perfis, sendo os mais correntes o perfil em “C”, o perfil “Z” e o perfil “Ω”. No entanto esta empresa apenas fornece as propriedades do material e as propriedades da seção bruta em catálogo.
- A “*Ferpinta*” <http://www.ferpinta.pt/> dedica-se à produção de perfis metálicos de aço enformado a frio tubulares, pouco usadas em LSF. O seu catálogo considera (i) propriedades dos materiais, (ii) dimensões massas e espessuras dos perfis, (iii) área, (iv) momentos de inércia, (v) módulos efetivos e (vi) raio de giração.
- A “*Steelex*” <http://www.steelex.pt/> dedica-se à conceção de perfis em “C”, perfis em “Z” e perfis em “U” e fornece em catálogo apenas as propriedades geométricas da seção bruta.
- A “*O FELIZ*” http://www.ofeliz.pt/sites/default/files/o_feliz_chapa_perfilada.pdf dedica-se principalmente ao comércio de chapas perfiladas autoportantes para lajes mistas, mas para além disso, fornece perfis de aço enformado a frio, perfis em “C” e perfis em “Z”. Em catálogo são dadas as informações as propriedades da seção bruta e todas as propriedades necessárias como: (i) módulo de flexão, (ii) inércia em torno dos dois eixos transversais, (iii) coordenadas do centro de

- gravidade e centro de corte, (iv) raio de giração, (v) inércia de empenamento, e (vi) inércia de torção. Faltam as propriedades da secção efetiva.
- A empresa “UtilPerfil” <http://www.utilperfil.pt/index.php?lang=pt> apresenta em catálogo quatro classes de perfis diferentes, perfis em “C”, perfis em “Z”, perfis em “Ω” e perfis em “U”. para cada uma das classes apresentadas são fornecidos os seguintes dados: (i) propriedades geométricas das secções brutas, (ii) inércias em torno dos dois eixos transversais, (iii) módulos de flexão, (iv) posição do centro de gravidade. Seria necessário completar as Tabelas com alguns dados da secção bruta e todas as características da secção efetiva.
 - A “Perfitec” http://www.perfitec.pt/galeria/paginas/MADRES_LOWres_perfitec.pdf especializa-se na conceção de dois tipos de perfis, o perfil “Ω” e o perfil em “C”. O seu catálogo fornece: (i) propriedades geométricas da secção bruta, (ii) inércias em torno dos eixos transversais e (iii) posição do centro de gravidade. Em contraste com as empresas enumeradas nos pontos anteriores são dadas as propriedades da secção efetiva, como: (i) excentricidades do centro de gravidade da secção efetiva em relação ao centro de gravidade da secção bruta, (ii) área efetiva, (iii) inércias em torno dos eixos das secções transversais e (iv) módulos de flexão efetivos. Pensamos ser necessário complementar as tabelas fornecidas com a (i) inércia de torção, (ii) inércia de empenamento e (iii) coordenadas do centro de corte das secções.
 - A “Colaborante” <http://www.colaborante.pt/empresa.php>, dedica-se principalmente à conceção e comercialização de chapas perfiladas colaborantes, embora presente em catálogo perfis de aço enformado a frio, em “C”, em “U” e em “W”. A empresa não forneça informação de quaisquer dimensões ou informações necessárias ao dimensionamento.
 - A “Perfisa” (<http://www.perfisa.net/>) à semelhança de outras empresas citadas nos pontos anteriores dedica parte da sua atividade à conceção e comércio de perfis de aço enformado a frio em “W”, perfis em “C” e perfis em “U” e fornece catálogos com (i) as propriedades geométricas da secção bruta, (ii) coordenadas do centro de gravidade, (iii) inércia em torno dos dois eixos das secções transversais e (iv) módulo de flexão. Além disso é dada apenas informação acerca dos módulos de flexão efetiva. Faltam algumas propriedades da secção bruta como: (i) coordenadas do centro de corte, (ii) raios de giração, (iii) inércia de torção e (iv) inércia de empenamento, (v) área efetiva da secção, e (vi) excentricidade do centro de gravidade da secção bruta em relação ao centro de gravidade da secção efetiva.

A “Perfisa” por se tratar de uma empresa já com alguma dimensão apresenta um catálogo relativamente completo, mas na nossa ótica ainda insuficiente. Por isso o nosso trabalho recaiu sobre os catálogos desta empresa. No estudo usamos informações da geometria da secção bruta e a partir destes recalculamos as grandezas mecânicas de resistência com o objetivo de fazer uma análise comparativa com os valores do fabricante. As grandezas referidas são:

- Área da secção bruta e efetiva;
- Inércias em torno dos eixos y-y e z-z;

- Módulos de flexão;
- Coordenadas do centro de gravidade;
- Coordenadas do centro de corte;
- Inércia de torção;
- Inércia de Empenamento;
- Raios de giração y-y e z-z;
- Excentricidades do centro de gravidade da secção efetiva em relação ao centro de gravidade da secção bruta;
- Valores resistentes das secções e barras.

2.2. CONSTRUÇÃO EM LSF

Uma das empresas de construção, que surge como uma das principais e mais prestigiadas no nosso País quer na construção de moradias em LSF bem como na reabilitação de edifícios antigos com recurso a este sistema inovador é a “Futureng” (<http://www.futureng.pt/>). É uma empresa muito versátil que realiza a construção de edifícios “*in situ*”, e que também possui a capacidade de adotar as tecnologias da (i) painelização que é um processo de montagem dos perfis formando painéis metálicos, e da (ii) modulação que é construção prévia em fábrica de divisões da habitação.

A painelização pode ser realizada em obra, preferencialmente, ou em fábrica.

A segunda, diz respeito a um tipo de construção onde os perfis de aço enformado a frio são acoplados e montados na fábrica preenchidos com os painéis de OSB e executado o seu acabamento, transportados para a obra, onde os módulos são encaixados no sítio. Na obra terá apenas de se proceder ao acabamento dos módulos. É um método extremamente limpo de resíduos e permite reduzir o tempo de execução.

Outra atividade da Futureng é atuar na reabilitação de edifícios por substituição do interior dos mesmos mantendo a sua fachada original.

Outras empresas que operam no mercado são: “*Betonit*” (<http://www.betonit.pt/>), a “*Somundy*” (<http://www.somundyportugal.com/>), a “*Solu*” (<http://soluft.pt/lfs.php>), a “*Bloken*” (<http://www.bloken.pt/aco-leve/>), a “*Concept Casa*” (<http://www.concept-casa.com/>), a “*Scale*” (<http://scale.com.pt/>), a “*ConstFuturo*” (<http://constfuturo.com/noticias/construcao-lsf/>) e a “*Toketo*”. Tal como a Futureng algumas destas empresas já têm projetistas que realizam a conceção e o cálculo de estabilidade entre outras especialidades.

2.3. ESTADO DA ARTE DOS DOCUMENTOS NORMATIVOS

Há mais de um século, os produtores de aço Norte-Americanos sentiram necessidade de se associar e passaram a trabalhar como parceiros e membros do Instituto do Ferro e do Aço Americano (AISI's). Estes foram responsáveis por promover e influenciar as políticas públicas, de educar e formar a opinião pública com o objetivo de formar uma indústria siderúrgica forte e sustentável dos Estados Unidos e da América do Norte comprometida com a fabricação de produtos que atendem às necessidades da sociedade.

A missão geral da AISI's foi formar centros em torno de objetivos comuns e com visão clara do futuro. Objetivos principais da AISI's são:

- Defender políticas públicas que apoiam um ambiente competitivo para a fabricação doméstica;
- Fornecer produtos de alta qualidade e valor acrescentado para um vasto leque de clientes;
- Produzir aço de uma forma segura e amiga do ambiente;
- Aumentar o mercado de aço da América do Norte em ambas as aplicações tradicionais e inovadoras.

AISI é a voz da indústria da siderurgia Norte-Americana na arena política pública e introduz o aço no mercado como material preferido do cliente. AISI também desempenha um papel importante de liderança e desenvolvimento na aplicação de novos aços e tecnologia de produção de aço. AISI é composta por 19 empresas associadas, incluindo as siderurgias e fornos elétricos, e cerca de 124 membros associados que são fornecedores ou clientes da indústria siderúrgica [2].

Durante o último meio século, a AISI desenvolveu o documento normativo "Specification for the design of Cold-Formed Steel Structural Members" (Regulamento para o Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço Enformado a Frio), o documento técnico original utilizado na América para a indústria do LSF. Nos últimos anos a AISI publicou vários outros documentos técnicos, incluindo guias e manuais para o cálculo e construção com perfis de aço enformado a frio. Esta aposta por parte da associação lançou bases sólidas para a implantação e crescimento da construção em LSF não só na América mas um pouco por todo o mundo [2].

Cronologia da AISI	
1855	Fundação da American Iron Association
1864	A designação é mudada para American Iron and Steel Association
1908	A American Iron and Steel Association é transformada no American Irons and Steel institute, com sede em Nova Iorque
1966	O AISI abre o primeiro escritório em Washinton D.C.
1974	O AISI estabelece a sua sede em Washinton D.C.

O documento normativo da América do Norte para o projeto de elementos estruturais de aço enformados a frio “North American specification for the Design of Cold-formed Steel Strutral Members”, são documentos de regulamentação para este tipo de construção, e é válido no Canadá, Estados Unidos e México. Esta norma substitui a antiga edição do (i) caderno de especificações para o projeto de elementos estruturais de aço enformado a frio Norte-americano de 2001, (ii) as edições anteriores do regulamento para o projeto de elementos estruturais de aço enformados a frio publicado pela AISI, e (iii) as edições anteriores do CSA (Canadian Steel Association) S136, “Elementos estruturais de aço enformado a frio-2, publicado pela Canadian Standards Association [2].

O regulamento foi desenvolvido por um esforço conjunto do comité da AISI, o comité técnico da associação Canadian Standards responsável pelo “Elementos de aço enformados a frio (S136)” e a Câmara Nacional do Ferro e do Aço (CANACERO) no México. Este esforço foi coordenado pela comissão de regulamentos Norte-Americana, que era composta por membros do comité da AISI e da comissão do S136 da CSA [2].

Desde a implantação do novo regulamento que se destina ao uso no Canadá, México e Estados Unidos, foi necessário desenvolver uma forma que permita diferenciar os requisitos específicos de cada um dos países no documento normativo. Pelo que se conceberam anexos específicos para cada país.

O regulamento fornece de forma integrada a possibilidade de abordar cada um dos seguintes conceitos: projeto por tensões admissíveis (allowable strenght design), projeto por fator de carga e de resistência (load and resistance factor design) e projeto por estados limite (limit states design). Isto consegue-se através da inclusão de fatores de resistência adequados a cada uma das filosofias de dimensionamento descritas [2].

2.3.1. NORMAS EUROPEIAS

Como todos sabemos a introdução dos Eurocódigos no continente Europeu obrigou a uma mudança do paradigma do dimensionamento individualizado País a País, passando o dimensionamento de estruturas a obedecer a um determinado padrão europeu comum.

No passado, na Europa, o sistema LSF era pouco estudado e utilizado como sistema estrutural, mas com a introdução dos novos documentos normativos passou a haver cobertura legal europeia específica (e sobretudo em Portugal porque já havia em Espanha por exemplo) [3,4] dedicada ao dimensionamento de estruturas de LSF, nomeadamente “A Norma Europeia EN 1993-1 Eurocódigo 3:projeto de estruturas de aço: Part 1-3 Regras gerais-Regras suplementares para elementos e chapas de aço enformado a frio, que foram elaboradas pelo comité técnico CEN/TC250 “Eurocódigos Estruturais” [5].

2.3.2. EUROCÓDIGO 3-1-3

“Esta Norma Europeia está de acordo com os regulamentos Internos CEN-CENELEC, as organizações nacionais de normalização de cada um dos países que a integram, e são obrigados a implementá-la. Esses países são: Áustria, Bélgica, Chipre, República Checa, Dinamarca, Estónia, Finlândia, França, Alemanha, Grécia, Hungria, Islândia, Irlanda, Itália, Letónia, Lituânia, Luxemburgo, Malta, Países Baixos, Noruega, Polónia, Portugal, Roménia, Eslováquia, Eslovénia, Espanha, Suécia, Suíça e Reino Unido [5].

A título de curiosidade, no Canadá existe um documento (*Architectural design guide*) focado apenas na arquitetura de construções com LSF, e que é um guia para arquitetos e engenheiros de estruturas em aço leve. O documento tem por objetivo ajudar aqueles técnicos na seleção, conceção e detalhe de paredes, pisos e sistemas em LSF. O documento é um complemento ao “Manual de Projeto de Estruturas de Aço Leve” publicado em 1991 pelo CSSBI [6].

Este guia é um eventual exemplo do que poderia ser adotado a nível Nacional e Europeu, porque faz a ponte entre os arquitetos e os engenheiros, intervenientes importantes na conceção, dimensionamento e execução. Na verdade os engenheiros projetistas encontram, muitas vezes, barreiras arquitetónicas difíceis de ultrapassar porque são incompatíveis com este tipo de sistema construtivo sendo também importante a formação especializada dos arquitetos neste domínio.

2.3.3. ANEXO NACIONAL DA EN 1993-1-3

O anexo estabelece valores e procedimentos alternativos, recomenda classes e inclui notas onde as escolhas nacionais podem ser feitas. Portanto, a implementação da Norma Nacional NP EN 1993-01-03 deveria ter um Anexo Nacional com todos os Parâmetros determinados a nível Nacional para ser usado para o projeto de estruturas de aço a serem construídas em Portugal. Na verdade esta norma não foi alterada pela comissão Nacional pelo que se usa a versão “standard” ou comum [5].

O Eurocódigo 3 parte 1-3 surge apenas em 1996, à imagem do regulamento Americano *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Member* cuja primeira versão é de 1955, e tal como este adota a utilização de Anexos nacionais. Uma norma comum para a Europa faz aglutinar sinergias de vários países que em conjunto podem promover a sua tecnologia de nível intercontinental com maior impacto.

3. GEOMETRIA EFETIVA DAS SECÇÕES DE CÁLCULO

3.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

As partes EC3-1-3 do EC3, e algumas disposições da parte EC3-1-5 deste último código, tratam do projeto específico de estruturas de aço enformado a frio [5,7,8].

As secções de aço leve, de acordo com os regulamentos acima referidos são classificados como:

- Secções simples abertas;
- Secções acopladas abertas;
- Secções acopladas fechadas;

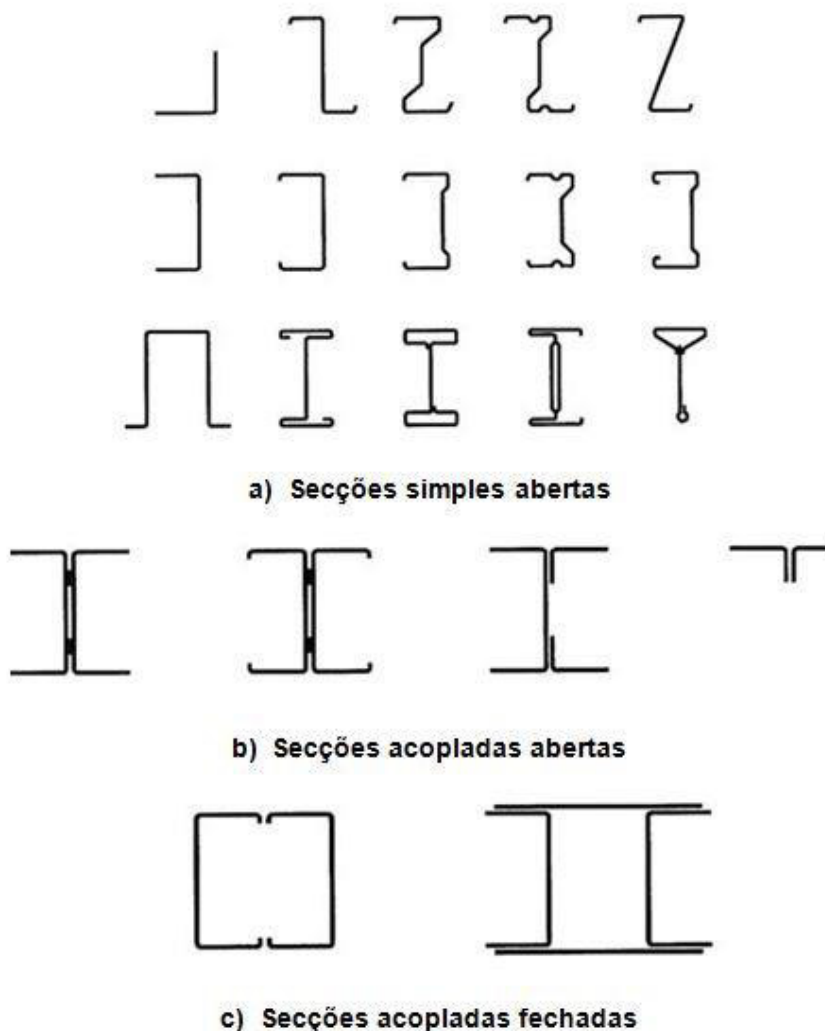


Fig. 1- Formas típicas de secções de elementos de aço enformado a frio [5].

As secções que serão objeto de estudo neste trabalho, serão:

- Secções abertas em “C”,
- Secções abertas “U”

mostradas na Fig. 2.

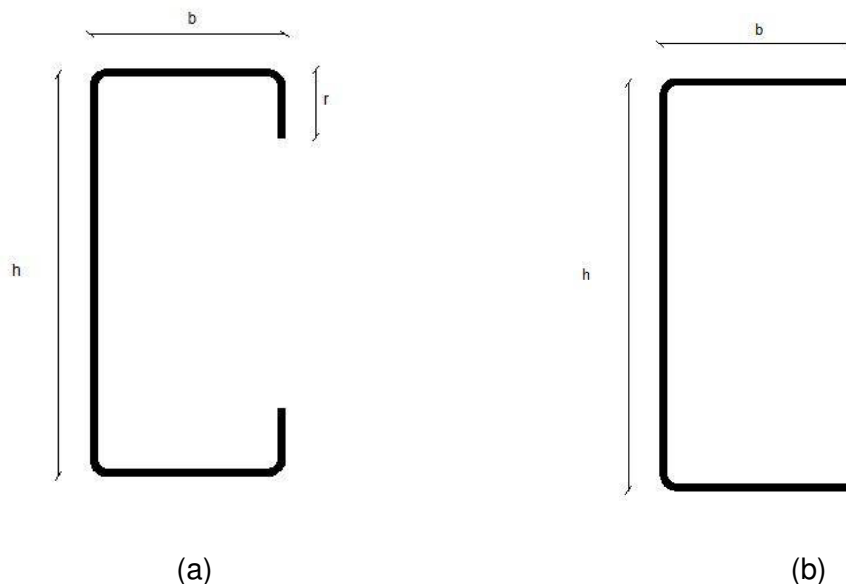


Fig. 2-Secções em “C” (a) e em “U” (b) comercializadas pela Perfisa

Neste estudo utilizou-se inicialmente as secções simples abertas em “C”, porque são as mais frequentemente utilizadas como elementos estruturais e claro as mais comercializadas. Baseamo-nos na geometria dos perfis que a Perfisa disponibiliza no seu catálogo e apresentado na Tabela 1. A certificação dos valores das características mecânicas patentes nessa tabela será o objetivo do nosso estudo. Posteriormente verificaremos as secções em “U” da Tabela 2.

Tabela 1- Perfis com seção em “C”, comercializados pela empresa “Perfisa”

PERFISEM C	e (mm)	a (mm)	b (mm)	C (mm)	P (kg/ml)	A (mm ²)	YG (mm)	ZG (mm)	Iz (mm ⁴)	Wpl.z (mm ³)	Wel.z (mm ³)	Iz (mm)	ly (mm ⁴)	Wpl.y (mm ³)	Wel.y (mm ³)	ly (mm)	wef.y,min (mm ³)	Wef.z,min (mm ³)	Wef.z,min (mm ³)
C90x1,5 *	1,5	15	43	90	2,426	300	45,0	15,3	390240	10035	8872	36	81910	3229	2954	17	-	2954	2844
C90x2,0	2,0	15	43	90	3,234	396	45,0	15,3	509088	13164	11313	36	105431	4167	3805	16	-	3805	3754
C90x2,5	2,5	15	43	90	4,043	490	45,0	15,3	622521	16188	13834	36	127209	5037	4593	16	-	-	-
C110x1,5	1,5	15	43	110	2,661	330	55,0	14,0	621940	13185	11308	43	87669	4358	3018	16	-	3018	2860
C110x2,0	2,0	15	43	110	3,548	436	55,0	14,0	813281	17324	14787	43	112861	5663	3889	16	-	3889	3782
C110x2,5	2,5	15	43	110	4,435	540	55,0	14,0	996938	21338	18126	43	136193	8900	4696	16	-	4601	4694
C130x1,5	1,5	15	43	130	2,897	360	65,0	12,9	919640	16635	14148	51	92470	4378	3067	16	-	3067	2870
C130x2,0	2,0	15	43	130	3,862	476	65,0	12,9	1204695	21884	18634	50	119045	5699	3953	16	-	3953	3800
C130x2,5	2,5	15	43	130	4,828	590	65,0	12,9	1479354	26988	22759	50	143658	6956	4776	16	-	4707	4756
C150x1,5 *	1,5	15	43	150	3,132	390	75,0	11,9	1289340	20385	17191	57	96533	4397	3106	16	-	3106	2877
C150x2,0	2,0	15	43	150	4,176	516	75,0	12,0	1691308	26844	22551	57	124271	5731	4004	16	-	4004	3813
C150x2,5	2,5	15	43	150	5,220	640	75,0	12,0	2079771	33138	27730	57	149961	7005	4839	15	-	4789	4801
C170x1,5	1,5	15	43	170	3,368	420	85,0	11,1	1737040	24435	20438	64	100016	4413	3138	15	-	3138	2883
C170x2,0	2,0	15	43	170	4,490	556	85,0	11,2	2281121	32204	36837	64	128748	5760	4048	15	-	4046	3822
C170x2,5	2,5	15	43	170	5,613	690	85,0	11,2	2808188	39788	33038	64	155354	7049	4890	15	-	4854	4833
C200x1,5	1,5	15	43	200	3,721	465	100,0	10,1	2567965	31073	35680	74	104399	4438	3175	15	-	3175	2888
C200x2,0 *	2,0	15	43	200	4,961	616	100,0	10,2	3379841	40994	33768	74	134376	5800	4095	15	-	4095	3841
C200x2,5	2,5	15	43	200	6,202	765	100,0	10,3	4162688	50700	41627	74	162128	7111	4865	15	-	4930	4869
C250x1,5	1,5	15	43	250	4,310	540	125,0	8,8	4427840	43635	35423	91	110085	4471	3221	14	32477	3221	2895
C250x2,0	2,0	15	43	250	5,460	716	125,0	8,9	5832378	57644	46659	90	141668	5862	4155	14	45688	4155	3865
C250x2,5 *	2,5	15	43	250	7,183	890	125,0	9,0	7201854	71388	57615	90	170896	7207	5024	14	-	5019	4908

* O perfil assinalado, estão disponíveis em armazém com medidas standard. Restantes perfis fabricados sob consulta.

Tabela 2- Perfis com secções em “U”, comercializados pela empresa “Perfisa”

PERFIS EM U	e (mm)	a (mm)	b (mm)	P (kg/ml)	A (mm ²)	YG (mm)	ZG (mm)	Iz (mm ⁴)	Wpl,z (mm ³)	Wel,z (mm ³)	Iz (mm)	ly (mm ⁴)	Wpl,y (mm ³)	Wel,y (mm ³)	ly (mm)	wef,y,min (mm ³)	Wef,z,min (mm ³)	Wef,z,min (mm ³)
U93x1,5 *	1,5	43	93	2,108	264	46,5	10,9	361154	8939	7767	37	48305	2687	1504	14	5669	569	1433
U93x2,0	2,0	43	93	2,810	350	46,5	11,1	473635	11787	10186	37	63323	3545	1983	13	8399	1248	1948
U93x2,5	2,5	43	93	3,513	435	46,5	11,3	582311	14569	12523	37	77831	4387	2452	13	11388	2284	2451
U113x1,5	1,5	43	113	2,343	294	56,5	9,9	567339	11729	10041	44	51080	2702	1541	13	7526	558	1442
U113x2,0	2,0	43	113	3,124	390	56,5	10,0	745699	15487	13198	44	68979	3571	2032	13	11051	1246	1963
U113x2,5	2,5	43	113	3,905	485	56,5	10,2	918853	19169	16263	44	82349	4426	2513	13	14896	2306	2477
U133x1,5	1,5	43	133	2,579	324	66,5	9,0	832324	14819	12516	51	53342	2712	1569	13	9591	547	1448
U133x2,0	2,0	43	133	3,438	430	66,5	9,2	1095762	19687	16478	50	69968	3589	2070	13	13977	1242	1974
U133x2,5	2,5	43	133	4,298	535	66,5	9,4	1352395	24269	20337	50	86028	4454	2559	13	18742	2322	2483
U153x1,5 *	1,5	43	153	2,814	354	76,5	8,3	1162409	18209	15191	57	55221	2720	1592	12	11862	538	1452
U153x2,0	2,0	43	153	3,752	470	76,5	8,5	1531825	24087	20024	57	72432	3603	2100	12	17174	1237	1981
U153x2,5	2,5	43	153	4,469	585	76,5	8,7	1892936	29869	24744	57	89082	4475	2597	12	22924	2332	2504
U174x1,5	1,5	43	174	3,062	386	87,0	7,7	1584690	22092	18215	64	56881	2726	1611	12	14029	529	1455
U174x2,0	2,0	43	174	4,082	512	87,0	7,9	2091003	29242	24035	64	74616	3614	2125	12	20822	1232	1986
U174x2,5	2,5	43	174	5,103	638	87,0	8,1	2586606	36287	29731	64	91776	4491	2628	12	27678	2341	2513
U204x1,5	1,5	43	204	3,415	431	102,0	7,0	2337551	28212	22917	74	58832	2733	1633	12	17211	518	1459
U204x2,0 *	2,0	43	204	4,533	572	102,0	7,2	3087963	37372	30274	73	77183	3626	2154	12	26548	1225	1992
U204x2,5	2,5	43	204	5,691	713	102,0	7,4	3824274	46412	37493	73	94947	4509	2864	12	35109	2349	2521
U255x1,5	1,5	43	255	4,015	507	127,5	6,0	4072858	40165	31944	90	61358	2741	1660	11	22811	504	1462
U255x2,0	2,0	43	255	5,354	674	127,5	6,2	5387986	53259	42259	89	80507	3639	2190	11	36013	1215	1998
U255x2,5 *	2,5	43	255	6,692	840	127,5	6,4	6682219	66206	52410	89	99051	4530	2709	11	49471	2368	2531

* O perfis assinalados, estão disponíveis em armazém com medidas standard. Restantes perfis fabricados sob consulta.

No caso das secções acopladas foram estudados dois grupos distintos de elementos,

- Secções acopladas abertas;
- Secções acopladas fechadas.

Quanto às secções acopladas abertas foram estudadas as secções:

- Perfis acoplados em “C” *back to back*;
- Perfis acoplados em “U” *back to back*;

Para as secções acopladas fechadas foram estudadas as secções:

- Perfil “C” acoplado com perfil em “U”
- Perfis em “C” *back to back* e fechados com dois perfis em “U”

No caso de secções acopladas foram escolhidas três gamas de perfis C, 150, 200 e 250 mm, e outras gamas de perfis U, 153,204 e 255, normalmente utilizadas e que propiciam um rendimento maior de utilização (Tabela 4).

De acordo com a secção 1.5.3 do EC3 Parte 1-3 todas as dimensões dos perfis são apresentadas a partir das medidas da face exterior do elemento, sendo que, as que caracterizam os perfis são: “h” dimensão da alma, “b” dimensão do banzo, “c” dimensão do reforço e o “r” o raio da curvatura como mostra a Fig. 3 [5].

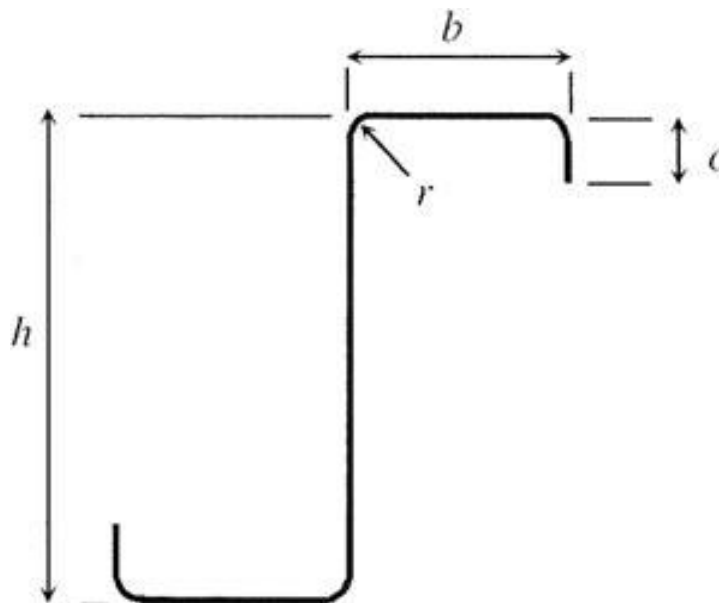


Fig. 3- Dimensões normalizadas de uma secção típica [5]

A designação dos eixos deve estar de acordo com a Fig. 4.

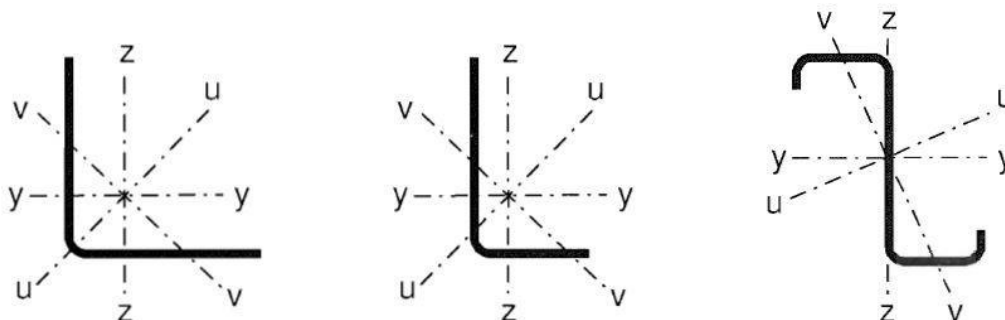


Fig. 4- Sistema de convenção de eixos do Eurocódigo [5]

A Tabela 3 apresenta a gama de secções simples estudadas.

Tabela 3- Gama de secções simples

	h (mm)	t (mm)	b (mm)	c (mm)
C	90	1.5	43	15
		2		
		2.5		
	150	1.5	43	15
		2		
		2.5		
	200	1.5	43	15
		2		
		2.5		
	250	1.5	43	15
		2		
		2.5		
U	90	1.5	43	não tem
		2		
		2.5		
	150	1.5	43	não tem
		2		
		2.5		
	200	1.5	43	não tem
		2		
		2.5		
	250	1.5	43	não tem
		2		
		2.5		

Para as secções compostas foi utilizada uma gama de perfis mais restrita apenas com as secções frequentemente utilizadas na construção.

Tabela 4- Perfis utilizados em secções acopladas

	h (mm)	t (mm)	b (mm)	c (mm)
C	150	1.5	43	15
	200	2		
	250	2.5		
U	153	1.5	43	não tem
	204	2		
	255	2.5		

3.2. MATERIAIS

As classes de resistência dos aços utilizados na fabricação dos perfis pela Perfisa são do tipo S280GD, que no EC3-1-3 Tabela 3.1b, corresponde a um aço S280GD+Z (chapa de aço-carbono estrutural com imersão contínua de zinco a quente), onde o valor de tensão de cedência sem encurvadura é f_{yb} é de 280 N/mm² e da tensão última é f_{ub} é de 360 N/mm² [5].

3.3. INFLUÊNCIA DOS CANTOS CURVOS

Devido à pequena espessura das chapas o EC3-1-3 estabelece os seguintes limites quanto à geometria da secção [5]:

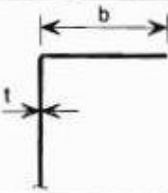
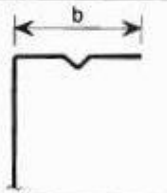
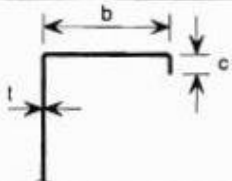
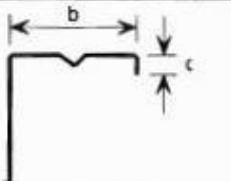
- Dimensão máxima do raio de curvatura interno;

$$r \leq 0.04t \frac{E}{f_y} \quad (3.1)$$

- A esbelteza máxima dos elementos constituintes da secção (alma, banzos e reforços) nomeadamente as esbeltezas da alma (h/t), dos banzos (b/t) e dos reforços (c/t) que são os da Tabela 5.

Tabela 5- Esbelteza máxima dos elementos da secção

(parte da Tabela de 5.1 do EC3-1-3 [5])

Element of cross-section		Maximum value
		$b/t \leq 50$
		$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$

As propriedades geométricas das secções devem ser calculadas, tendo em conta a influência dos cantos curvos, ou seja, (i) quer a sua geometria, (ii) quer considerando o aumento de rigidez devido ao efeito de dobra da chapa (enformação ou conformação). Neste estudo calculou-se de forma exata o plano médio da chapa, e o ponto de intersecção do plano médio de chapa com a bissetriz do angulo formado entre as mesmas. Este ponto define o extremo “teórico” de cada chapa e a sua dimensão, designadas no regulamento por elemento ou componente da secção. Os elementos da secção podem potenciar, eventualmente, algum fenómeno de encurvadura. Foi assim possível atingir valores mais rigorosos para as cargas críticas de instabilidade global, como a flexão e a flexão torção. Contudo não se teve em consideração a tensão de cedência média na secção, “ f_{ya} ”, por endurecimento do aço à dobragem, pelo que, neste aspeto o calculo efetuado foi conservativo. No EC3 Parte 1-3 secção 5.1, estão algumas expressões que permitem o cálculo da largura nominal do elemento. A Fig. 5 clarifica a localização ponto médio, do raio necessário para o cálculo das larguras nominais, quando se procede a uma análise “exata da secção” [5].

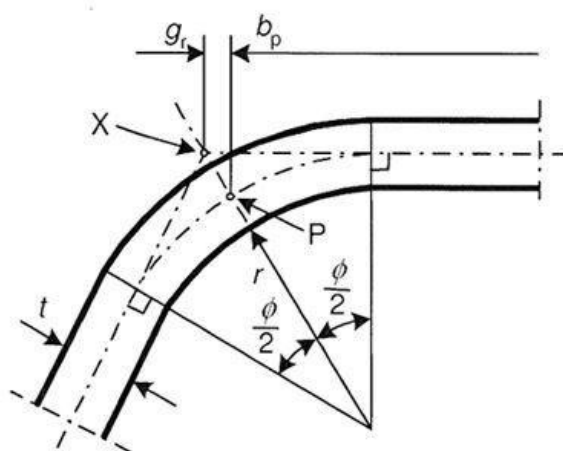


Fig. 5- Modelo para o cálculo das larguras nominais [5].

$$r_m = r + \frac{t}{2} \quad (3.2)$$

$$g_r = r_m \left[\tan\left(\frac{\theta}{2}\right) - \text{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \quad (3.3)$$

A partir destas expressões calcula-se o comprimento nominal de cada elemento da secção.

Junto do fabricante destes perfis ficámos a saber que o raio de curvatura interior e exterior para elaboração das Tabelas que apresentam é de 2mm, como se vê na Fig. 6b) o que geometricamente não obedece à Fig. 6.a), não é correto sob o ponto de vista geométrico e além disso é não conservativo.

O procedimento aqui efetuado é o regulamentar, ou seja, adota-se o raio interno de 2mm e o externo de $(2 + t)$ (sendo t a espessura da chapa), obedecendo às definições da Fig. 5. As diferenças entre um procedimento e outro apresentam-se na Fig. 6. Contudo as dobragens dependem muito do processo de fabrico, que poderá ser por quinagem ou por roletes o que poderá traduzir-se numa espessura de chapa na dobra que eventualmente não será igual à adotada nos cálculos. Aqui a usada é a regulamentar. Medem-se os comprimentos dos troços retos de cada elemento da secção necessários aos cálculos posteriores.

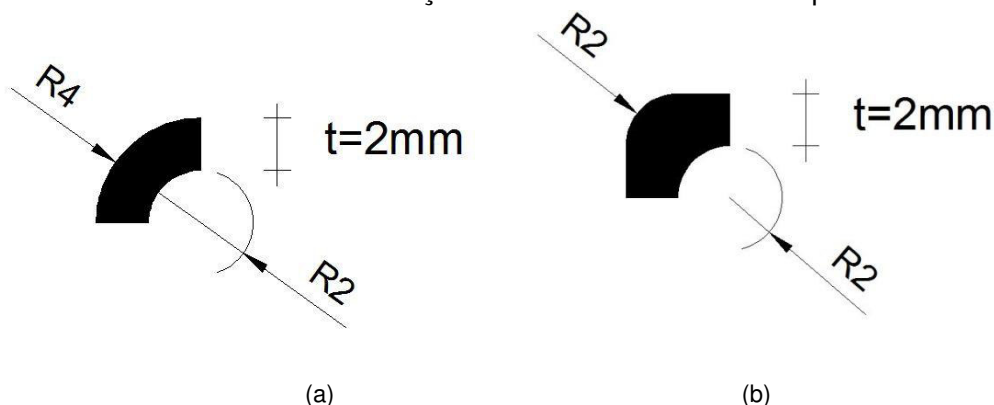


Fig. 6- Secções de elementos curvos (a) regulamentar e (b) adotado nas tabelas do fabricante.

3.4. CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES E FENÓMENOS DE ENCURVADURA LOCAL E GLOBAL

O EC3 Parte 1-1 Secção 5.5.2, define as secções transversais em quatro classes de resistência, em função da sua suscetibilidade em sofrer fenómenos de instabilidade local de placa quando a secção é sujeita à flexão ou à compressão, antes ou depois de plastificar a sua secção transversal. A encurvadura local é normalmente definida como o modo que envolve deformações em forma de placa do próprio elemento, sem influência na deformação dos elementos adjacentes. Este modo de encurvadura é caracterizado pelas deformações perpendiculares ao plano da chapa apresentarem comprimentos de meia onda reduzidos da ordem de largura da chapa em causa [7, 9, 10].

Concretamente, e admitindo uma viga em flexão, as secções transversais da classe 1 caracterizam-se pela capacidade de formar uma rótula plástica e permitem uma análise global plástica da secção, uma vez que apresentam a capacidade de rotação suficiente sem a necessidade de se reduzir a sua resistência. Neste tipo de secção é possível explorar a capacidade de resistência plástica do perfil, impor grandes níveis de rotação relativa e só depois ocorrerá o fenómeno de instabilidade local [11].

As secções transversais da classe 2 podem atingir o momento resistente plástico, mas em contrapartida a sua capacidade de rotação é limitada visto que ocorre de imediato a encurvadura local de placa [11].

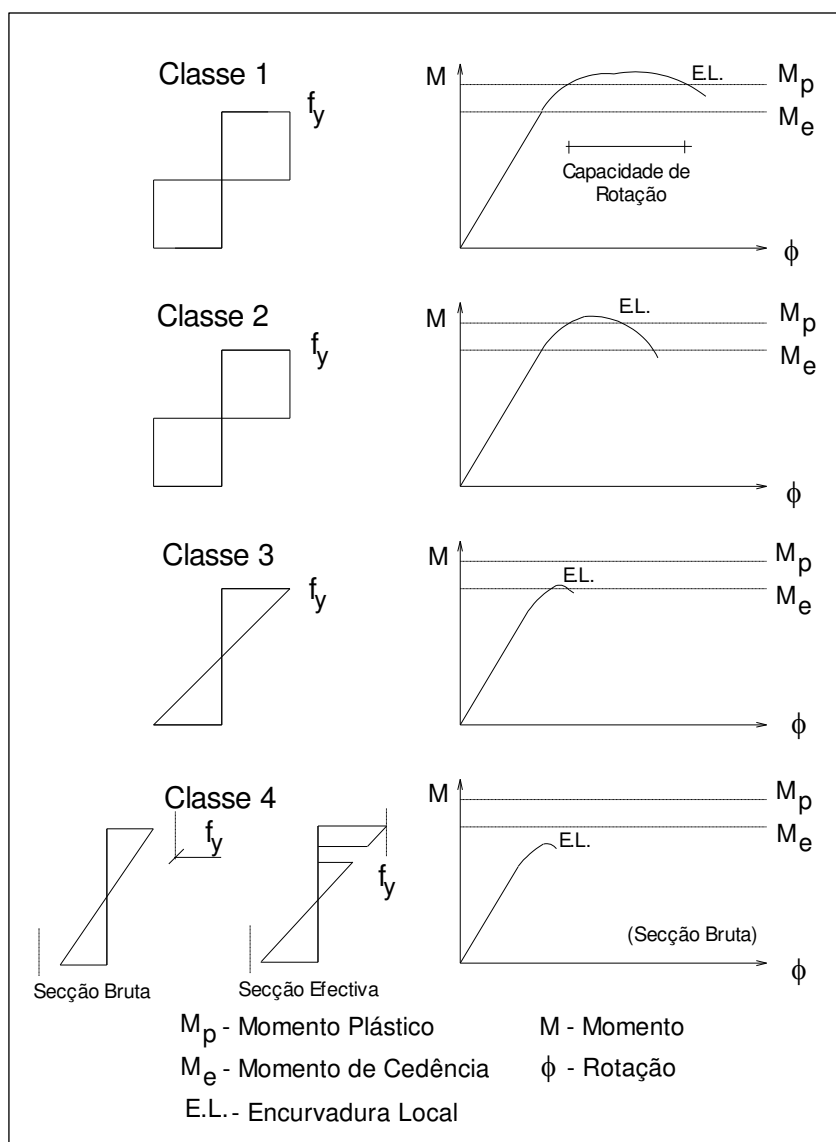


Fig. 7- Patamares de cedência das diferentes classes.[12]

As secções da classe 3 são aquelas onde se pode atingir o valor de tensão de cedência. Logo que se ultrapassa este valor, a encurvadura local impede que a fibra extrema

comprimida ultrapasse em segurança a tensão de cedência, porque fica iminente a encurvadura de placa. [11]

As secções da classe 4 são aquelas onde a encurvadura local de placa impede que a peça possa atingir sequer a tensão de cedência na sua fibra mais comprimida, em resultado da esbelteza elevada dos seus elementos, porque antes ocorrerá o fenómeno de instabilidade de placa. [11]

Como se pode verificar da Fig. 7 as classes 1 e 2 atingem o momento plástico sendo que a capacidade de rotação da secção da classe 2 é bastante limitada. Na classe 3 os elementos têm a capacidade de atingir apenas o momento elástico pois logo que o ultrapassem é iminente a encurvadura dos elementos comprimidos da secção. Na classe 4 não se chega a atingir sequer o momento elástico porque os elementos da secção atingem a tensão crítica local de encurvadura, que é mais baixa que a tensão de cedência do aço. Uma forma de resolver o problema é reduzir as zonas total ou parcialmente comprimidas de acordo com de certas regras, e obtendo-se uma secção efetiva. Nesta nova secção, “secção efetiva”, irá comportar-se como se da classe 3, a fibra mais comprimida já pode atingir a tensão de cedência e o momento resistente elástico efetivo.

Em secções de chapa muito fina, como são caracterizadas as de LSF, devido às esbeltezas dos elementos da secção, além de poder ocorrer fenómenos de encurvadura de placa pode surgir o fenómeno de distorção (muitas vezes combinado com o primeiro). A encurvadura distorcional envolve a deformação na secção e uma parte do comprimento da própria barra. Em resumo as secções de elementos estruturais de aço enformado a frio podem ser encaradas como um conjunto de elementos esbeltos (chapas longas e finas) ligadas entre si pelos bordos longitudinais, os “nós” [11].

- **A encurvadura local** – Mesmo depois do elemento da classe 4 sofrer fenómenos de encurvadura local continua a ter alguma capacidade resistente devido à redistribuição de tensões pelos elementos comprimidos adjacentes, levando as paredes do perfil a atingir tensões próximas ou superiores à tensão crítica de encurvadura [13].
- **A encurvadura por distorção**- este fenómeno pode ocorrer em elementos sujeitos quer à compressão quer à flexão [13]. A encurvadura distorcional é um modo caracterizado pelos deslocamentos dos nós (pontos de intersecção das chapas) em que a alma da secção sofre flexão e as restantes paredes sofrem rotação de corpo rígido e os restantes nós translação por compatibilidade, fig. 8 [9, 13]. A presença de reforços, quando bem dimensionados ou proporcionados, contrariam a encurvadura local e aumentam de forma significativa o desempenho global do elemento, nomeadamente a capacidade de carga da secção a fenómenos de instabilidade local. No entanto, se forem demasiado largos induzem prematuramente a instabilidade local de placa, e quando muito curtos despoletam a instabilidade distorcional, pelo que nestes casos o reforço é contraproducente.



Fig. 8- Modo de distorção de uma coluna. [14]

- **A encurvadura global** – é o modo de instabilidade que envolve o comprimento da barra entre pontos lateralmente contraentados e onde a deformação do elemento ocorre sem deformação da sua secção transversal de acordo com a teoria clássica de vigas [9]. Em colunas, e no que diz respeito genericamente à encurvadura global, podem existir três modos de instabilidade nomeadamente por flexão, por torção ou, de forma conjunta, por torção/flexão. Devido à particularidade da monosimetria das secções aqui tratadas apenas o primeiro e o terceiro são relevantes para este trabalho.

Em vigas a encurvadura global é caracterizada pela encurvadura lateral por torção com flexão [13].

O EC3 Parte 1-1 secção 5.6, apresenta-nos duas tabelas (ver Tabelas 6 e 7) com os limites superiores de esbelteza que permitem a classificação dos elementos/componentes da secção. Se o elemento não cumprir o limite de esbelteza da classe 3 pertencerá à classe 4. Neste ultimo caso procede-se à determinação da sua secção efetiva que depende, entre outros, (i) da esbelteza dos componentes internos e salientes da secção, (ii) da tensão de cedência do aço, (iii) das tensões apicadas, ou seja, da natureza do esforço aplicado, compressão, flexão, e flexão composta. No texto seguinte explica-se como proceder à classificação das secções em estudo, para o qual, são necessárias as referidas tabelas.

Tabela 6- Classificação dos elementos internos comprimidos [7].

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 7- Classificação dos elementos externos comprimidos [7].

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	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_0}$ Para k_0 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

3.5. SECÇÕES EFETIVAS DE SECÇÕES EM “C”

Nos itens seguintes descreve-se passo a passo como proceder à classificação e determinação da secção efetiva de uma secção em “C” sujeita a um esforço de compressão e depois a um esforço de flexão simples.

3.5.1. SECÇÃO “C” SUJEITA À COMPRESSÃO SIMPLES

A distribuição de tensões normais em toda a secção devido ao esforço axial é uniforme.

- Rigidificador

O reforço do “C” é um componente externo da secção pelo que se deve utilizar a Tabela 9 para a sua classificação. Para esta componente deve calcular-se a esbelteza do reforço $b_{p,d}/t$ e comparar-se com os limites da 2ª coluna dessa tabela. Se o limite for cumprido o reforço é da classe correspondente à 1ª coluna, caso contrário compara-se com o limite seguinte. Se o limite da classe 3 não for cumprido, quer dizer que o reforço é da classe 4. [8] Sendo o reforço da classe 4 a sua largura efetiva é determinada pelo seguinte procedimento [8]

Passo (1) - Razão das tensões

$$\psi = 1 \quad (3.4)$$

Passo (2) - Coeficiente de encurvadura para componente saliente

$$k\sigma = 0.43 \text{ (Tabela 11)} \quad (3.5)$$

Passo (3) - Esbelteza normalizada

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{b_{p,d}}{t}}{28.4\epsilon\sqrt{k\sigma}} \quad (3.6)$$

Passo (4) - Fator de redução para elementos exteriores [6]

$$\rho = 1 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p < 0.748 \quad (3.7)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p^{-0.188}}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p \geq 0.748 \quad (3.8)$$

Passo (5) - Determinação da largura efetiva, por consulta novamente da Tabela 11, que por ser elemento externo vem:

$$b_{eff} = \rho \cdot b_{p,d} \quad (3.9)$$

A largura a descontar, “largura não efetiva”, será, $b_{neff} = (1 - \rho)c = (1 - \rho)b_{p,c}$.

Segue-se agora para o banzo e para a alma que são componentes interiores pelo que se deve utilizar a Tabela 8, sendo que o procedimento de classificação e determinação das partes efetivas é semelhante. Os passos a seguir são os seguintes: [8]

- **Banzo ou Alma** (efetuar o procedimento separadamente para cada um dos elementos)

Passo (1) - Classificação do componente.

Passo (2) - Cálculo da esbelteza

$$\frac{c}{t} = \frac{b_{p,c}}{t} (\text{banzo}) \quad \text{ou} \quad \frac{c}{t} = \frac{h_p}{t} (\text{alma}) \quad (3.10), (3.11)$$

Passo (3) - Comparar com os limites da Tabela 8 (3ª coluna)

Passo (4) - O último a ser respeitado, representa a classe de resistência indicada na coluna 1

Passo (5) - Se o limite de classe 3 for respeitado toda a área desse componente é efetiva. Acumula à área dos componentes anteriores.

Passo (6) - Se o limite da classe 3 não for respeitado é necessário o cálculo da parte efetiva desse componente, continua no passo 7.

Passo (7) - Cálculo da parte efetiva do componente. [8]

Passo (8) - Razão de tensões

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1.0 \quad (3.12)$$

Passo (9) - Coeficiente de esbelteza normalizada

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{c}{t}}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (3.13)$$

sendo c/t cada uma das razões indicadas em no Passo 2. Para o banzo e a alma c é respetivamente, $c=b_p$ e $c=h_p$, e $\bar{\lambda}_p$ representar-se-á por $\bar{\lambda}_{p,bc}$ e $\bar{\lambda}_{p,hp}$

Passo (10) - Fator de redução ρ para elementos internos

$$\rho = 1 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\Psi} \quad (3.14)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3+\Psi)}{\bar{\lambda}_p} \leq 1 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\Psi} \quad (3.15)$$

Passo (11) - Cálculo de largura efetiva

Por consulta da Tabela 10, linha 7, (ver a seguir) visto a distribuição de tensões ser uniforme vem:

$$be1 = be2 = 0.5\rho \cdot \bar{b} \tag{3.16}$$

sendo \bar{b} igual b_p e h_p respetivamente para o reforço, banzo e alma.

A zona “não efetiva” fica centrada no componente e vale:

$$bneff = (1 - \rho)\bar{b} \tag{3.17}$$

Passo 12 - Finalmente há que calcular a área efetiva, A_{eff} [21], e as coordenadas do baricentro dessa secção e as respetivas excentricidades e_{Nz} e e_{Ny} face ao baricentro da secção bruta, e cuja nomenclatura é a da Fig. 9.

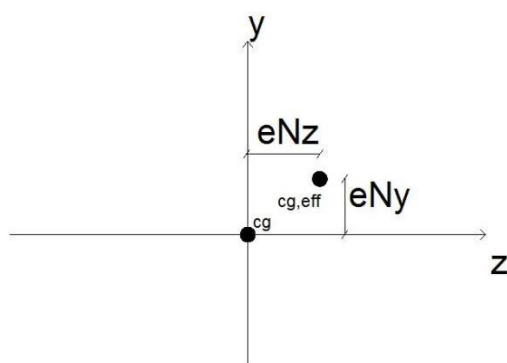
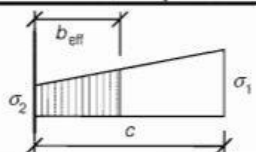
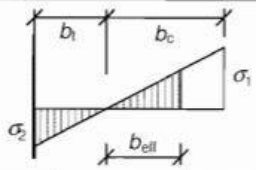
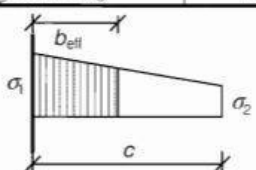
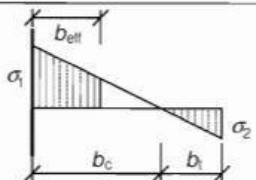


Fig. 9- Excentricidades e_{Ny} e e_{Nz} para um caso geral em relação ao referencial cartesiano central principal inicial.

Tabela 8- Elementos internos à compressão [8].

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$\frac{AC_1}{AC_1} - 1 > \psi \geq -3\frac{AC_1}{AC_1}$
Buckling factor 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 9- Elementos externos à compressão [8].

Stress distribution (compression positive)		Effective ^b width 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	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi > 0$: $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	
				23,8	

3.5.2. SECÇÃO “C” SUJEITA À FLEXÃO SIMPLES

Em flexão a distribuição de tensões elástica na secção é linear, sendo o banzo a componente mais comprimida. Por isso deve-se começar por este elemento e de seguida partir para o reforço e alma.

- **Banzo**

Passo (1) - É o único componente interno sujeito a distribuição de tensões uniforme, logo os limites de esbelteza são os da 3ª coluna da Tabela 8.

Passo (2) - Se a esbelteza bp/t não ultrapassar a esbelteza limite da classe 3, o banzo é todo efetivo e a sua área corresponde à área bruta. Neste caso o cálculo prossegue para o passo 5.

Passo (3) - Se a esbelteza bp/t ultrapassar o limite da classe 3 o banzo é da classe 4 e há que determinar a sua largura efetiva, no passo 4.

Cálculo da largura efetiva do banzo

• Banzo

Passo (4) - Secção efetiva do banzo

- Razão de tensões

$$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1; \quad (3.12)$$

- Coeficiente de encurvadura do componente interno $k\sigma=4$ (Tabela 10, 1ª linha)
- Esbelteza normalizada

$$\bar{\lambda}_p = \frac{c}{28.4\varepsilon\sqrt{k\sigma}} \quad (3.13)$$

- Fator de redução para componentes internos

$$\rho = 1 \quad \text{se} \quad \lambda_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\Psi} \quad (3.18)$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.055(3 + \Psi)}{\lambda_p^2} \leq 1 \quad \text{se} \quad \lambda_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\Psi} \quad (3.19)$$

- Largura efetiva

$$be1 = be2 = 0.5 \cdot \rho \cdot bp \quad (\text{ver 1ª linha da Tabela 10}) \quad (3.20)$$

- Largura não efetiva

$$bneff = (1 - \rho)bp \quad (3.21)$$

- Como o banzo se reduz ocorre nova distribuição de tensões na alma e no rigidificador. Calcula-se a nova posição do centro de gravidade da secção por onde passará a L. Neutra.

• Rigidificador

Passo (5) - Secção efetiva do rigidificador

- A distribuição de tensões será

$$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1. \quad (3.12)$$

- Sendo elemento externo, consultar a Tabela 11. A distribuição de tensões será muito provavelmente da 3ª figura pelo que o coeficiente será:

$$k_\sigma = \frac{0.578}{\varphi + 0.34} \quad (3.22)$$

- Classificação do rigidificador

Calcular o limite de esbelteza de acordo com a Tabela 9 porque o rigidificador é um elemento externo ou seja:

$$\frac{c}{t} = b_p, \quad \frac{c}{t} \leq 21\varepsilon\sqrt{k\sigma} \quad (3.23)$$

- Se o limite anterior se cumprir, todo o rigidificador é efetivo e seguimos para o passo 6.
- se a condição em 3.23 for falsa, o rigidificador é de classe 4 e por isso determina-se a sua largura efetiva, cuja esbelteza normalizada é, $\bar{\lambda}_{p,c} = \bar{\lambda}_p$.

$$\bar{\lambda}_p = \frac{bp,c/t}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (3.24)$$

- Fator de redução para elementos externos em que, $\bar{\lambda}_p = \bar{\lambda}_{pc}$.

$$\rho = 1 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p < 0.748 \quad (3.14)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p \geq 0.748 \quad (3.15)$$

- Novamente da Tabela 11, 4ª linha obtém-se a localização da zona efetiva e o seu valor

$$beff = \rho \cdot c = \rho \cdot bp, c \quad (3.25)$$

- A zona não efetiva é

$$bneff = (1 - \rho)bp, c \quad (3.26)$$

- Esta alteração na secção altera ligeiramente a posição do c.g. pelo que se deverá recalcular a sua posição e a nova distribuição de tensões. Acharos desnecessário este rigor e por isso passamos para a alma.

• Alma

Passo (6) - Classificação de alma e sua zona efetiva

- Fator de distribuição de tensões

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (\text{naturalmente será negativo}) \quad (3.12)$$

- A alma é um componente interno e por isso segue-se a Tabela 8. A esbelteza é $\frac{h_p}{t}$ e deve cumprir os limites da ultima linha e 4ª coluna desta tabela se assim for a componente é no máximo de classe 3, é toda ela efetiva, seguir para o passo 7.
- Se os limites anteriores não forem cumpridos a alma é de classe 4 pelo que é necessário determinar a sua largura efetiva, baseando o cálculo na Tabela 8.
- Coeficiente interno de encurvadura.

Já conhecemos o valor de Ψ pelo que por consulta da Tabela 10 se terá provavelmente:

$$k_\sigma = 7.81 - 6.29\Psi + 9.78\Psi^2 \quad (3.27)$$

- Esbelteza normalizada

$$\bar{\lambda}_p = \frac{h_p/t}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (3.28)$$

- Fator de redução para elementos internos

$$\rho = 1 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\Psi} \quad (3.7)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\Psi} \quad (3.8)$$

- Larguras efetivas de acordo com a Fig. da 3ª linha da Tabela 10

$$b_{e1} = \frac{0.4 \cdot \rho \cdot h_p}{1 - \Psi} \quad \text{e} \quad b_{e2} = \frac{0.6 \cdot \rho \cdot p_p}{1 - \Psi} \quad (3.29), (3.30)$$

- Larguras não efetivas

$$b_{\text{neff}} = (1 \cdot \rho) \cdot \frac{h_p}{(1-\psi)} \quad (3.31)$$

- Calcula-se agora a área da alma efetiva e a nova posição do centro de gravidade da secção.

Passo (7) - Conhecidas as partes efetivas de todas as componentes da secção calcula-se a inércia em relação à L.N., I_{eff} [21].

Passo (8) - O módulo de flexão efetivo é dado por,

$$W_{\text{eff},y} = \frac{I_{\text{eff},y,\text{min}}}{z_{\text{max},y}} \quad (3.32)$$

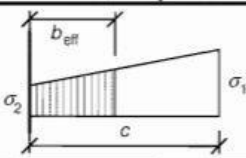
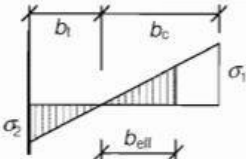
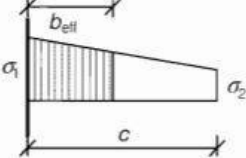
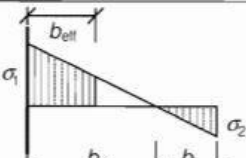
Passo (9) - É conveniente calcular o $W_{\text{eff},\text{máx}}$ e o $W_{\text{eff},\text{min}}$ que valem:

$$W_{\text{eff},\text{máx}} = \frac{I_{\text{eff}}}{z_{\text{min}}} ; \quad \text{e} \quad W_{\text{eff},\text{min}} = \frac{I_{\text{eff}}}{z_{\text{máx}}} \quad (3.33), (3.34)$$

Tabela 10- Elementos internos à compressão [8].

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width 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	$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} - 1 > \psi \geq -3 \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$
Buckling factor 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 11- Elementos externos à compressão [8].

Stress distribution (compression positive)		Effective ^b width 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	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor 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
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	

3.5.3. FLEXÃO DA SECÇÃO “C” EM TORNO DE Z-Z

Aqui há duas possibilidades:

- Flexão a comprimir a alma h_p ;
- Flexão a comprimir os rigidificadores, ou as extremidades dos banzos.

Em ambos os casos os procedimentos para o cálculo dos W_{eff} são iguais aos da flexão em torno de y-y realçando o seguinte:

Passo (1) - Começar pela componente mais comprimida;

Passo (2) - Atender ao tipo de componente, se é exterior ou interior, para efeitos de classificação de secção, e determinação dos coeficientes críticos de encurvadura local de placa e das larguras efetivas.

Passo (3) - Ao alterar-se a área do componente (para uma área efetiva) tem que se recalcular a posição do novo centro de gravidade (ou Linha Neutra) o que determina nova distribuição de tensões, Ψ , nos banzos.

Passo (4) - Calcular a largura efetiva dos banzos, se for o caso.

Passo (5) - Calcular a Inercia efetiva e os módulos de flexão máximo e mínimo.

3.6. CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES EM “U” E DETERMINAÇÃO DAS SUAS PROPRIEDADES EFETIVAS

As secções “U” são um caso particular das secções em “C” pelo que basta seguir os procedimentos de cálculo explicados para a primeira tendo em conta a natureza dos elementos da secção, se interior ou exterior.

Conhecida a geometria das secções efetivas basta usar o software de desenho “Autocad”, para obter algumas das características efetivas geométricas como sejam área efetiva, o momento de inércia efetivo em torno do eixo “y-y” e “z-z” bem como a excentricidade do centro de gravidade da secção efetiva em relação ao centro de gravidade da secção bruta.

Na Fig. 10 exemplificam-se secções efetivas em “C”

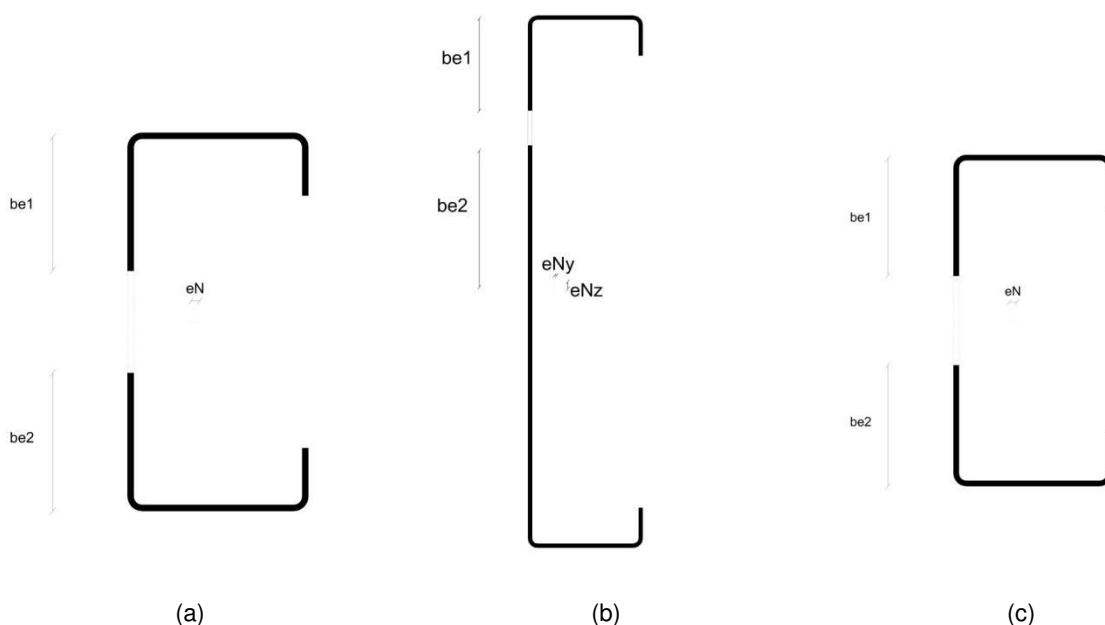


Fig. 10- Área efetiva de secção (a) em “C” à compressão, (b) em flexão pura em torno de y-y e (c) em torno de z-z.

Na Fig. 11 encontram-se exemplos das secções efetivas em “U”.

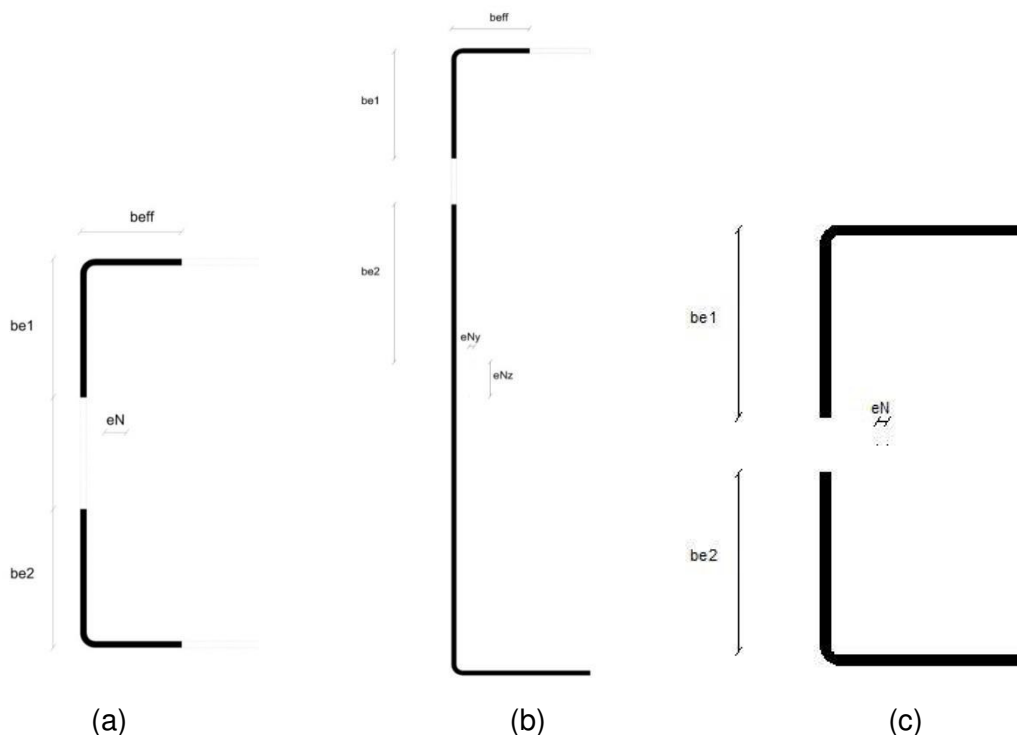


Fig. 11- Área efetiva de perfil (a) em “U”, à compressão, (b) em flexão pura em torno de y-y e (c) em flexão em torno de z-z.

3.7. VERIFICAÇÃO DE EFICÁCIA DE REFORÇOS

Numa secção com reforços, o EC3-1-3 estipula a necessidade de se efetuar a verificação da eficácia quanto à inibição à encurvadura local. Um reforço ineficaz poderá despoletar a instabilidade local (de placa ou distorcional) tornando-o inútil. A distorção é um modo de instabilidade que pode ocorrer tanto à compressão como à flexão. O fenómeno de instabilidade distorcional é caracterizado por rotações e por translações a nível dos bordos longitudinais internos da secção, ou seja, obriga à deformação da forma inicial da secção, tomada como as cordas unem os seus cantos, como se as cordas que os unem tivessem rotações ou deslocamentos de corpo rígido. A deformação da secção tem origem na flexão da alma, e das paredes restantes, obrigando à rotação e de translação dos cantos por compatibilidade de deformações. As secções adjacentes aos reforços sofrem assim um deslocamento do corpo rígido [13].

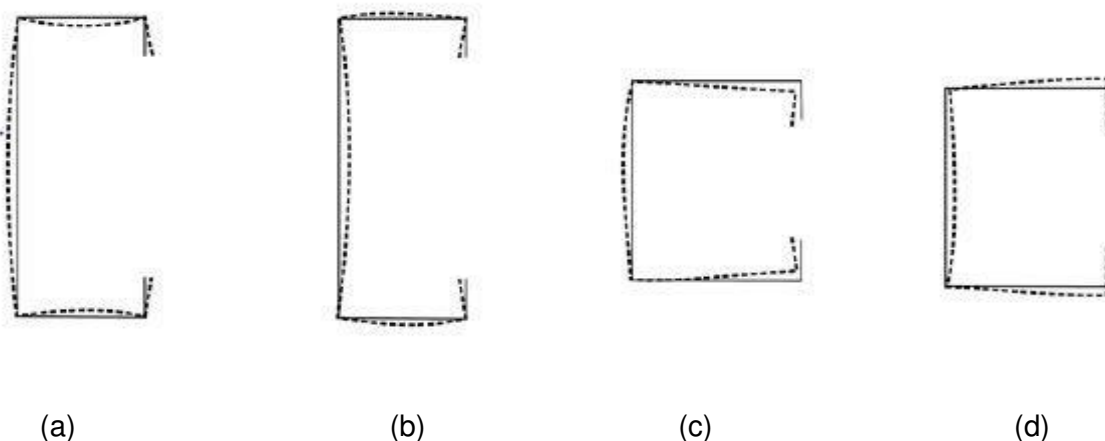


Fig. 12 - Modos de encurvadura local de placa (a) e (b), e os modos de encurvadura distorcional (c) e (d) [13].

É possível recorrer ao software de cálculo CUFSM, para que se possa obter a resistência da secção à instabilidade distorcional.

Contudo o EC3-1-3 propõe um procedimento de cálculo simplificado para o cálculo da eficácia dos reforços. Descrevem-se agora os passos para quantificação deste procedimento e que resulta no final na alteração da geometria da secção bruta dos rigidificadores de canto (que incluem o rigidificador e eventualmente parte do banzo) [5].

Passo (1) - Identificação do elemento constituído pelo banzo mais reforços e mola C_θ que traduz a rigidez de rotação da alma.

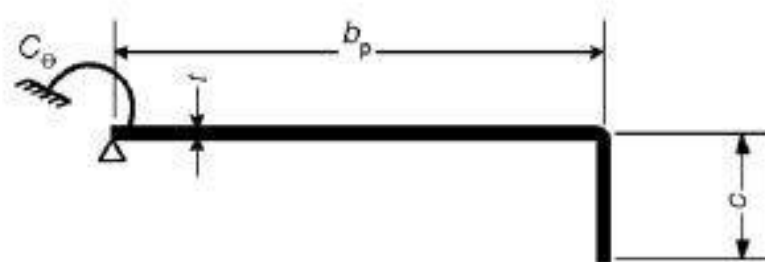


Fig. 13- Secção bruta inicial [5].

Passo (2) - Determinação da área efetiva no banzo e no reforço baseado numa tensão máxima de $\sigma_{com.Ed} = f_{yb} / \gamma_{M0}$ e com o conjunto indeslocável, ou seja, com $k_m = \infty$.

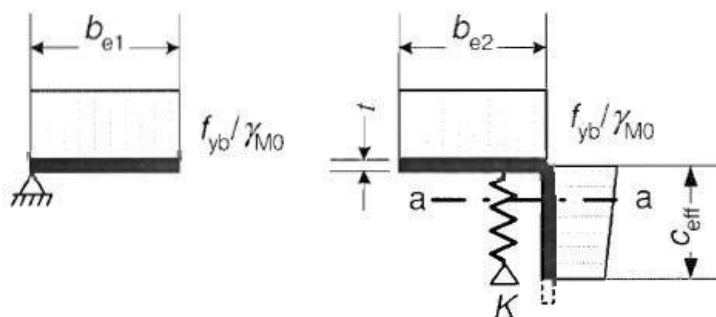


Fig. 14- Secção efetiva para $k=\infty$.

Passo (3) - Cálculo da rigidez da mola K e da tensão crítica do reforço σ_{cr} .

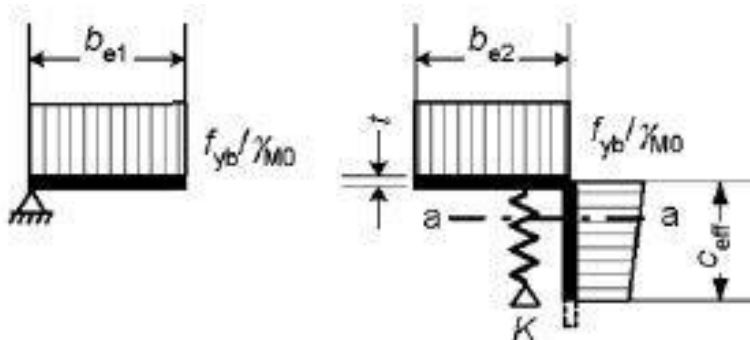


Fig. 15- Cálculo da rigidez da mola k e da tenção crítica σ_{cr} [3].

Passo (4) - Cálculo do fator de redução de tensão para instabilidade distorcional (χ_d) e da espessura reduzida (t_{red}).

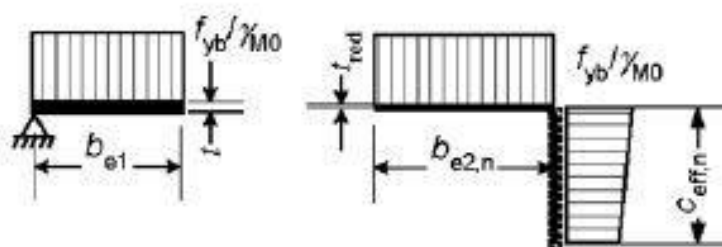


Fig. 16- Cálculo do fator de redução (χ_d) e da espessura reduzida (t_{red}) [5].

Procede-se então ao cálculo da área reduzida do reforço para atender à eficácia da secção à distorção. A rigidez da mola é obtida através da expressão (3.35) onde a rigidez (K) é

obtida da razão entre o deslocamento "δ" observado para uma carga unitária uniformemente distribuída por unidade de comprimento "u" [5].

$$K = \frac{\delta}{u} \tag{3.35}$$

Em alternativa, e para o caso da secção em "C" a rigidez da mola é calculada através de:

$$K = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \times \frac{1}{b_1^3 h(1+0.5k_1) + b_1^3} \tag{3.36}$$

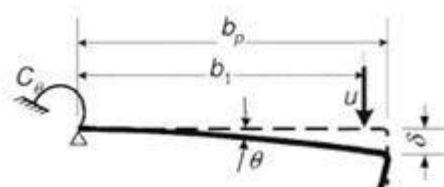
Sendo:

(b)₁ - Distância da ligação banzo-alma ao centro de gravidade do reforço.

(k₁) = 1 - Secção à compressão;

(k₁) = 0 - Secção à flexão;

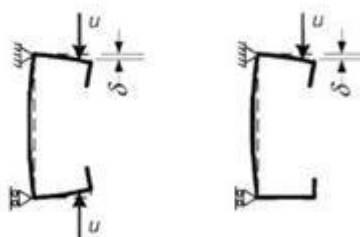
(h) - Largura da alma.



(a) Sistema real



(b) Sistema equivalente



Compressão

Flexão

(c) Cálculo de δ para secções em "C" e "Z"

Fig. 17- Sistemas reais e equivalentes para secções em "C" e em "Z", quer para flexão quer para compressão [5].

A distinção entre as situações da secção sob esforço axial ou em flexão faz-se através do valor de K1.

Para se calcular a distância entre a alma e o centro de gravidade do reforço, usou-se novamente o software "Autocad". A Fig. 18 mostra o exemplo de uma geometria usada no programa para se chegar às propriedades geométricas como, área do reforço, Inércia do reforço.

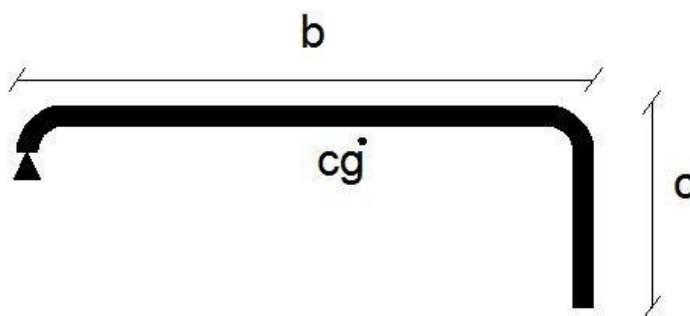


Fig. 18- Ilustração da geometria introduzida no programa.

Os valores da tensão crítica da secção de reforço são calculados a partir da expressão 3.37, de acordo com o EC3-1-3 (5.15) [5].

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \times \sqrt{K \times E \times I_s}}{A_s} \quad (3.37)$$

Onde:

A_s - Área do reforço.

K - Rigidez da mola

I_s - Inércia do reforço em relação ao eixo a-a (Fig. 19) que passa no centro da massa do reforço.

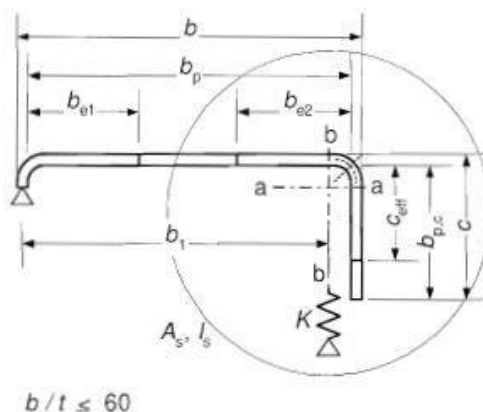


Fig. 19- Corte com todas as cotas do reforço e representação do eixo a-a, de acordo com o EC3-1-3 (5.7) [5].

A partir do valor de $(\sigma_{cr,s})$ é possível determinar a esbelteza normalizada distorcional [5].

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb}/\sigma_{cr,s}} \quad (3.38)$$

e logo de seguida ao fator de redução de tensão, (5.5 a), (5.5 b) e (5.5 d) do EC3-1-3.

$$\chi_d = 1.0 \text{ se } \lambda_d \leq 0.65 \quad (3.39)$$

$$\chi_d = 1.47 - 0.723 \lambda_d \quad \text{se} \quad 0.65 < \lambda_d < 1.38 \quad (3.40)$$

$$\chi_d = \frac{0.66}{\lambda_p^2} \lambda_d \quad \text{se} \quad \lambda_d > 1.38 \quad (3.41)$$

Se χ_d for menor que a unidade deve-se de seguida recalculer-se o λ_d reduzido,

$$\lambda_{d,r} = \lambda_d \cdot \sqrt{\chi_d} \leq 0.65 \quad (3.42)$$

o que nos reconduzirá a um novo χ_d , e por aproximação sucessiva das expressões 3.3 a 3.5, devendo parar quando

$$\chi_{d,n} \approx \chi_{d-1} \quad \text{mas} \quad \chi_{d,n} \leq \chi_{d-1} \quad (3.43)$$

Ao χ_d final corresponderá a área reduzida do rigidificador com o valor de

$$A_{s,red} = \chi_d \cdot A_s \cdot \frac{f_{yb}}{\sigma_{com,Ed}} \quad \text{mas} \quad A_{s,red} < A_s. \quad (3.44)$$

e de seguida deverá corrigir-se a espessura do rigidificador para:

$$t_{red} = t \times \frac{A_{s,red}}{A} \quad (3.45)$$

A partir do cálculo dos valores da espessura reduzida do reforço, foram recalculadas as áreas efetivas e as propriedades geométricas efetivas finais através do software "Autocad". A Fig. 20, ilustra a secção efetiva de um elemento de classe 4 com todas as propriedades efetivas, que atendem aos fenómenos de instabilidade local de placa e distorcional de uma secção à flexão.

Em resumo. Para conferir à secção resistência a fenómenos de encurvadura de placa transforma-se a secção noutra em que a área de alguns elementos da secção é reduzida por eliminação de certos troços. Para conferir resistência a fenómenos de encurvadura por distorção reduz-se a área dos reforços por redução da sua espessura. No fim temos uma secção efetiva de trabalho para os cálculos subsequentes.

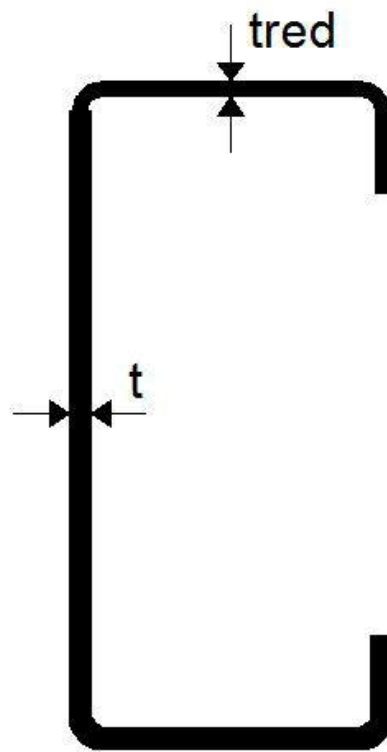


Fig. 20- Secção efetiva em flexão com redução da espessura do reforço a uma escala da espessura t de 2:1.

4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE BARRAS AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A verificação de segurança (VS) das barras aos estados limites últimos (ELU) contempla dois tipos de verificação:

- (I) Verificação de resistência à cedência da secção bruta, caso não haja reduções de secção por instabilidade local de placa e distorcional, ou, verificação de resistência da secção efetiva no caso contrário.
- (II) Verificação de fenómenos à encurvadura global que:
 - Em colunas são por flexão, torção, flexão/torção e,
 - Em vigas são, a flexão lateral e torção,

4.1. COLUNAS

4.1.1. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DA SECÇÃO A ESFORÇOS AXIAIS

Uma coluna é por definição um elemento estrutural à compressão simples. As verificações de resistência das suas secções são as seguintes:

Se a $A_{eff} = A_g$ (área bruta) a V.S. consiste em [5]:

$$N_{Ed} < N_{c,Rd} \quad (4.1)$$

com:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g}{\gamma_{M0}} \cdot \left(f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \left(1 - \frac{\lambda_c}{\lambda_{c0}} \right) \right) \leq A_g \cdot f_{ya} / \gamma_{M0} \quad (4.2)$$

Se a $A_{eff} < A_g$ a V.S. consiste em:

$$N_{Ed} < N_{c,Rd} \quad \text{e} \quad N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (4.3)(4.4)$$

Caso o centro de gravidade da secção efetiva não coincida com o da secção bruta, a secção fica sujeita à flexão composta ou composta desviada. As VS consistem em equações de sobreposição de efeitos, que são diferentes consoante o esforço axial seja de compressão ou de tração. Aqui considera-se sempre esforço axial de compressão [5].

Se $N_{Ed} \neq 0$ e $M_y \neq 0$ ou e $M_z \neq 0$ a VS é:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{yEd} + \Delta M_{yEd}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{zEd} + \Delta M_{zEd}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1.0 \quad (4.5)$$

mas se

$$M_{cy,Rd,ten} < M_{cy,Rd,com} \quad \text{ou} \quad M_{cz,Rd,ten} < M_{cz,Rd,com} \quad (4.5)$$

a VS é:

$$\frac{M_{yEd} + \Delta M_{yEd}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{zEd} + \Delta M_{zEd}}{M_{cz,Rd,ten}} - \frac{N_{Ed}}{N_{cRd}} \leq 1.0 \quad (4.7)$$

com:

$$\Delta M_{yed} = N_{Ed} \times e_{Ny} \quad \Delta M_{zed} = N_{Ed} \times e_{Nz} \quad (4.8), (4.9)$$

e $M_{c.R.com}$ e $M_{c.R.ten}$ os momentos resistentes da secção relativos à fibra mais comprimida e mais tracionada respetivamente, ou seja:

$$M_{cj,Rd,com} = \frac{I_{eff,j}}{h_{com}} \cdot \frac{fy_0}{\gamma M_0} \quad \text{e} \quad M_{cj,Rd,ten} = \frac{I_{eff,j}}{h_{ten}} \cdot \frac{fy_0}{\gamma M_0} \quad (4.10), (4.11)$$

com j igual a y e h igual a z , ou, j igual a z e h igual a y , conforme o caso de flexão j .

Salienta-se que neste trabalho não se considerou a interação entre o esforço transversal e os momentos fletores.

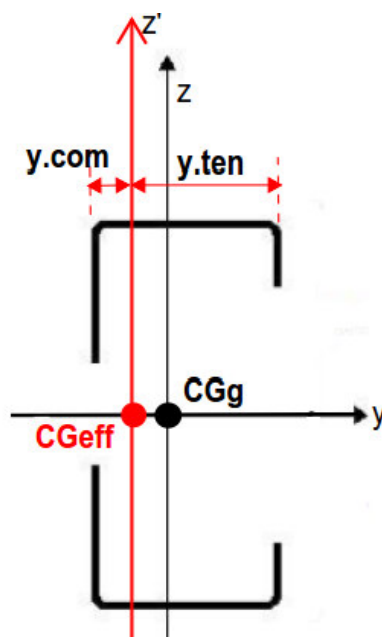


Fig. 21- Ilustração de y_{com} e y_{ten} , para um momento em $z-z$.

4.1.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA COLUNA À INSTABILIDADE GLOBAL

Em colunas suficientemente esbeltas podem ocorrer fenómenos de encurvadura global designados por encurvadura de colunas (ou varejamento) os quais podem apresentar os seguintes modos de colapso global:

- Encurvadura por Flexão (flexural buckling) – a barra flete em compressão composta em torno de um dos eixos centrais principais de inércia.
- Encurvadura por Torção (torsional buckling) - as secções transversais intermédias da barra rodam em torno do centro de corte (C.C.) quando sob compressão axial.
- Encurvadura por Flexão/Torção (torsional-flexural buckling) - fenómeno que combina os dois anteriores.

A encurvadura por torção ocorre em barras em que o centro de corte coincide com o centro de gravidade (C.G.) e as secções centrais têm a possibilidade de rodar, como sejam em secções Z, em I e secções em cruzeta, normalmente não usadas em L.S.F [15].

A encurvadura por flexão-torção ocorre (i) em secções monossimétricas ou assimétricas, nas quais o centro de gravidade não coincide com o centro de corte (secções em U, C,L, etc), (ii) em secções simétricas, quando carga axial está aplicada fora do plano de simetria [15].

O fenómeno de torção, associado ou não à flexão, é preponderante sempre que a rigidez de torção mista for muito pequena, o que é muito frequente em secções de paredes finas abertas em que as componentes da secção têm elevada esbelteza, sendo que em geral, a carga crítica associada ao modo de torção ou modo do flexão/torção é muito inferior ao do modo de flexão [15].

O modo de instabilidade por flexão/torção é o caso mais geral de instabilidade de barras comprimidas do qual as instabilidades por flexão e por torção são casos particulares. É um fenómeno de instabilidade por bifurcação de equilíbrio [15].

Equilíbrio de uma barra suscetível à encurvadura por flexão/torção

Imagine-se uma barra simplesmente apoiada em y-y, z-z e com os extremos impedidos de rodar mas livres de empenamento, sujeita a uma carga aplicada axial P no centro de gravidade G (ver Fig. 22). O centro de gravidade terá deslocamentos v e w (de G para G') e uma rotação ϕ em torno do centro de corte C (ou na posição deslocada C') [15].

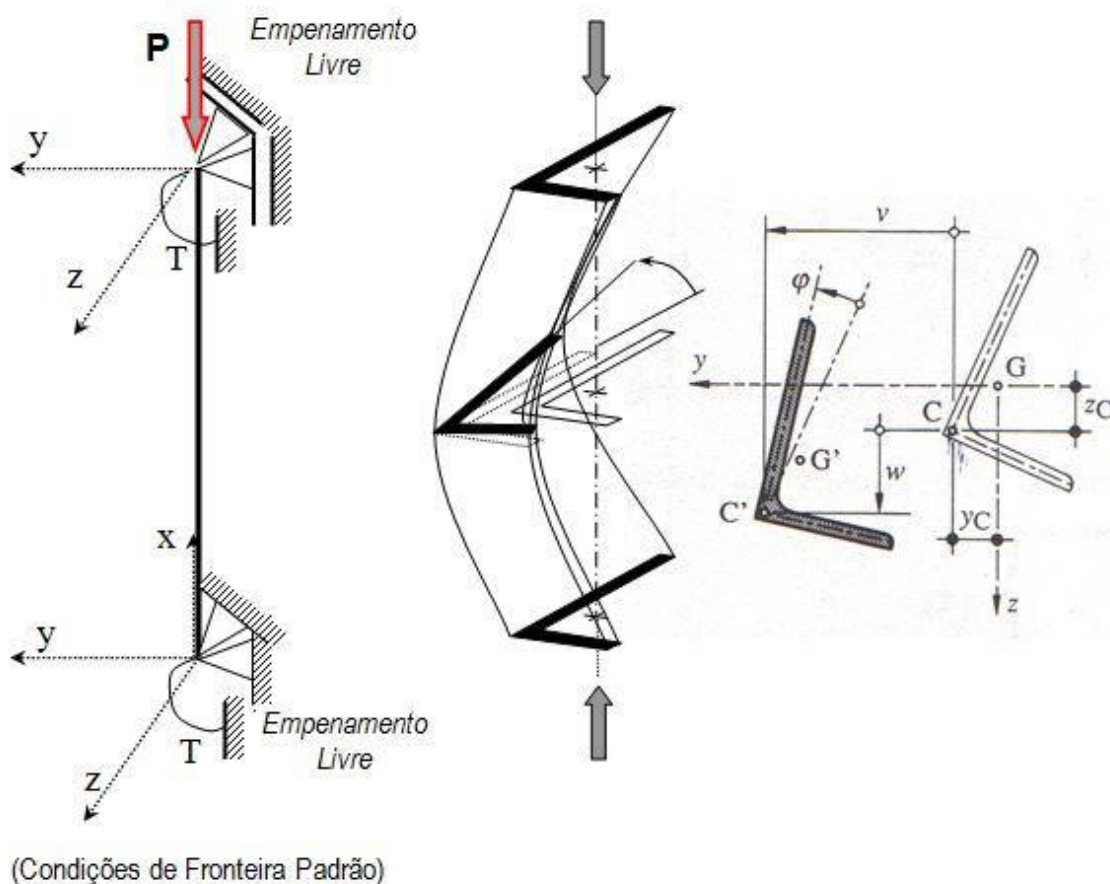


Fig. 22- Encurvadura por flexão/torção [15, 16].

Estabelecem-se agora as equações diferenciais de equilíbrio da barra na posição deformada que são as seguintes [15]:

- Flexão em torno do eixo y-y (eixo de maior inércia - eixo forte):

$$EI_y \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + P[w(x) - y_C \phi(x)] = 0 \quad (4.12)$$

- Flexão em torno do eixo z-z (eixo de menor inércia - eixo fraco):

$$EI_z \frac{d^2 v(x)}{dx^2} + P[v(x) + z_C \phi(x)] = 0 \quad (4.13)$$

- Torção em torno do eixo x-x (eixo longitudinal):

$$EI_w \frac{d^4 \phi(x)}{dx^4} + (P \cdot i_c^2 - G \cdot I_t) \cdot \frac{d^2 \phi(x)}{dx^2} + P \cdot z_C \cdot \frac{d^2 v(x)}{dx^2} - P \cdot y_C \cdot \frac{d^2 w(x)}{dx^2} = 0 \quad (4.14)$$

Sendo:

y_C , z_C - coordenadas do centro de corte (CC)

y - y e z - z são os eixos centrais principais de inércia.

(nota : nesta formulação o referencial localiza-se no centro de gravidade da secção)

v , w - deslocamentos do centro de corte respetivamente nas direcções y e x ;

$\varphi(x)$ - rotação da secção à cota x

I_w - constante de empenamento

$$I_w = \int_A \varpi(y, z)^2 dA \quad (4.15)$$

i_C - raio de giração polar em relação ao centro de corte:

$$i_C^2 = y_C^2 + z_C^2 + (I_y + I_z) / A \quad (4.16)$$

G - módulo de distorção

I_t - inércia de torção ($I_t \equiv J$)

As condições de fronteira nas duas extremidades ($x=0$ e $x=L$) são:

- Impedimento de translações, $v(0)=v(L)=w(0)=w(L)=0$,
- Momentos fletores (ou curvaturas) nulos, $v''(0)=v''(L)=w''(0)=w''(L)=0$, e,
- Rotação longitudinal nula, $\varphi(0)=\varphi(L)=0$

(Nos perfis de aço enformado a frio os perfis encontram-se contraventados pelo OSB, minorando assim a susceptibilidade à rotação, no entanto, conservativamente assumiu-se que rotação está livre no seu comprimento), [15]

Pode demonstrar-se que as soluções das equações diferenciais (4.12), (4.13) e (4.14), correspondentes carga crítica da coluna (P_{cr}) são da forma:

$$v = C_1 \text{sen} \frac{\pi x}{L} \quad w = C_2 \text{sen} \frac{\pi x}{L} \quad \varphi = C_3 \text{sen} \frac{\pi x}{L} \quad (4.17), (4.18), (4.19)$$

Introduzindo-as nas referidas equações diferenciais chega-se ao sistema:

$$\begin{bmatrix} (P_{Ez} - P) & 0 & Pz_C \\ 0 & (P_{Ey} - P) & -Py_C \\ Pz_C & -Py_C & (P_\varphi - P) \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.20)$$

com:

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_y^2}; \quad P_{Ez} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_z^2}; \quad P_\varphi = \frac{1}{i_C^2} \left(G^* I_t + \frac{\pi^2 EI_w}{L_\varphi^2} \right) \quad (4.21), (4.22), (4.23)$$

Onde;

P_{Ey} - carga crítica à encurvadura por flexão em torno de y-y;

P_{Ez} - carga crítica à encurvadura por flexão em torno de z-z;

P_{φ} - carga crítica à encurvadura por torção.

A solução não trivial do sistema, ou seja, para pelo menos um $C_i \neq 0$, o determinante da matriz tem que ser nulo, o qual se escreve:

$$i_C^2(P - P_{Ey})(P - P_{Ez})(P - P_{\varphi}) - P^2 * z_C^2 * (P - P_{Ey}) - P^2 * y_C^2 * (P - P_{Ez}) = 0 \quad (4.24)$$

que é uma função do terceiro grau em ordem a P. As cargas P que satisfazem esta equação são cargas críticas ($P=P_{cr}$), e o modo de colapso está associado àquela de menor valor. Estudam-se os casos possíveis. [15]

A) Secções sem simetria ($y_C \neq 0$ e $z_C \neq 0$) - caso mais geral

P_{cr} é a menor raiz P do polinómio e $C_i \neq 0$ ($i = 1,2,3$), isto é:

$$P_{cr} < \min \{P_{Ey}, P_{Ez}, P_{\varphi}\} \quad (4.25)$$

Os resultados obtidos são não conservativos.

B) Secções com um eixo de simetria ($y_C = 0$ ou $z_C = 0$) - secções C e T, etc.

Admitindo que é z-z o eixo fraco das secções em “C” e em “U”, $y_C = 0$, e tem-se:

$$P_{cr} = \min \{P_{Ey}, \bar{P}\} \quad (4.26)$$

sendo \bar{P} a menor raiz de:

$$i_C^2(P - P_{Ez})(P - P_{\varphi}) - P^2 * z_C^2 = 0 \quad (4.27)$$

Como a última expressão é uma equação do 2º grau as suas raízes são:

$$\bar{P}_I = \frac{1}{2\beta} \left\{ [P_{Ez} + P_{\varphi}] - \sqrt{[P_{Ez} + P_{\varphi}]^2 - 4 * \beta * P_{Ez} * P_{\varphi}} \right\} \quad (4.28)$$

$$\bar{P}_{II} = \frac{1}{2\beta} \left\{ [P_{Ez} + P_{\varphi}] + \sqrt{[P_{Ez} + P_{\varphi}]^2 - 4 * \beta * P_{Ez} * P_{\varphi}} \right\} \quad (4.29)$$

sendo :

$$\beta = \left(1 - \left(\frac{z_C}{i_C} \right)^2 \right) \quad (4.30)$$

A instabilidade ocorre por flexão (pura) em torno de z-z se $P_{cr} = P_{Ez}$ ou por uma combinação de flexão reta em torno de z-z com torção se $P_{cr} = \bar{P}$ [15].

Se o eixo de simetria for o eixo y-y os índices z trocam com y.

C) Secções com dupla simetria (secção I ou fechadas de perfis de aço leve) ou com simetria em relação a um ponto (secção Z)

A equação característica fica:

$$(P - P_{Ey})(P - P_{Ez})(P - P_{\phi}) = 0 \quad (4.31)$$

sendo:

$$P_{cr} = \min \{P_{Ey}, P_{Ez}, P_{\phi}\} \quad (4.32)$$

A instabilidade ocorre por flexão reta em torno de y-y ou de z-z ou por torção pura.

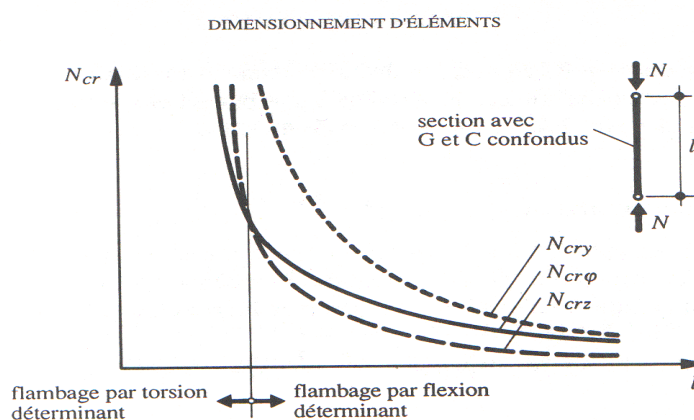


Fig. 23- Cargas críticas (N_{cr}) de encurvadura de uma secção com os CG e CC coincidentes [15, 16].

Os modos de instabilidade globais são caracterizados pelo fato de o eixo da barra se deformar e as secções transversais sofrerem deslocamentos apenas de corpo rígido no seu plano, podendo ocorrer fenómenos de instabilidade devido à flexão, onde as secções transversais sofrem translação, ou flexão/torção, onde as secções sofrem simultaneamente translação e rotação como mostra a Fig. 24 [11].

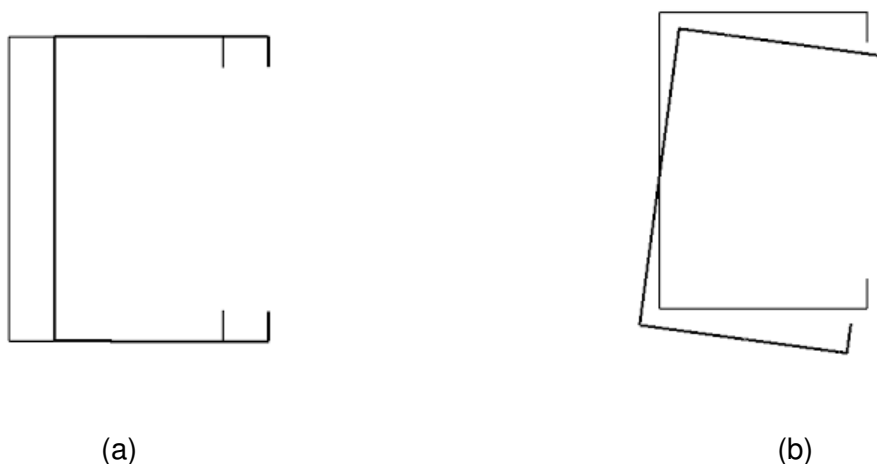


Fig. 24- Instabilidade global por flexão (a) e instabilidade global por flexão/torção (b) [11].

Para secções com simetria radial é suscetível a encurvadura da barra por torção, mas como já foi referido este tipo de secções não é utilizado em LSF.

No caso particular das colunas enformadas a frio, como são em geral monossimétricas em torno do eixo y-y a encurvadura pode ocorrer por flexão em torno do eixo de menor inércia z-z ou de flexão/torção.

4.1.2.1. Disposições regulamentares

De acordo com o EC3, e fundamentada na exposição da secção anterior, é necessário determinar as cargas críticas em torno do eixo forte, do eixo fraco e a carga crítica de torção, definidas por [5]:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_y^2} \quad (4.33)$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_z^2} \quad (4.34)$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left(GIt + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_T^2} \right) \quad (4.35)$$

Para as secções abertas e monossimétricas ("C" e "U") é preciso a determinação só de $N_{cr,y}$, $N_{cr,TF}$, sendo o L_T o comprimento a encurvadura à torção que é igual ao comprimento entre pontos que evitem efetivamente a rotação da secção (embora possa ocorrer o empenamento). Quando estas têm simetria em torno do eixo y-y como as secções em "C" ou "U" vem $z_0=0$ e $y_0 \neq 0$, a carga crítica elástica para a flexão/torção é obtida a partir da expressão (4.36) [5].

$$N_{cr,TF} = \left(\frac{N_{cr,y}}{2\beta} \right) \times \left(1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 \times \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right) \quad (4.36)$$

com:

$$\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 \quad (4.37)$$

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2 \quad (4.38)$$

e restantes grandezas já antes definidas, sendo:

(G) - Módulo de distorção;

(I_t) - Constante de torção da secção transversal;

(I_w) - Constante de empenamento da secção transversal;

(i_y) - Raio de giração da secção transversal em torno do eixo y-y;

(i_z) - Raio de giração da secção transversal em torno do eixo z-z;

(l_t) - Comprimento de encurvadura de torção;

(y_0, z_0) - Coordenadas do centro de corte em relação ao centro de gravidade da secção.

A esbelteza normalizada relativa às duas primeiras cargas críticas (4.33) e (4.34) são:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yb}}{N_{cry}}} \quad (4.39)$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yb}}{N_{crz}}} \quad (4.40)$$

A esbelteza normalizada à torção (torção pura ou flexão/torção) é dada por:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yb}}{N_{cr,T}^*}} \quad (4.41)$$

Sendo a carga crítica à “torção de cálculo” a menor das anteriores $N_{cr,T}$ e $N_{cr,TF}$.

$$N_{cr,T}^* = \min(N_{cr,TF}; N_{cr,T}) \quad (4.42)$$

A Tabela 12 fornece, em função da forma da secção e dos eixos principais da secção, as curvas de encurvadura da secção em flexão. No caso de secções enformadas a frio e para a encurvadura por torção ou flexão/torção o Eurocódigo aconselha seguir a curva “b”. A Tabela 13 relaciona essas curvas com o fator de imperfeição α , que quanto maior for maior será o grau de imperfeição da coluna. Conhecidos os fatores de imperfeição, e as esbeltezas normalizadas, $\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$ e $\bar{\lambda}_T$ é possível com as expressões (4.43) e (4.44) determinar o coeficiente de redução de tensão respetivo, χ_y, χ_z, χ_T [7].

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda b^2}}, \chi \leq 1 \quad (4.43)$$

onde:

$$\phi = 0.5 \times (1 + \alpha(\lambda b - 0.2) + \lambda b^2) \quad (4.44)$$

Para efeitos da verificação da coluna à encurvadura interessa o menor valor deles, χ :

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z, \chi_T) \quad (4.45)$$

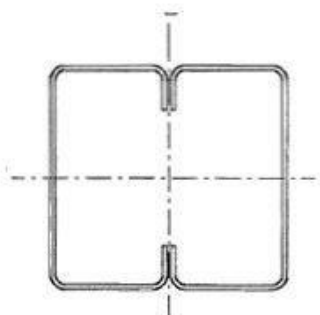
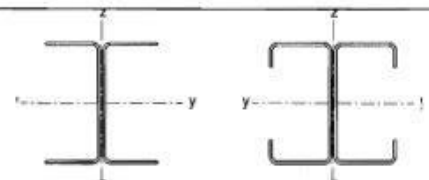

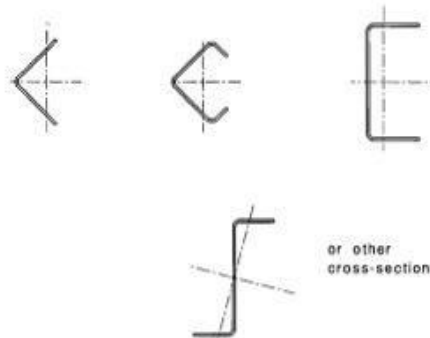
Determina-se finalmente o esforço normal resistente da coluna à encurvadura:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yd}}{\gamma_{M1}} \quad (4.46)$$

A VS à encurvadura por flexão em colunas consiste em satisfazer a seguinte inequação:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad (4.47)$$

Tabela 12- Eixos principais de encurvadura [5].

Type of cross-section	Buckling about axis	Buckling curve
	if f_{yb} is used	b
	if f_{ya} is used ⁷⁾	c
	y - y	a
	z - z	b
	Any	b
 <p>or other cross-section</p>	Any	c

⁷⁾ The average yield strength f_{ya} should not be used unless $A_{eff} = A_E$

Tabela 13- Fatores de imperfeição [7].

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

4.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE VIGAS

A VS de vigas aos ELU contempla vários níveis de avaliação:

- (1) Verificação de resistência elástica ou elástoplastica, por cedência da secção do maior momento fletor;
- (2) Verificação de resistência ao corte;
- (3) Verificação de resistência à torção devido à excentricidade da carga;
- (4) Verificação de resistência a cargas pontuais, nomeadamente nos apoios;
- (5) Verificação à encurvadura lateral da viga.

Neste trabalho só nos debruçaremos sobre os pontos (1) e (5)

4.2.1. V.S. DE SECÇÕES DE VIGAS À RESISTÊNCIA ELÁSTICA OU ELÁSTOPLÁSTICA

A VS consiste da secção mais solicitada à resistência consiste em satisfazer a inequação [5]:

$$M_{Ed} \leq M_{cRd} \quad (4.48)$$

Caso $W_{eff} \leq W_{el}$ da secção bruta

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (4.49)$$

Caso $W_{eff} = W_{el}$

$$M_{c,Rd} = f_{yb}/\gamma_{M0} \cdot \left(W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) \times 4 \times \left(1 - \frac{\bar{\lambda}_{max}}{\lambda_{c0}} \right) \right) \leq \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.50)$$

(É sempre mais conservativo usar a primeira expressão, o que foi adotado neste trabalho)

4.2.2. VS DE VIGAS À ENCURVADURA LATERAL

Cálculo do momento crítico de vigas à encurvadura lateral M_{cr} , de secções bi-simétricas em relação ao eixo fraco, e claro fletindo em torno do eixo forte, é realizado a partir da secção bruta do elemento independentemente de este ser da classe 1, 2, 3 ou 4.

Há que considerar o comprimento de encurvadura no plano que corresponde à encurvadura lateral em torno do eixo fraco da secção (eixo z-z). Foram considerados comprimentos de vigas de 2, 3, 4 e 5 metros, embora o comprimento de encurvadura fosse limitado a 0.6.

A partir do valor do momento crítico elástico da barra, M_{cr} , (ver secções seguintes) e do valor do módulo efetivo de flexão é determinada a esbelteza normalizada da secção à encurvadura lateral [5].

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{M_{cr}}} \quad (4.52)$$

Para a encurvadura lateral de barras de aço enformado a frio o regulamento aconselha a curva de encurvadura "b" cujo coeficiente de imperfeição é $\alpha=0.34$. O fator de redução χ é calculado pelas expressões (4.43) e (4.44) [5]

Finalmente o momento resistente lateral é:

$$M_{c,Rd} = \chi L T \frac{W_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (4.53)$$

A VS à encurvadura lateral de vigas consiste em satisfazer a seguinte inequação:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} \quad (4.54)$$

sendo M_{Ed} o máximo momento (em valor absoluto) do troço de viga entre pontos contraventados. Em virtude do comprimento dos troços neste trabalho ser de apenas 0.60m esta verificação de segurança nunca é condicionante.

4.2.2.1. Momento crítico de secções simétricas em relação ao eixo fraco

A expressão geral para o cálculo do momento crítico em secções simétricas ao eixo fraco e fletindo em torno do eixo forte, como as secções em C “back” to “back” é dada por [7]:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left(\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 * z_g - C_3 z_j)^2 \right)^{0.5} - (C_2 * z_g - C_3 z_j) \quad (4.55)$$

Onde:

(G) - Módulo de distorção;

(I_t) - Constante de torção da secção transversal;

(I_w) - Constante de empenamento da secção transversal;

(L) - Comprimento de encurvadura, que neste trabalho é de 0.60 m porque se assume que há contraventamento lateral em intervalos deste teor.

Os restantes coeficientes podem ser vistos no Anexo C.2 da prEN1993-1-1.

Para este tipo de secções o M_{cr} pode ser calculado pelo software livre LTBeam.

4.2.2.2. Momento crítico de secções simétricas em relação ao eixo forte

É necessário calcular o momento crítico do elemento para verificar a resistência da secção à encurvadura lateral. O cálculo do M_{cr} baseia-se nas propriedades brutas e depende de variáveis como as condições de apoio, condições de carregamento, dos travamentos laterais e da distribuição real dos momentos fletores. [13]

Para este cálculo foram utilizadas as mesmas definições que em 4.2.2.1.

Momento crítico elástico de encurvadura lateral/torção

A expressão geral para o cálculo do momento crítico é: [7]

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_t} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \quad (4.56)$$

Que é um caso particular da equação (4.55).

A expressão é retirada do Anexo F da EN1993-1-1 [7]. Esta expressão é utilizada uma vez que o momento de inércia em torno do eixo y-y é significativamente superior comparado com o momento de inércia em torno do eixo z-z, ocorrendo a instabilidade para momentos em torno do eixo z-z. A expressão é válida quando o movimento lateral e a torção em relação ao eixo longitudinal estão restringidos nos pontos extremos do troço ou em contraventamentos laterais [13]. Estas últimas restrições são materializadas pela fixação do OSB aos perfis.

Em alternativa à expressão anterior, para determinação do M_{cr} , temos conhecimento de dois softwares que permitem o seu cálculo o (i) **CUFSM**, constrained Finite Strip Method baseado no método das faixas finitas e desenvolvido por Schafer e outros [15] na Califórnia, Estados Unidos, e o (ii) o **GBTUL**, baseado na “Teoria Generalizada de Vigas” e desenvolvido por uma equipe de docentes do IST chefiada por Dinar Camotim [16]. Ambos são livres sendo o primeiro, o mais antigo e por isso mais testado. Como já é usado em regulamentação nos dos Estados Unidos e Canadá será também aqui aplicado.

Além disso o **CUFSM** serve de suporte ao “Direct Strength Method- Design Guide”, guia de projeto pelo método da resistência direta que é adotado pela American Iron and Steel Institute no dimensionamento de estruturas em aço enformado quer na América como no Canadá.

As vantagens do “método direto” são as seguintes: (i) recorre à secção bruta da secção e por isso dispensa a determinação da secção efetiva, (ii) conseqüentemente não necessita de iterações para este fim, (iii) focaliza-se na determinação de cargas críticas (local de placa, distorcional e global), e não na otimização da secção efetiva, (iv) fornece as cargas críticas para os modos locais, distorcionais e globais.

As desvantagens são as seguintes: (i) só é aplicável a N_{Ed} e M_{Ed} separados, (ii) não incorpora o aumento de rigidez devido ao processo de enformação a frio, (iii) as barras são biarticuladas à flexão, (iv) não incorpora o efeito dos buracos eventuais ao longo da barra, (v) não prevê cargas de vão ou seja os momentos variáveis ao longo da barra, (v) a determinação dos modos distorcionais é por vezes difícil.

O CUFSM, e portanto o método direto, permite relacionar os meios comprimentos de onda da deformada das placas com as cargas críticas locais ($N_{Cr,l}$, ou $M_{Cr,l}$), distorcionais ($N_{Cr,d}$, $M_{Cr,d}$) ou globais ($N_{Cr,e}$; $M_{Cr,e}$).

Na aplicação do CUFSM há que reter o seguinte (i) os modos críticos estão relacionados com uma carga crítica (ou razão entre esta e a carga de cedência) e um meio comprimento de onda (ii) os modos críticos mais baixos são os condicionantes e (iii) os meios comprimentos de onda de um modo local de placa são semelhantes à menor dimensão da chapa onde ele ocorre. Este último preceito permite distinguir os modos críticos de placa e os distorcionais.

Está fora do âmbito desta tese a explicação pormenorizada do método. Na verdade apenas pretendemos o momento crítico e por isso vamos fazê-lo aplicando-o a uma das secções em estudo e sabendo de antemão que estão contraventadas de 600 em 600 mm.

Há duas fases em que a análise deve corresponder: (i) a fase de montagem em que as placas de OSB não estão ainda aparafusadas ao perfil e (ii) a fase posterior ao aparafusamento.

Usaremos como exemplo a secção bruta do **C200x43x15x1.5**.

Colocando a geometria no CUFSM e um diagrama de tensões elástico correspondente à tensão máxima de 260 MPa que é de compressão nas fibras, superiores e de tração nas inferiores, levará ao esgotamento elástico da secção.

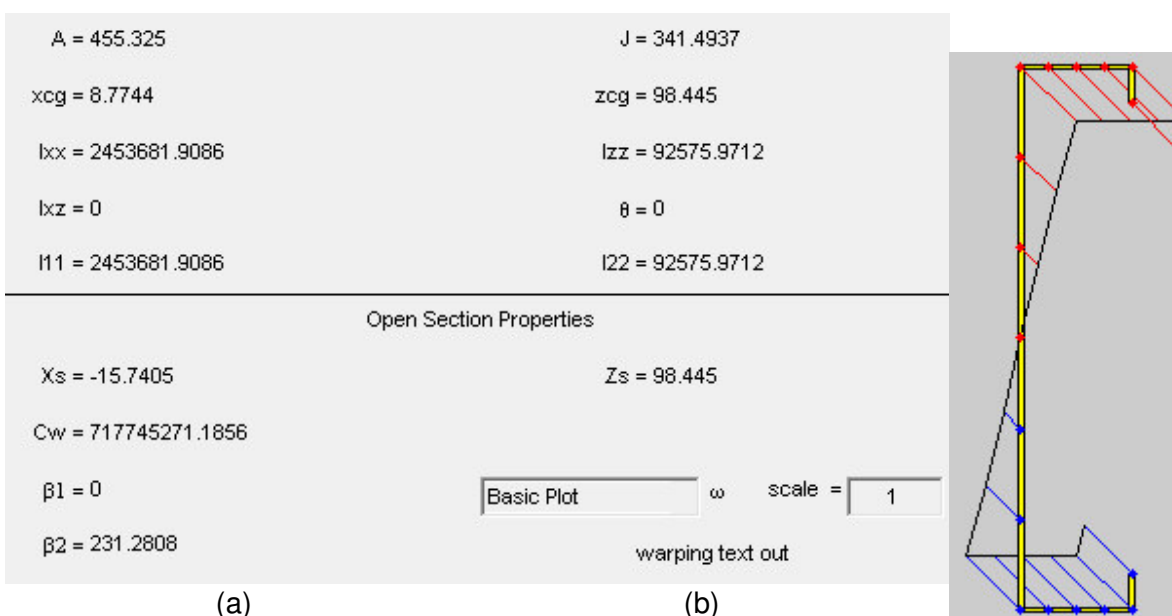


Fig. 25- Propriedades brutas da secção e (b) tensões aplicadas, do CUFSM [17].

As tensões aplicadas foram de 260 MPa. O braço útil é de $hc/2$ e por isso o momento de cedência, e o fator de redução pelo facto dos cantos serem retos no modelo da secção em vez de curvos (ver eq. 5.1.b. e 5.1.d. do EC3-1-3) é $\delta = 0.013231$:

$$M_{c,y} = \frac{I_y \cdot (1 - 2\delta)}{y_{max}} * \sigma_c = \frac{2453681 \cdot (1 - 0.01322)}{98.45} * 260 * 10^{-6} = 6.3 \text{ kNm} \quad (4.57)$$

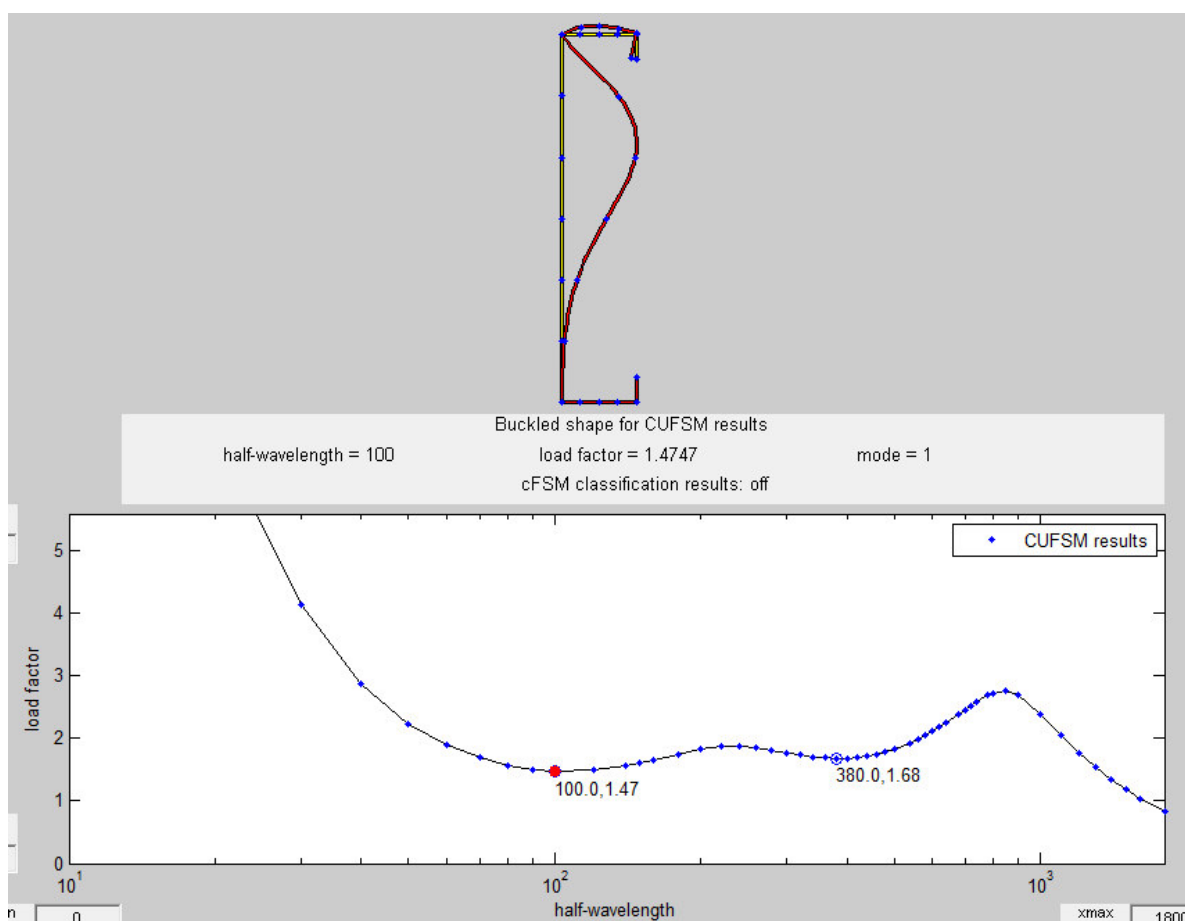


Fig. 26- 1º modo de deformação no CU-FSM. Encurvadura de placa na alma [17].

O primeiro ponto mínimo da curva de coordenadas (100; 1.4747) corresponde à encurvadura da alma porque o meio comprimento de onda (100 mm) é menor que a altura da alma (200 mm) (como se tinha constatado da classificação da secção). Note-se que o banzo superior roda por compatibilidade da rotação da alma, e como está impedido pelo tabuado rodará em sentido contrário. A instabilidade local de placa que é patenteada pelo 1º mínimo da função mas não será tido em conta, na medida em que a resistência última da secção será determinada com base na secção efetiva, ou seja, $M_{rd} = (w_{eff} \cdot fy) / \gamma_{M0}$.

No presente exemplo, meramente indicativo como utilizar o CU-FSM, o momento resistente à encurvadura de placa é:

$$M_{Rd,placa} = \text{"load factor"} \cdot M_{cy}$$

O "load factor", a razão entre o momento resistente e o momento de cedência" é superior à unidade. Significa assim que o fenómeno de encurvadura local nunca ocorrerá antes de se atingir o momento de cedência pelo que a secção não é, pelo CU-FSM, da classe 4. Chegamos a esta conclusão porque se está a usar o método das faixas finitas que é mais rigoroso que o método das larguras eficazes (que classificava esta secção como de classe.4).

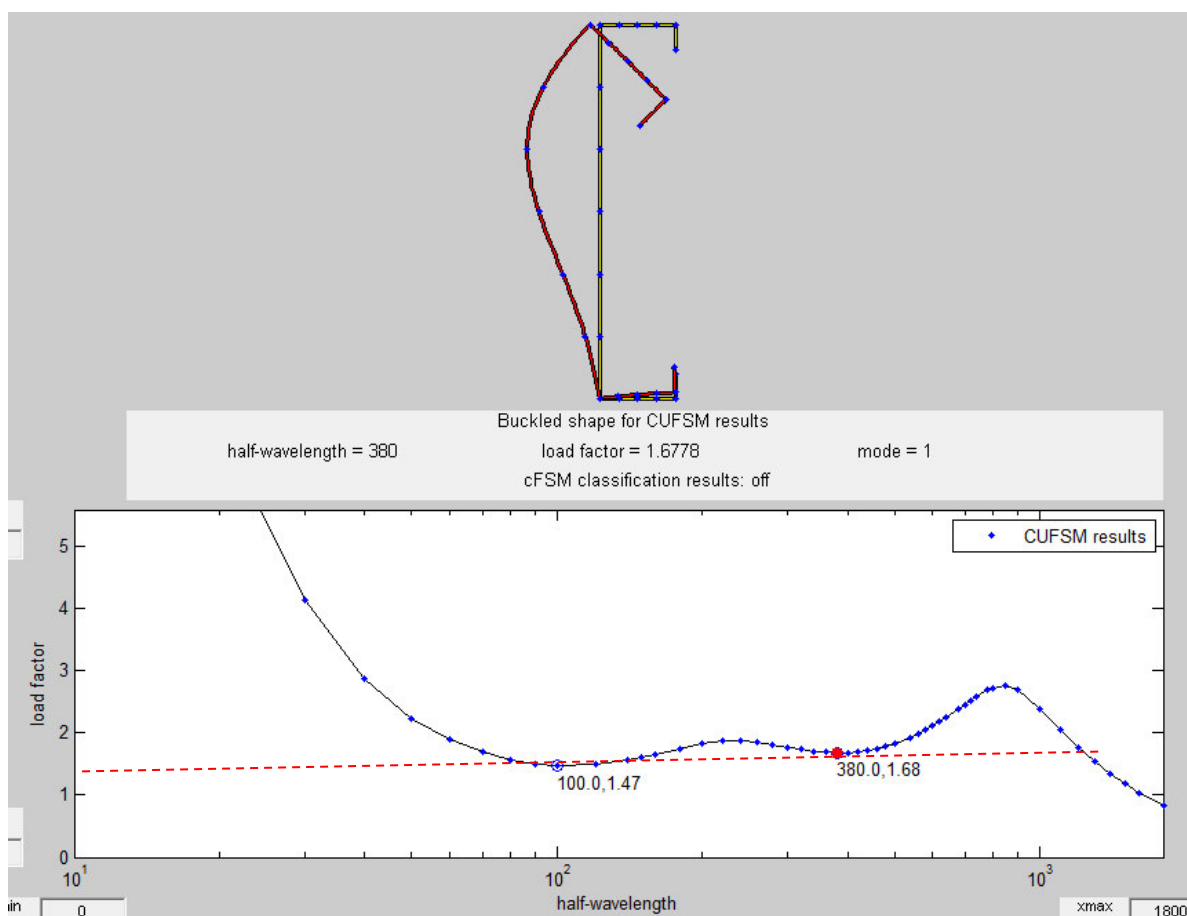


Fig. 27- 1º modo de deformação no CU-FSM- Encurvadura distorcional [17].

No mesmo modo de deformação, mas no 2º mínimo da curva, detetamos o ponto de distorção que tem como coordenadas (380; 1,6778). É de fato o modo distorcional porque o banzo superior roda como corpo rígido. O “Load Factor”, razão entre a carga distorcional e o momento de elástico, é ligeiramente superior ao do modo anterior. O momento fletor resistente correspondente é:

$$M_{R\text{distorcional}} = 1.6778 * M_{c.y} = 1.6778 * 6.31 = 10.58 \text{ kNm}$$

e como seria de esperar superior ao $M_{R\text{placa}}$.

O colapso por encurvadura global é representado pelo ponto de interseção da linha horizontal interrompida com a curva “Load Factor” – “Walf-Wavelength” da Fig. 27. A esse ponto corresponde o comprimento máximo entre pontos de contraventamento que é de cerca de 1050 mm e por isso bastante superior aos 600 mm adotados.

Depois de aparafusados os painéis OSB aos perfis o comportamento destes será diferente. No modelo tratado pelo CUFSM basta fixar o nó central do banzo superior.

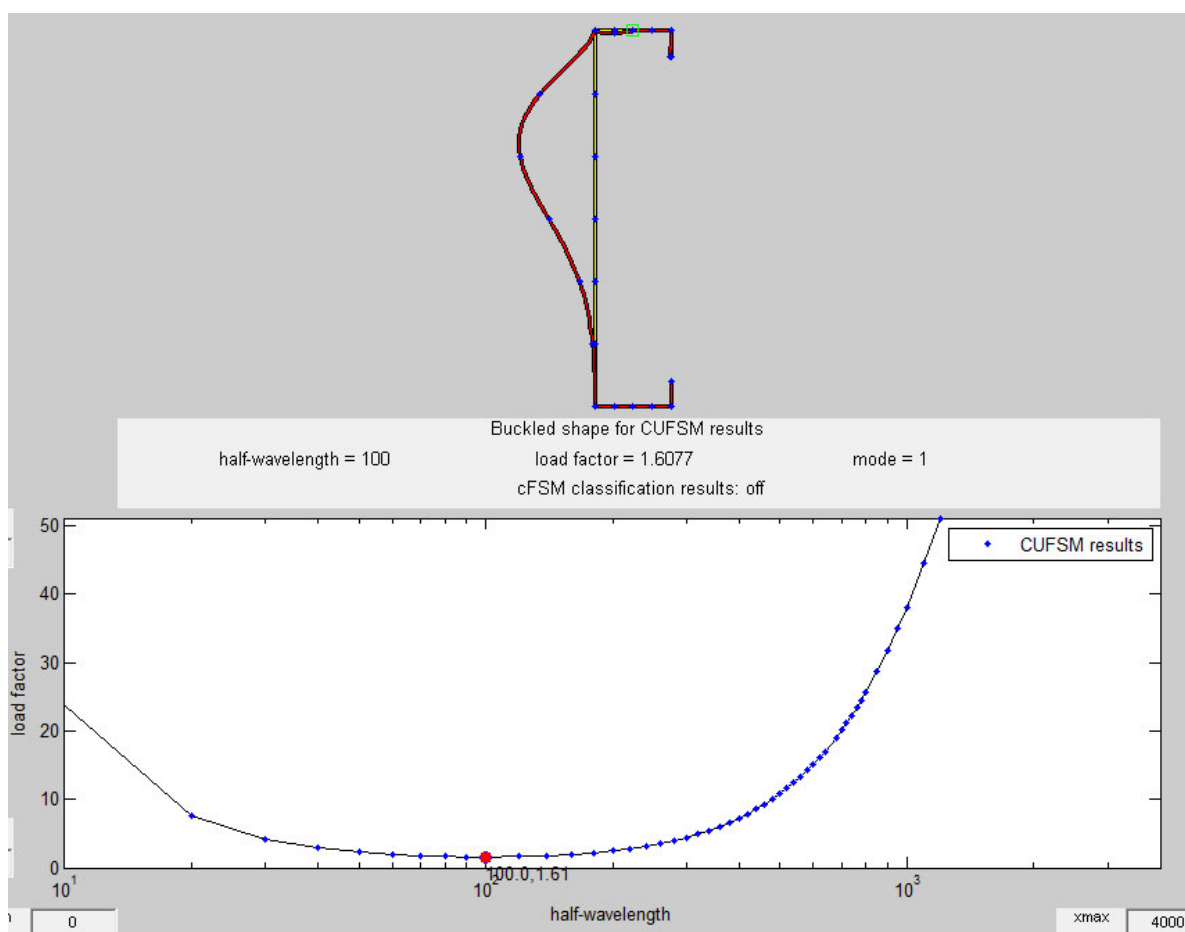


Fig. 28- 1º modo de deformação com o banzo aparafusado ao OSB [17].

Fixando o banzo a curva “Fator de Carga” versus “meio comprimento de onda” é, para o intervalo destes meios comprimentos [0mm; 4000 mm] a que se apresenta na figura 28. Esta figura não é muito comum visto que só apresenta um mínimo, quando em geral ocorrem dois mínimos (associados à encurvadura de placa e distorcional respetivamente) e um ramo descendente (associado à encurvadura global, neste caso, encurvadura por flexão lateral). O mínimo tem um meio comprimento de onda de 100mm, e como é inferior à dimensão da altura da alma, pressupomos que está associado ao fenómeno de encurvadura local de placa, como é confirmado pela própria configuração da deformada no cimo da mesma figura.

O fator de carga que mobiliza este fenómeno de encurvadura local é de apenas 1.6077 ao que está associado um momento resistente de $M_{Rplaca} = 1.6077 * 6.31 = 10.14$ kNm por viga

Esperamos que quantificando esta resistência a partir do método das larguras efetivas se chegue a um valor resistente semelhante.

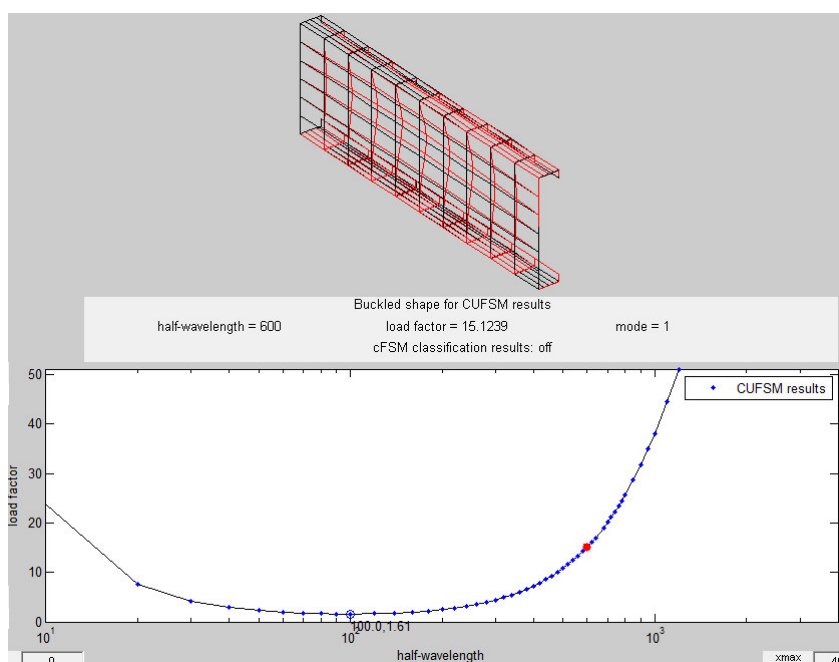


Fig. 29- 1º modo de deformação para o perfil aparafusado e para meio comprimento de onda de 600 mm [17].

Como a distância entre pontos de contraventamento é de 600 mm, podemos constatar da figura que para esta distância entre pontos de contraventamento a barra não tem encurvadura global por flexão lateral.

Nos cálculos presentes e para secções em C e U não foi adotada esta metodologia. Aplicou-se a expressão (4.56) justificada pelo documento [13].

4.3. BARRAS TESTADAS NO TRABALHO E IMPLEMENTAÇÃO DE PROCEDIMENTOS

Como se constata as VS envolvem o cálculo de bastantes parâmetros alguns dos quais bastante laboriosos de obter. Para esse fim usou-se o programa "CUFSM" (A Fig. 30 mostra os dados de input utilizados) o qual requer previamente o seguinte conjunto de dados:

- Características geométricas das secções (coordenadas dos nós, incidência de cada troço, espessura, etc);
- Propriedades dos materiais (módulos de elasticidade linear e transversal, coeficiente de Poisson);
- Condições de apoio;
- Tensões atuantes.

Numa fase inicial deste estudo, para as secções em "U" adotaram-se as expressões da Fig. 32 para calcular a inércia de empenamento em vez do software CUFSM.

Desenvolveu-se posteriormente uma folha de cálculo em Mathcad, de acordo com o Anexo C do EC3-1-3, embora com pequenas alterações visto se terem detetado gralhas e de se ter adotado, por comodidade de programação, contadores do número de nós e de troços diferente. É de salientar que esta folha de cálculo determina todas as grandezas geométricas necessárias para a análise de secções enformadas a frio abertas, como mostra o anexo.

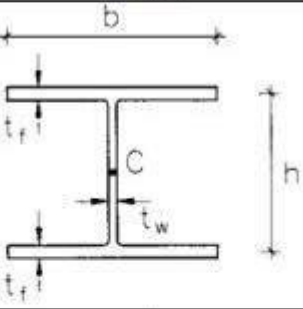
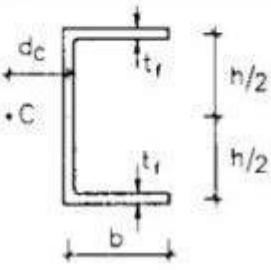
Secção	I_w
	$\frac{t_f h^2 b^3}{24}$
	$\frac{t_f b^3 h^2}{12} \frac{3bt_f + 2ht_w}{6bt_f + ht_w}$

Fig. 32- Inércia de empenamento para secções em "U" e "I" [19].

5. DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES ACOPLADAS

5.1. MOBILIZAÇÃO DO EFEITO DE CONJUNTO

As secções acopladas permitem vencer vãos e suportar cargas maiores sem que tenha que se aumentar a altura dos perfis. Ao juntarem-se dois perfis “back to back” o momento crítico à encurvadura lateral aumenta para mais que o dobro de cada um dos perfis isolados. Além disto, nestas secções duplas, o centro de corte passa a coincidir com o centro de gravidade. Este aspeto, como foi visto atrás, minora a suscetibilidade do elemento à encurvadura por torção. Torna-se assim vantajosa a utilização destas secções em zonas onde os esforços atuantes sejam elevados.

Adotando um aparafusamento adequado podemos reduzir a área *não* efetiva da alma ou até eliminá-la, aspeto que beneficia o conjunto, tanto em resistência à flexão como à encurvadura lateral. Abaixo na Fig. 33 (a) e (b) e Fig. 34 (a) e (b) apresentam-se os perfis de secções acopladas utilizados neste trabalho.

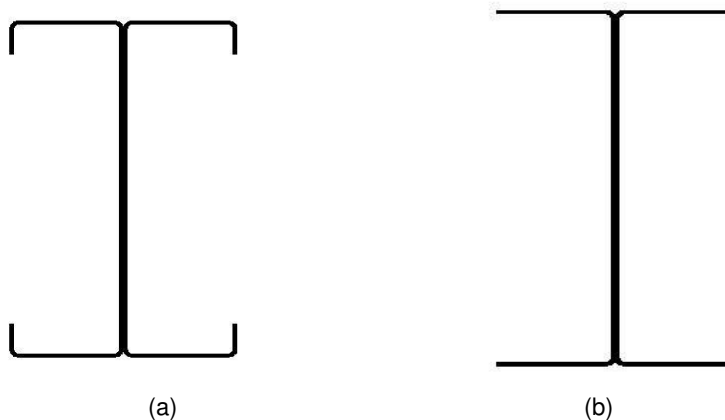


Fig. 33- (a) Perfis em “C” e (b) “U” “Back to back”.

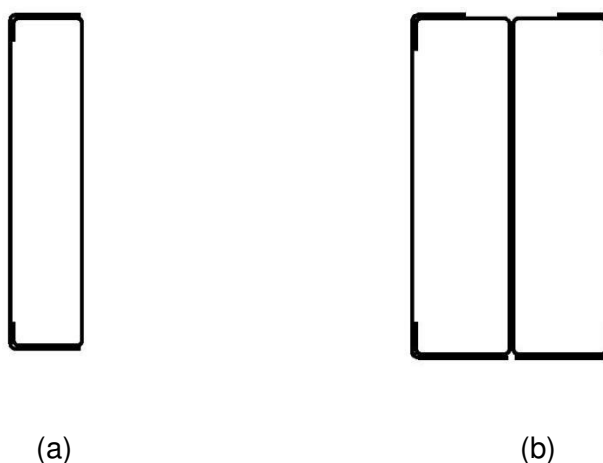


Fig. 34- (a) Secção composta fechada com perfis “C” mais “U”; (b) Secção composta de perfis em “C” “Back to Back” com perfis em “U” a fechar.

De forma a evitar que os perfis acoplados “sofram” fenómenos de instabilidade local em almas acopladas estas devem estar bem unidas pelo que os parafusos não podem ter um afastamento superior ou igual ao meio comprimento de onda de encurvadura da alma quando isolada, (Fig. 35).

Para evitar o fenómeno explicado no parágrafo anterior, recorreu-se ao quadro 5.2 EC3-1-1 “limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos” e dessa forma o cálculo é realizado de forma inversa ao cálculo da classificação de secções de elementos. Para este caso parte-se do princípio que a distância entre parafusos é no máximo capaz de garantir que não ocorra o comprimento longitudinal de encurvadura “b” da Fig. 35, e que normalmente para a encurvadura local da alma é na ordem da sua altura. Assim empregou-se a expressão 5.1 do EC3 (na página seguinte) limite superior para secções da classe 3. Pode-se retirar o comprimento máximo associado “S” da Fig. 36. Que limita as zonas não efetivas da alma considerando o perfil “C” isolado. O afastamento máximo em altura no perfil é limitado pelo cálculo da expressão 5.1 e 5.2 consoante a barra esteja em compressão simples ou em flexão. Por razões construtivas adota-se transversalmente e longitudinalmente o menor dos valores.

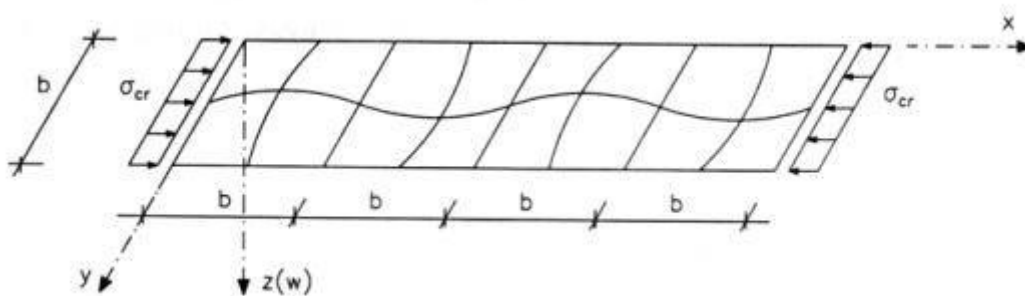


Fig. 35- Comprimentos de semi-comprimentos de onda [20].

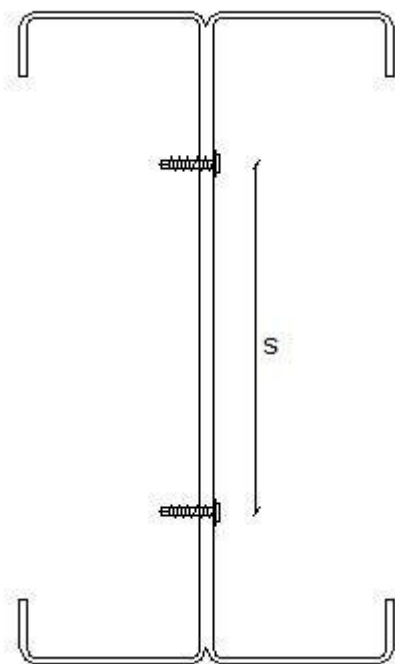


Fig. 36- Afastamento entre parafusos “S”.

Os valores de afastamentos como referido são o mínimo entre a altura máxima do perfil e o limite de altura necessário para garantir que a secção é da classe 4, onde para elementos internos à compressão [7]:

$$c \leq t \cdot \varepsilon \cdot 42 \quad (5.1)$$

e para elementos internos sujeitos à flexão [7]:

$$c \leq t \cdot \varepsilon \cdot 124 \quad (5.2)$$

Onde:

c- comprimento máximo de perfil para garantir classe 3;

t- espessura do perfil;

ε -fator de redução.

Após a obtenção do afastamento máximo entre parafusos para garantir o acoplamento perfeito entre perfis importa classificar novamente os elementos constituintes do perfil, neste caso para as secções compostas “back to back” considera-se que os perfis funcionam em conjunto, portanto, a espessura da alma acoplada é a soma das espessuras das duas almas isoladas.

Outra alternativa à metodologia empregue é desenvolvida no exemplo seguinte.

5.1.1. CASO DE ESTUDO

Perfil **C200x43x1.5**

Suponhamos que se pretende estudar estes perfis acoplados costas com costas para trabalhar à flexão. Da Tabela 6 constatamos que a alma de um deles é de classe 4.

Entretanto determina-se a classe da alma acoplada, para avaliar previamente se as almas acopladas conduzem a maior resistência.

Usando $hc=196.89$ da Tabela 15, a esbelteza é $\frac{hc}{t_{acoplado}} = \frac{196.89}{2 \cdot 1.5} = 65.63$ que é comparado ao limite $124 \cdot \varepsilon = 124 \cdot \sqrt{\frac{235}{280}} = 113$ da Tabela 5.2 do EC3-1-1 pelo que a secção acoplada é não superior à classe 3.

Basta agora garantir que as ligações na alma sejam as adequadas.

Consequentemente, para a alma isolada determina-se a localização da zona não efetiva.

O coeficiente de encurvadura da alma é $K\sigma=23.9$ (Tabela 8) a esbelteza normalizada é

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{hc}{t}}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K\sigma}} = \frac{\frac{196.89}{1.5}}{28.4 \cdot \sqrt{\frac{235}{280}} \cdot \sqrt{23.9}} = 1.052 \text{ de onde, para elementos internos o}$$

coeficiente de redução é de $\rho=0.851$.

Da Tabela 8 as larguras efetivas junto ao banzo e à linha neutra são respetivamente

$$be1 = 0.4 \cdot beff = 0.4 \cdot \rho \cdot \frac{hc}{1-\psi} = 0.4 \cdot 0.851 \cdot \frac{196.89}{1-(-1)} = 33.5$$

$$be2 = 0.6beff = 50.3$$

É na faixa de zona “não efetiva”, e que se localiza no intervalo $[be2; hc/2-be1] = [50.3; 66.5]$ a partir do eixo do perfil, que se deve fazer a fixação dos perfis de modo a garantir que a secção acoplada seja da classe inferior a 4, (Fig. 37).

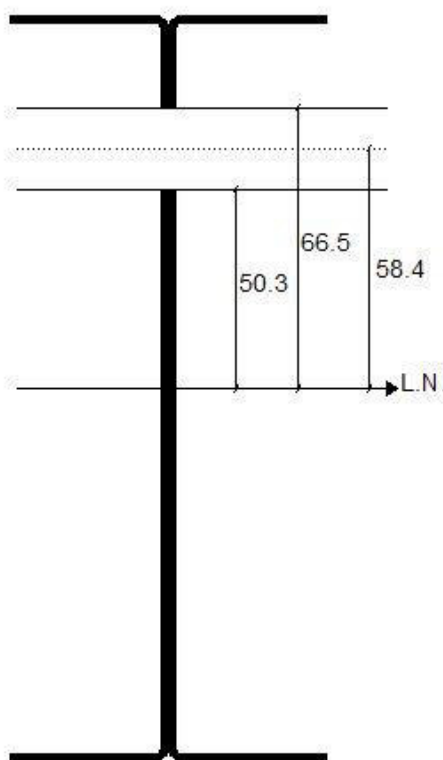


Fig. 37- Distância dos parafusos em relação á L.N.

Consultando as curvas, que relacionam o coeficiente de encurvadura $k\sigma$ com a razão $\alpha=a/b$ (a = comprimento da chapa e b =altura da chapa) [13] (Fig. 38) constatamos que a 1ª semionda corresponde ao ponto $(k\sigma; a/b)=(23.9; 0.75)$ e por isso deve haver um parafuso no sentido longitudinal para prever este fenómeno, $a=0.75 \times 196.89=147$ mm (digamos de 150 mm em 150 mm e na faixa acima referida e já agora no seu centro à cota 58.4mm \approx 60 mm acima da L.N. da viga).

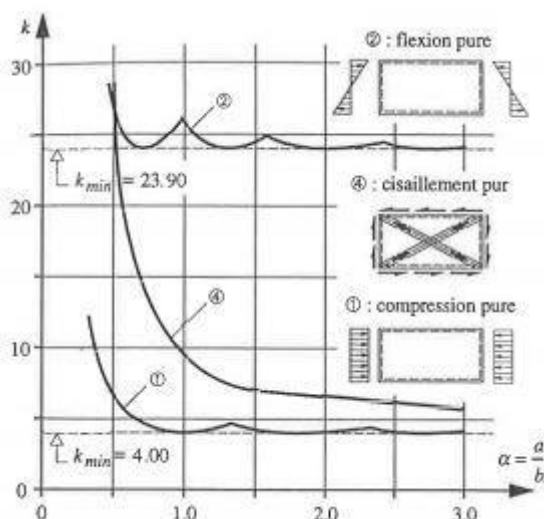


Fig. 38- Abaco da razão $k\sigma; a/b$ [15].

5.2. CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES

O procedimento para a classificação de secções de perfis acoplados foi o mesmo que foi utilizado para as secções simples. A única circunstância que o diferencia em relação a perfis simples foi um aumento da espessura da alma para o dobro em secções acopladas costas com costas. Em resultado desse aumento a esbelteza da alma diminui para metade o que é bastante benéfico, como poderemos verificar no próximo capítulo.

Na Fig. 39 e 40 são apresentados exemplos das áreas efetivas de perfis em “C” acoplados costas com costas à compressão uniforme, à flexão em torno de y-y e em torno de z-z.

São apresentadas secções efetivas de perfis de secções acopladas fechadas Fig.s 41 e 42.

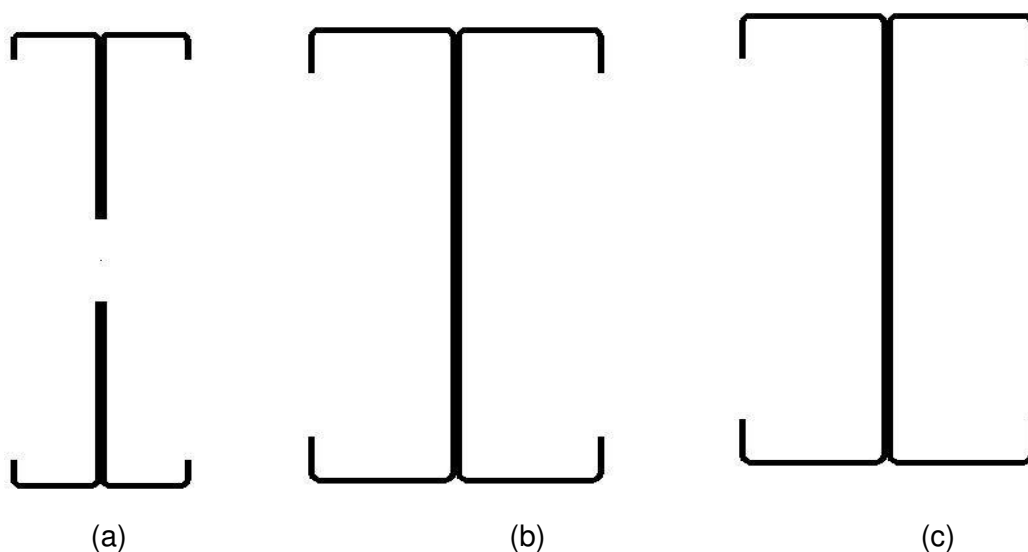


Fig. 39- Secção “C” back to back (a) em compressão, (b) em flexão em torno de y-y (c) em flexão em torno de z-

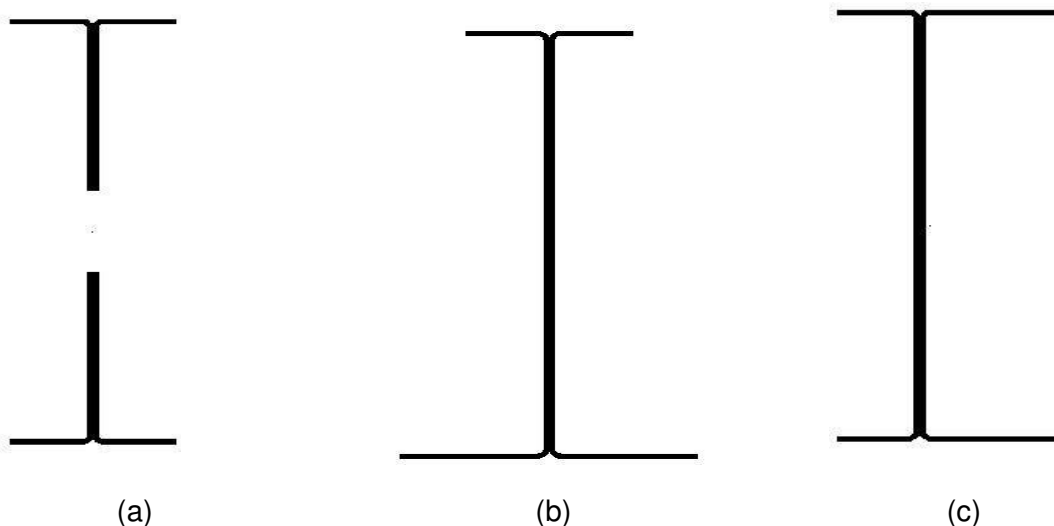


Fig. 40- Secção “U” back to back (a) em compressão, (b) em flexão em torno de y-y (c) em flexão em torno de z-

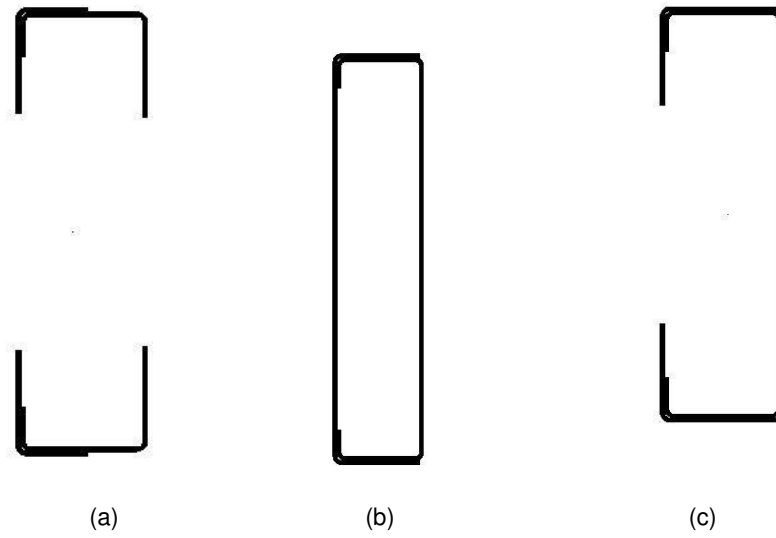


Fig. 41- Seção "UC" back to back (a) em compressão. Seção (b) em flexão em torno de y-y (c) em torno de z-z.

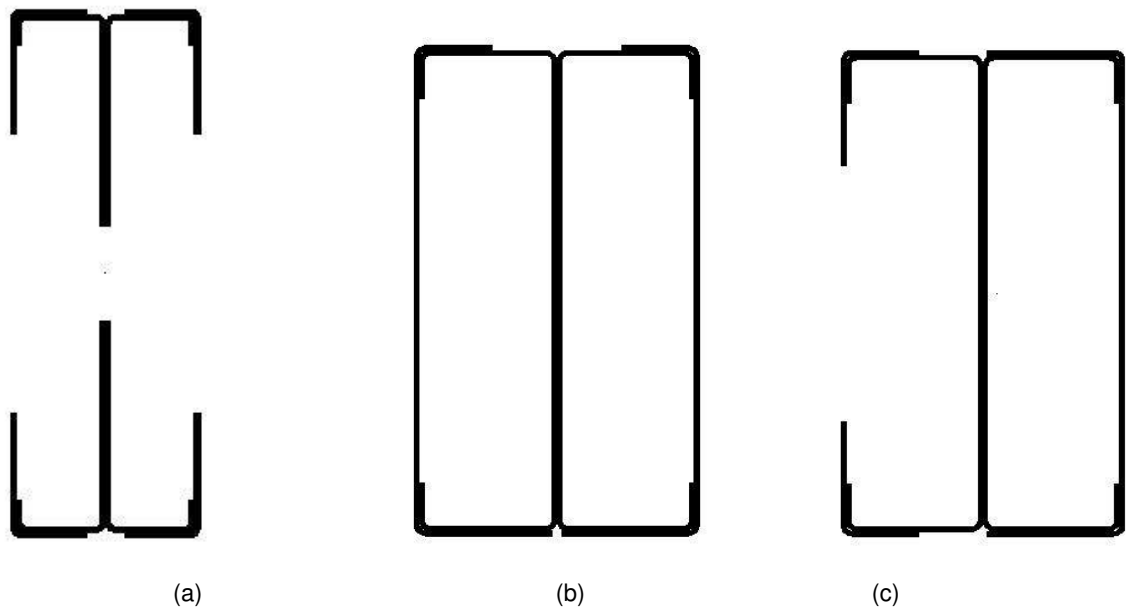


Fig. 42- Seção "UCCU" back to back (a) em compressão, (b) em flexão em torno de y-y e (c) em torno de z-z.

5.3. PROPRIEDADES DAS SECÇÕES

Para a verificação de segurança destas secções, ao contrário do que foi realizado para as secções simples em “C” as secções compostas apresentam uma maior dificuldade na utilização do software “CUFSM4”. Enquanto para as secções simples o programa apenas precisava de dados de input relativamente simples neste caso é necessário recorrer ao “Autocad” para facilitar a obtenção das coordenadas dos nós necessárias ao cálculo da inércia de empenamento e da inércia de torção. Para esta realização de segurança baseou-se o estudo no Anexo C do EC3-1-3 e foram introduzidos os dados da mesma forma que o Eurocódigo sugere para programação, sendo que, já percorridos por elementos, atribui-se a espessura de 0 mm. Na Fig. 43 apresentam-se imagens da forma como se procedeu para a introdução de dados para a obtenção de I_w e de I_t para as secções compostas “C’s” costas com costas. A Fig. 46 mostra o painel de onde conseguimos retirar os dois valores [5].

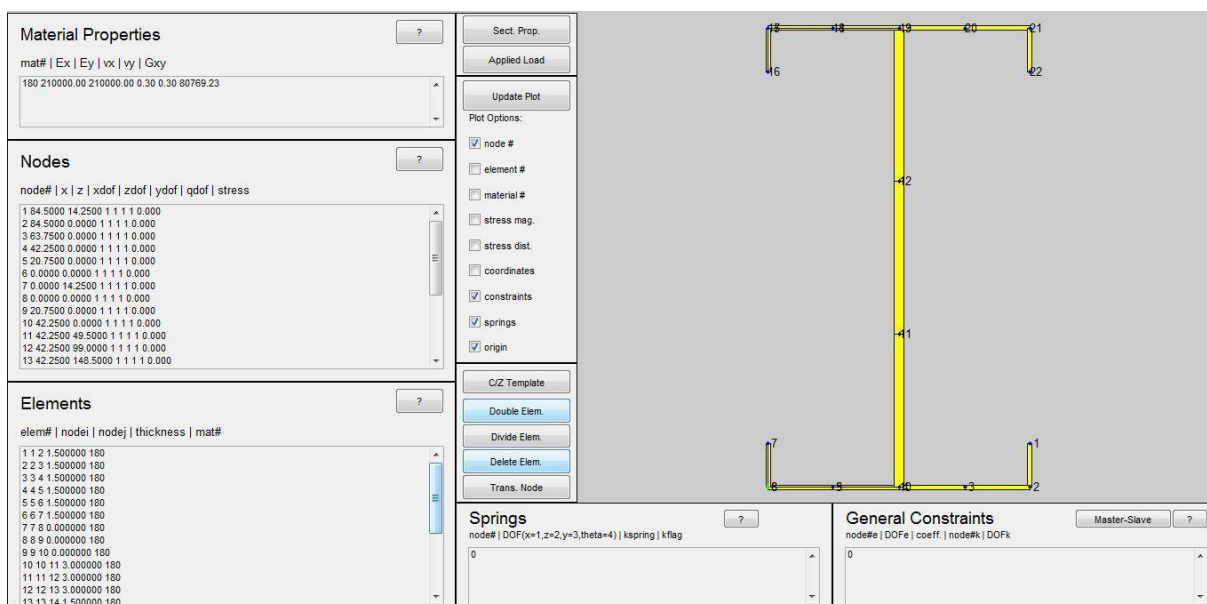


Fig. 43- Dados de input do software.

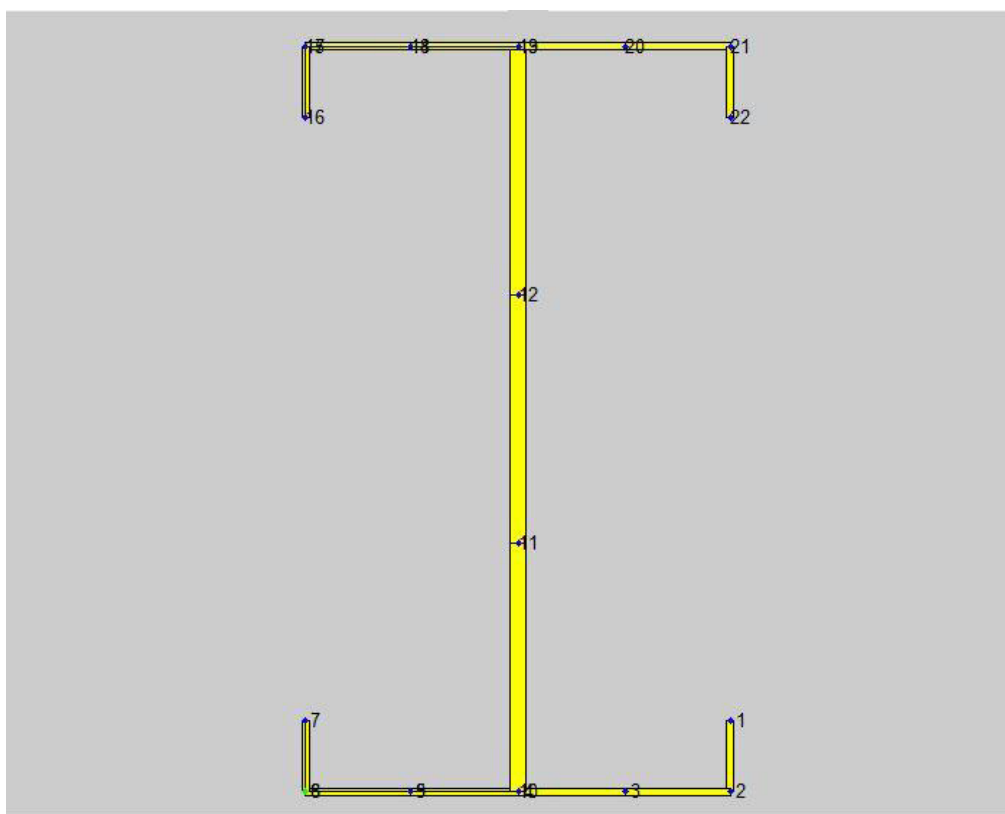


Fig. 44- Pormenor da secção em C com espessuras de 0 mm nas secções duplicadas.

No caso das secções em “U” não é possível através do software obter o valor de I_w . Nas secções acopladas em “U” é possível introduzir uma secção com reforços “fictícios” os quais tem espessura 0 mm. A Fig. 45 apresenta um exemplo da introdução de secções em “U” “back to back”.

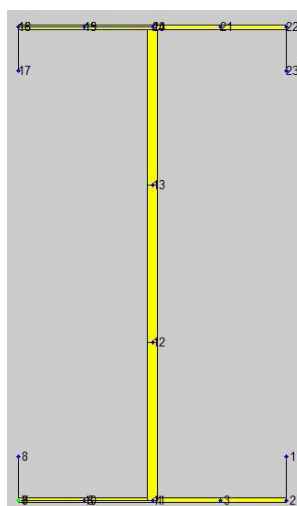


Fig. 45- Secção em “U” “Back to Back”.

Com os dados introduzidos como vimos atrás o software fornece os valores de I_t mas não os valores de I_w como se pode ver na Fig. 46.

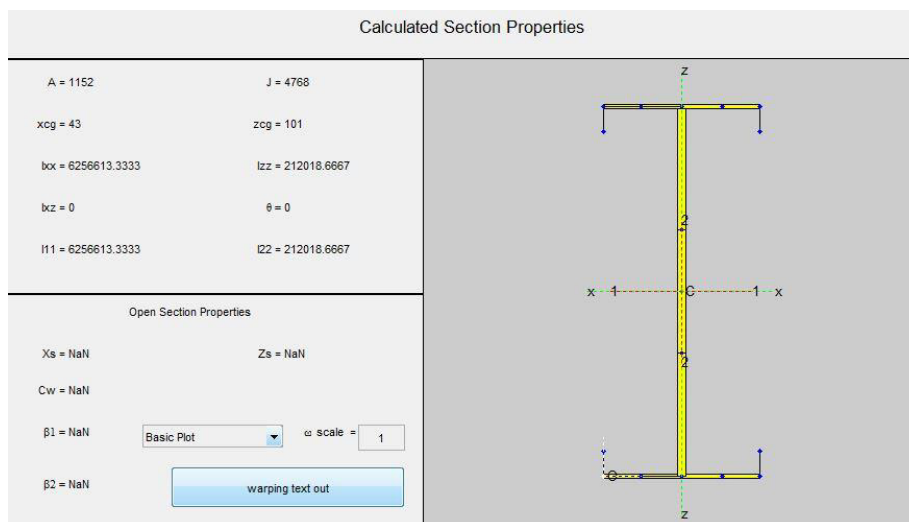


Fig. 46- Janela de output de dados dos perfis “U” costas com costas.

Para determinar I_w , recorreu-se à expressão 5.3, onde as dimensões vêm expressas na Fig. 47.[19]

$$I_w = \frac{t_f \cdot h^2 \cdot b^3}{24} \quad (5.3)$$

Onde:

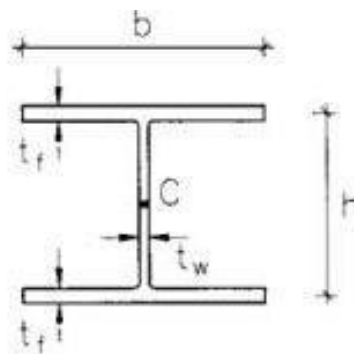


Fig. 47- Dimensões do perfil.

Para as secções compostas fechadas (close up) a inércia de empenamento das secções ligadas apenas nos banzos, foi considerada como a soma das inércias de cada perfil isolado. Não é possível garantir que não existam deslocamentos entre os perfis nesta direção sem recurso a ensaios laboratoriais, portanto, assumiu-se conservativamente o valor explicado.

Em relação à inércia de torção I_t , e face às limitações que o software apresenta, recorreu-se à bibliografia adotando-se a expressão:

$$J_t = \frac{4 \cdot A n^2}{\sum \frac{d_i}{t_i}} \quad (5.4)$$

Com:

An- área interna da secção tubular medida em relação à linha média;

di- área de cada elemento;

ti- espessura de cada elementos.

No caso da determinação da inércia de empenamento e inércia de torção não foi possível ter em conta o raio de curvatura que é formado pela dobragem dos perfis de LSF, visto que na rotina Mathcad se adotaram sempre e por simplicidade troços retos. Sendo assim usamos uma expressão do EC3-1-3 que tem em conta o efeito dos segmentos retos em vez de curvos e que se traduz na redução das propriedades efetivas do perfil

$$\delta = 0.43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^n r_i \frac{\phi_i}{90^\circ}}{\sum_{i=1}^m b_{pi}} \quad (5.5)$$

Onde:

R_j é o raio interno entre elementos curvos j;

n é o numero de curvas do perfil;

m é o numero de elementos planos;

φ ângulo formado entre dois elementos planos;

b_{pi} largura plana do elemento i para uma secção transversal com cantos curvos.

Para os casos em estudo os valores de fatores de correção obtidos para os perfis estudados, perfis em “C” e perfis em “U” acoplados costas com costas são os da Tabela 14.

Tabela 14- Fatores de correção de perfis de secções compostas.

Perfil	δ
C150x1.5	0.013231
C200x2	0.011169
C250x2.5	0.009663
U153x1.5	0.003338
U204x2	0.002755
U255x2.5	0.002345

6. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

O dimensionamento de secções de perfis de aço enformado a frio segundo a EN1993-1-3 é trabalhoso quando comparado com perfis de aço laminados a quente, porque a definição das características efetivas das seções envolve operações iterativas, como demonstram as expressões dos capítulos anteriores.

De modo a facilitar o trabalho do projetista foram construídas tabelas com as características dos perfis bem como esforços resistentes obedecendo à metodologia dos capítulos anteriores e de acordo com o Eurocodigo 3 parte 1-3.

Assim podemos passar de um dimensionamento explícito para um dimensionamento prescrito dos elementos estruturais, aspeto que achamos bastante produtivo e útil.

As propriedades do aço utilizado são:

- Módulo de elasticidade, $E=210000$ MPa;
- Módulo de distorção, $G=80769$ MPa;
- Coeficiente de Poisson, $\nu=0.3$;
- Tensão de cedência, $f_{yb}=280$ MPa;

Alguns fatores que condicionaram de forma significativa os resultados obtidos foram:

- Afastamento entre elementos de contraventamento lateral nas vigas;
- Afastamento dos parafusos das colunas nas uniões entre OSB e perfis metálicos;
- Comprimento de vigas e colunas;
- Raio interno dos cantos curvos de 2mm em todos os perfis;
- Seção transversal bruta com dimensões medidas até ao ponto médio das curvas;

6.1. CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES SIMPLES ABERTAS

Determinam-se as dimensões dos elementos da secção (alma, banzos, rigidificadores) como foi descrito na secção 3.3 tendo em conta a influência dos cantos curvos no comprimento de cada elemento do perfil, os quais se apresentam na Tabela 15 para secções em “C” e na Tabela 16 para secções em “U”.

Tabela 15- Comprimentos de elementos medidos ao raio médio secções em “C”.

Perfil	gr (mm)	bc (mm)	hc (mm)	Cc (mm)
C90x1.5	0.81	39.89	86.89	13.44
C90x2	0.88	39.24	86.24	13.12
C90x2.5	0.95	38.60	85.60	12.80
C150x1.5	0.81	39.89	146.89	13.44
C150x2	0.88	39.24	146.24	13.12
C150x2.5	0.95	38.60	145.60	12.80
C200x1.5	0.81	39.89	196.89	13.44
C200x2	0.88	39.24	196.24	13.12
C200x2.5	0.95	38.60	195.60	12.80
C250x1.5	0.81	39.89	246.89	13.44
C250x2	0.88	39.24	246.24	13.12
C250x2.5	0.95	38.60	245.60	12.80

Onde:

- gr- é a distância desde o ponto médio do raio de curvatura e o ponto médio da interceção dos troços retos perpendiculares;
- bc- comprimento banzo;
- hc- comprimento da alma;
- cc- reforço.

Tabela 16- Comprimentos de elementos medidos ao raio médio secções em “U”.

Perfil	gr (mm)	bc (mm)	hc (mm)
U93x1.5	0.81	41.44	89.89
U93x2	0.88	41.12	89.24
U93x2.5	0.95	40.80	88.60
U153x1.5	0.81	41.44	149.89
U153x2	0.88	41.12	149.24
U153x2.5	0.95	40.80	148.60
U204x1.5	0.81	41.44	200.89
U204x2	0.88	41.12	200.24
U204x2.5	0.95	40.80	199.60
U255x1.5	0.81	41.44	251.89
U255x2	0.88	41.12	251.24
U255x2.5	0.95	40.80	250.60

Classificaram-se todos os elementos de cada perfil em “C” à compressão pura e à flexão pura em torno do eixo de maior inércia como mostram as Tabelas 17 e 18.

Tabela 17- Classificação de secções de perfis em “C” à compressão.

Perfil	Classificação de secção alma		Classificação seção banzo		Classificação seção reforço	
	C/Txε	Classe	C/Txε	Classe	C/Txε	Classe
C90x1.5	63.23	4	29.03	1	9.78	2
C90x2	47.07	4	21.42	1	7.16	1
C90x2.5	37.37	2	16.85	1	5.59	1
C150x1.5	106.89	4	29.03	1	9.78	2
C150x2	79.82	4	21.42	1	7.16	1
C150x2.5	63.57	4	16.85	1	5.59	1
C200x1.5	143.28	4	29.03	1	9.78	2
C200x2	107.10	4	21.42	1	7.16	1
C200x2.5	85.40	4	16.85	1	5.59	1
C250x1.5	179.66	4	29.03	1	9.78	2
C250x2	134.39	4	21.42	1	7.16	1
C250x2.5	107.23	4	16.85	1	5.59	1

Tabela 18- Classificação de secções de perfis em “C” à flexão.

Perfil	Classificação de secção alma		Classificação secção banzo		Classificação secção reforço	
	C/TxE	Classe	C/TxE	Classe	C/TxE	Classe
C90x1.5	63.23	1	29.03	1	9.78	2
C90x2	47.07	1	21.42	1	7.16	1
C90x2.5	37.37	1	16.85	1	5.59	1
C150x1.5	106.89	3	29.03	1	9.78	2
C150x2	79.82	2	21.42	1	7.16	1
C150x2.5	63.57	1	16.85	1	5.59	1
C200x1.5	143.28	4	29.03	1	9.78	2
C200x2	107.10	3	21.42	1	7.16	1
C200x2.5	85.40	3	16.85	1	5.59	1
C250x1.5	179.66	4	29.03	1	9.78	2
C250x2	134.39	4	21.42	1	7.16	1
C250x2.5	107.23	3	16.85	1	5.59	1

Para as secções de perfis em “U” à semelhança do que foi feito para as secções em “C” foram classificados todos os elementos comprimidos do perfil tanto para a compressão uniforme Tabela 19 como para a flexão pura Tabela 20.

Tabela 19- Classificação de secções em “U” à compressão.

Perfil	Classificação de secções de almas		Classificação de secção de banzo	
	C/TxE	Classe	C/TxE	Classe
U93x1.5	65.41	4	30.16	4
U93x2	48.71	4	22.44	4
U93x2.5	38.68	3	17.81	4
U153x1.5	109.07	4	30.16	4
U153x2	81.45	4	22.44	4
U153x2.5	64.88	4	17.81	4
U204x1.5	146.19	4	30.16	4
U204x2	109.29	4	22.44	4
U204x2.5	87.15	4	17.81	4
U255x1.5	183.30	4	30.16	4
U255x2	137.12	4	22.44	4
U255x2.5	109.42	4	17.81	4

Tabela 20- Classificação de secções em “U” à flexão.

Perfil	Classificação de secções de almas		Classificação de secção de banzo	
	C/Tx ϵ	Classe	C/Tx ϵ	Classe
U93x1.5	65.41	1	30.16	4
U93x2	48.71	1	22.44	4
U93x2.5	38.68	1	17.81	4
U153x1.5	109.07	3	30.16	4
U153x2	81.45	2	22.44	4
U153x2.5	64.88	1	17.81	4
U204x1.5	146.19	4	30.16	4
U204x2	109.29	3	22.44	4
U204x2.5	87.15	3	17.81	4
U255x1.5	183.30	4	30.16	4
U255x2	137.12	4	22.44	4
U255x2.5	109.42	3	17.81	4

Para os elementos de secções da classe 4 das secções em compressão foram determinadas as partes efetivas, $B_{eff,e}$ e não efetivas, B_{neff} , como explicado nas secções 3.5 e 3. Os resultados estão na Tabela 21, sendo que os valores de he_1 e he_2 tem a mesma dimensão porque o elemento se encontra sujeito a compressão uniforme.

Tabela 21- Comprimentos de alma a retirar da secção perfis em “C” à compressão.

Perfil	$k\sigma$	λ_p	ψ	ρ	b_{eff} (mm)	B_{rej} (mm)	he_1 (mm)	he_2 (mm)
C90x1.5	4	1.11	1	0.72	62.63	24.26	31.31	31.31
C90x2	4	0.83	1	0.89	76.44	9.80	38.22	38.22
C90x2.5	4	0.66	1	1	85.60	0.00	42.80	42.80
C150x1.5	4	1.88	1	0.47	68.93	77.96	34.46	34.46
C150x2	4	1.41	1	0.60	87.78	58.46	43.89	43.89
C150x2.5	4	1.12	1	0.72	104.52	41.08	52.26	52.26
C200x1.5	4	2.52	1	0.36	71.25	125.64	35.62	35.62
C200x2	4	1.89	1	0.47	91.93	104.31	45.96	45.96
C200x2.5	4	1.50	1	0.57	111.05	84.54	55.53	55.53
C250x1.5	4	3.16	1	0.29	72.63	174.26	36.31	36.31
C250x2	4	2.37	1	0.38	94.40	151.85	47.20	47.20
C250x2.5	4	1.89	1	0.47	114.93	130.67	57.47	57.47

Onde:

- $k\sigma$ Coeficiente de encurvadura do elemento;
- $\lambda\rho$ esbelteza normalizada
- ψ rácio de tensões;
- ρ Coeficiente de redução;
- $h_{p,c}$ altura de alma sujeita a compressão;
- b_{eff} altura útil da zona comprimida da alma;
- Brej secção a rejeitar da alma;
- he_1 posição do centro de gravidade da alma até ao limite inferior da altura útil;
- he_2 Posição desde o final do troço de área efetiva até ao limite superior da alma.

Para o perfil em “C” sujeitos à flexão em torno do eixo de maior inércia as partes efetivas estão na Tabela 22.

Tabela 22- Comprimentos de alma a retirar da secção perfis em “C” à flexão.

Perfil	$k\sigma$	$\lambda\rho$	ψ	ρ	$h_{p,c}$ (mm)	b_{eff} (mm)	Brej (mm)	he_1 (mm)	he_2 (mm)
C90x1.5	23.9	0.46	-1	1	43.44	43.44	0.00	17.38	26.07
C90x2	23.9	0.34	-1	1	43.12	43.12	0.00	17.25	25.87
C90x2.5	23.9	0.27	-1	1	42.80	42.80	0.00	17.12	25.68
C150x1.5	23.9	0.77	-1	1	73.44	73.44	0.00	29.38	44.07
C150x2	23.9	0.57	-1	1	73.12	73.12	0.00	29.25	43.87
C150x2.5	23.9	0.46	-1	1	72.80	72.80	0.00	29.12	43.68
C200x1.5	23.9	1.03	-1	0.87	98.44	85.23	13.22	34.09	51.14
C200x2	23.9	0.77	-1	1	98.12	98.12	0.00	39.25	58.87
C200x2.5	23.9	0.62	-1	1	97.80	97.80	0.00	39.12	58.68
C250x1.5	23.9	1.29	-1	0.71	123.44	87.29	36.16	34.91	52.37
C250x2	23.9	0.97	-1	0.92	123.12	112.74	10.38	45.10	67.64
C250x2.5	23.9	0.77	-1	1	122.80	122.80	0.00	49.12	73.68

Repete-se o cálculo para a determinação das almas efetivas de perfis em “U” sujeitos a compressão (Tabela 23) onde toda a alma do perfil se encontra sujeita à compressão uniforme. Para esta distribuição de tensões o centro de gravidade da secção efetiva na alma é centrado na própria alma.

Tabela 23- Comprimentos de alma a retirar da secção perfis em “U” à compressão.

Perfil	k_s	λ_p	ψ	ρ	beff (mm)	Brej (mm)
U93x1.5	4	1.15	1	0.70	63.14	26.75
U93x2	4	0.86	1	0.87	77.37	11.87
U93x2.5	4	0.68	1	1.00	88.07	0.0
U153x1.5	4	1.92	1	0.46	69.11	80.78
U153x2	4	1.43	1	0.59	88.11	61.14
U153x2.5	4	1.14	1	0.71	105.03	43.56
U204x1.5	4	2.57	1	0.36	71.38	129.51
U204x2	4	1.92	1	0.46	92.17	108.07
U204x2.5	4	1.53	1	0.56	111.44	88.16
U255x1.5	4	3.23	1	0.29	72.73	179.16
U255x2	4	2.41	1	0.38	94.59	156.65
U255x2.5	4	1.93	1	0.46	115.23	135.36

Repete-se o cálculo para os banzos sujeitos à compressão como apresenta a Tabela 24.

Tabela 24- Comprimentos de banzos a retirar da secção perfis em “U” à compressão.

Perfil	k_σ	λ_p	ψ	ρ	beff (mm)	Brej (mm)
U93x1.5	0.43	1.62	1	0.55	22.62	18.82
U93x2	0.43	1.21	1	0.70	28.80	12.32
U93x2.5	0.43	0.96	1	0.84	34.27	6.53
U153x1.5	0.43	1.62	1	0.55	22.62	18.82
U153x2	0.43	1.21	1	0.70	28.80	12.32
U153x2.5	0.43	0.96	1	0.84	34.27	6.53
U204x1.5	0.43	1.62	1	0.55	22.62	18.82
U204x2	0.43	1.21	1	0.70	28.80	12.32
U204x2.5	0.43	0.96	1	0.84	34.27	6.53
U255x1.5	0.43	1.62	1	0.55	22.62	18.82
U255x2	0.43	1.21	1	0.70	28.80	12.32
U255x2.5	0.43	0.96	1	0.84	34.27	6.53

Foram classificadas as almas à flexão pura em torno do eixo de maior inércia conforme consta na Tabela 25.

Tabela 25- Comprimentos de alma a retirar da secção, perfis em “U” à flexão.

Perfil	$k\sigma$	$\lambda\rho$	ψ	ρ	hp,c (mm)	beff (mm)	Brej (mm)	he1 (mm)	he2 (mm)
U93x1.5	23.9	0.47	-1	1	44.94	44.94	0.00	17.98	26.97
U93x2	23.9	0.35	-1	1	44.62	44.62	0.00	17.85	26.77
U93x2.5	23.9	0.28	-1	1	44.30	44.30	0.00	17.72	26.58
U153x1.5	23.9	0.79	-1	1	74.94	74.94	0.00	29.98	44.97
U153x2	23.9	0.59	-1	1	74.62	74.62	0.00	29.85	44.77
U153x2.5	23.9	0.47	-1	1	74.30	74.30	0.00	29.72	44.58
U204x1.5	23.9	1.05	-1	0.85	100.44	85.43	15.01	34.17	51.26
U204x2	23.9	0.79	-1	1	100.12	100.12	0.00	40.05	60.07
U204x2.5	23.9	0.63	-1	1	99.80	99.80	0.00	39.92	59.88
U255x1.5	23.9	1.32	-1	0.69	125.94	87.45	38.50	34.98	52.47
U255x2	23.9	0.99	-1	0.90	125.62	113.03	12.59	45.21	67.82
U255x2.5	23.9	0.79	-1	1	125.30	125.30	0.00	50.12	75.18

Ao contrário dos banzos dos perfis em “C” os banzos dos perfis em “U” são considerados banzos em consola (elementos exteriores) e por consequência têm uma maior suscetibilidade de encurvarem quando comprimidos. Na Tabela 26 são apresentadas as secções efetivas de banzos em “U” sujeitos à flexão em torno do eixo de maior inércia.

Tabela 26- Comprimentos de banzo a retirar da secção, perfis em “U” à flexão.

Perfil	$k\sigma$	$\lambda\rho$	ψ	ρ	beff (mm)	Brej (mm)
U93x1.5	0.43	1.62	1	0.55	22.62	18.82
U93x2	0.43	1.21	1	0.70	28.80	12.32
U93x2.5	0.43	0.96	1	0.84	34.27	6.53
U153x1.5	0.43	1.62	1	0.55	22.62	18.82
U153x2	0.43	1.21	1	0.70	28.80	12.32
U153x2.5	0.43	0.96	1	0.84	34.27	6.53
U204x1.5	0.43	1.62	1	0.55	22.62	18.82
U204x2	0.43	1.21	1	0.70	28.80	12.32
U204x2.5	0.43	0.96	1	0.84	34.27	6.53
U255x1.5	0.43	1.62	1	0.55	22.62	18.82
U255x2	0.43	1.21	1	0.70	28.80	12.32
U255x2.5	0.43	0.96	1	0.84	34.27	6.53

6.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS SECÇÕES SIMPLES

Nas Tabelas 27 e 28 são apresentadas as propriedades mecânicas das secções brutas aqui analisadas que consideram sempre como raio interno dos cantos curvos o valor de 2 mm e para o raio exterior o valor de (2 mm + t) sendo t a espessura da chapa.

Tabela 27- Propriedades da secção bruta de perfis em "C".

Perfil	Area (mm ²)	I _z ,min (mm ⁴)	I _y ,min (mm ⁴)	wel _z ,min (mm ³)	wel _y ,min (mm ³)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)
C90x1.5	292.92	78423.77	376040.06	2813.36	8356.45	219.564	147064865.7
C90x2	385.70	100430.23	488559.37	3602.49	10856.87	513.9429	184818828.8
C90x2.5	476.05	120525.82	594936.12	4322.93	13220.80	991.0904	217548402.4
C150x1.5	382.92	92666.17	1249737.55	2964.94	16663.17	287.064	420238012.6
C150x2	505.70	118722.98	1633948.39	3801.68	21785.98	673.9429	532486077.1
C150x2.5	626.05	142544.57	2002410.55	4568.19	26698.81	1303.59	632059098.6
C200x1.5	457.92	100263.31	2497456.24	3033.23	24974.56	343.314	789790494.7
C200x2	605.70	128442.19	3274608.84	3891.31	32746.09	807.2762	1003906585
C200x2.5	751.05	154198.83	4024667.54	4678.52	40246.68	1564.007	1195438769
C250x1.5	532.92	105726.04	4317572.60	3077.99	34540.58	399.564	1300638255
C250x2	705.70	135416.35	5672393.19	3950.11	45379.15	940.6095	1656187588
C250x2.5	876.05	162545.88	6985738.13	4750.96	55885.91	1824.424	1975700933

Tabela 28- Dados da secção bruta fornecidos pela empresa.

Perfil	Area (mm ²)	I _z ,min (mm ⁴)	I _y ,min (mm ⁴)	wel _z ,min (mm ³)	wel _y ,min (mm ³)
C90x1.5	300.00	81910.00	390240.00	2954.00	8872.00
C90x2	395.00	105431.00	509068.00	3805.00	11313.00
C90x2.5	490.00	127209.00	622521.00	4593.00	13834.00
C150x1.5	390.00	96533.00	1289340.00	3106.00	17191.00
C150x2	516.00	124271.00	1691308.00	4004.00	22551.00
C150x2.5	640.00	149961.00	2079771.00	4839.00	27730.00
C200x1.5	465.00	104399.00	2567965.00	3175.00	35680.00
C200x2	616.00	134376.00	3376841.00	4095.00	33768.00
C200x2.5	765.00	162128.00	4162688.00	4965.00	41627.00
C250x1.5	540.00	110085.00	4427840.00	3221.00	35423.00
C250x2	716.00	141668.00	5832378.00	4155.00	46659.00
C250x2.5	890.00	170896.00	7201854.00	5024.00	57615.00

Por comparação destas tabelas com a do fabricante detetam-se algumas diferenças.

De facto o fabricante assumiu que o raio externo é igual ao interior, nos cantos, o que é geometricamente incorreto, conduz a um aumento de secção o que origina valores finais superiores, não conservativos, e que se traduzem em erros não desejáveis para o dimensionamento.

Na Tabela 29 sintetizam-se os resultados obtidos no estudo, onde são apresentadas as propriedades efetivas de secções em “C” à flexão. Na Tabela 30 constam os valores das propriedades efetivas fornecidos pela empresa.

Os espaços não preenchidos correspondem a valores onde a secção efetiva é igual à secção bruta.

Tabela 29- Propriedades da secção efetiva de perfis em “C” à flexão.

Perfil	Aeff (mm ²)	Ieff,z,min (mm ⁴)	Ieff,y,min (mm ⁴)	weff,z,min (mm ³)	weff,y,min (mm ³)	ez (mm)	ey (mm)
C90x1.5	-	69830.80	-	2702.82	-	-	-
C90x2	-	96305.63	-	3550.83	-	-	-
C90x2.5	-	-	-	-	-	-	-
C150x1.5	-	72288.40	-	2736.17	-	-	-
C150x2	-	101038.94	-	3609.87	-	-	-
C150x2.5	-	128827.51	-	4421.87	-	-	-
C200x1.5	438.09	73148.88	2428070.32	2747.50	23662.38	-0.42	2.61
C200x2	-	102637.38	-	3628.99	-	-	-
C200x2.5	-	131358.24	-	4450.38	-	-	-
C250x1.5	478.68	73650.38	4011972.97	2754.03	28796.14	-0.90	7.98
C250x2	684.94	103555.50	5558736.65	3639.81	43698.15	-0.23	2.21
C250x2.5	-	132787.68	-	4466.15	-	-	-

Tabela 30- Propriedades da secção efetiva dadas pela empresa, “C” à flexão.

Perfil	weff,y,min (mm ³)	weff,z,min (mm ³)
C90x1.5	-	2954.00
C90x2	-	3805.00
C90x2.5	-	-
C150x1.5	-	3106.00
C150x2	-	4004.00
C150x2.5	-	4789.00
C200x1.5	-	3175.00
C200x2	-	4095.00
C200x2.5	-	4930.00
C250x1.5	32477.00	3221.00
C250x2	45688.00	4155.00
C250x2.5	-	5019.00

Como se pode verificar da análise das tabelas anteriores, e no sentido do que foi referido anteriormente, os valores de módulos de flexão efetivos obtidos da análise são inferiores aos valores fornecidos em catálogo pela empresa. Do fabricante também podemos constatar que a informação fornecida é muito limitada e insuficiente para um dimensionamento rápido e eficaz. Faltam valores como:

- Área da secção efetiva;
- Inércias efetivas em torno do eixo y-y e z-z;
- Excentricidade do centro de gravidade da secção efetiva.

Na Tabela 31 são apresentados os valores das propriedades efetivas das secções em “C”, valores que o catálogo da empresa não fornece.

Tabela 31- Propriedades efetivas das secções em “C” à compressão, calculados.

Perfil	A_{eff} (mm ²)	$I_{eff,z,min}$ (mm ⁴)	$I_{eff,y,min}$ (mm ⁴)	$W_{eff,z,min}$ (mm ³)	$W_{eff,y,min}$ (mm ³)	e_z (mm)	e_y (mm)
C90x1.5	256.53	69830.80	374255.08	1551.80	14485.63	-2.04	0
C90x2	366.10	96305.63	488402.51	2140.13	18007.61	-0.76	0
C90x2.5	-	-	-	-	-	-	-
C150x1.5	265.98	72288.40	1190509.81	963.85	45061.61	-4.83	0
C150x2	388.77	101038.94	1600642.45	1347.19	57187.04	-3.24	0
C150x2.5	523.36	128827.51	1987969.84	1717.70	68234.92	-2.07	0
C200x1.5	269.45	73148.88	2249530.14	731.49	84493.20	-6.43	0
C200x2	397.07	102637.38	3085433.96	1026.37	109093.01	-4.72	0
C200x2.5	539.70	131358.24	3898785.39	1313.58	132089.68	-3.44	0
C250x1.5	271.52	73650.38	3656066.82	589.20	136712.19	-7.61	0
C250x2	402.00	103555.50	5088852.15	828.44	178864.99	-5.83	0
C250x2.5	549.39	132787.68	6520959.24	1062.30	219324.61	-4.48	0

Nota: Os espaços por preencher dizem respeito a secções de classe inferior à 4, onde a secção obtida é a secção bruta e portanto não é apresentada nas tabelas.

São apresentados os valores das secções brutas de perfis em “U” obtidos neste estudo na Tabela 32, e os fornecidos pela empresa, na Tabela 33.

Tabela 32- Propriedades das secções brutas perfis em “U”, calculados.

Perfil	Area (mm ²)	I _{z,min} (mm ⁴)	I _{y,min} (mm ⁴)	wel _{z,min} (mm ³)	wel _{y,min} (mm ³)	It (mm ⁴)	Iw (mm ⁶)
U93x1.5	260.46	47897.16	353570.59	1498.39	7603.67	195.282	147064865.7
U93x2	344.85	62726.32	462679.76	1974.64	9950.10	459.6381	184818828.8
U93x2.5	428.03	77016.73	567572.67	2439.82	12205.86	889.3785	217548402.4
U153x1.5	350.46	54988.50	1141505.65	1588.95	14921.64	262.782	420238012.6
U153x2	464.85	72090.17	1501980.73	2095.17	19633.73	619.6381	532486077.1
U153x2.5	578.03	88613.64	1852682.17	2590.35	24218.07	1203.8785	632059098.6
U204x1.5	426.96	58671.15	2300869.03	1630.83	22557.54	320.157	789790494.7
U204x2	566.85	76945.60	3034773.38	2150.88	29752.68	755.6381	1003906585
U204x2.5	705.53	94619.99	3752461.38	2659.96	36788.84	1469.5035	1195438769
U255x1.5	503.46	61239.02	4015492.68	1658.27	31494.06	377.532	1300638255
U255x2	668.85	80330.49	5304753.89	2187.44	41605.91	891.6381	1656187588
U255x2.5	833.03	98808.05	6569776.43	2705.77	51527.66	1735.1285	1975700933

Tabela 33- Propriedades das secções brutas de perfis em “U” fornecidas pela empresa.

Perfil	Area (mm ²)	I _{z,min} (mm ⁴)	I _{y,min} (mm ⁴)	wel _{z,min} (mm ³)	wel _{y,min} (mm ³)
U93x1.5	264.00	48305.00	361154.00	1504.00	7767.00
U93x2	350.00	63323.00	473635.00	1983.00	10186.00
U93x2.5	435.00	77831.00	582311.00	2452.00	12523.00
U153x1.5	354.00	55221.00	1162409.00	1592.00	15191.00
U153x2	470.00	72432.00	1531825.00	2100.00	20024.00
U153x2.5	585.00	89082.00	1892936.00	2597.00	24744.00
U204x1.5	431.00	58832.00	2337551.00	1633.00	22917.00
U204x2	572.00	77183.00	3087963.00	2154.00	30274.00
U204x2.5	713.00	94947.00	3824274.00	2664.00	37493.00
U255x1.5	507.00	61358.00	4072858.00	1660.00	31944.00
U255x2	674.00	80507.00	5387986.00	2190.00	42259.00
U255x2.5	840.00	99051.00	6682219.00	2709.00	52410.00

Tabela 34- Propriedades das secções efetivas em “U” à flexão, calculadas.

Perfil	Aeff (mm ²)	I,z,min (mm ⁴)	I,y,min (mm ⁴)	wel,z,min (mm ³)	wel,y,min (mm ³)	ez (mm)	ey (mm)
U93x1.5	232.22	42873.76	287280.57	1424.70	5517.97	2.74	5.56
U93x2	320.21	60047.87	407724.75	1936.45	8154.19	1.97	3.50
U93x2.5	411.70	76878.18	532820.22	2437.88	11032.87	1.12	1.79
U153x1.5	322.22	44146.96	965285.20	1444.23	11610.67	2.21	6.64
U153x2	440.21	62485.85	1353628.71	1971.29	16768.02	1.58	4.23
U153x2.5	561.70	80926.54	1757567.22	2493.22	22336.32	0.90	2.19
U204x1.5	376.20	44605.51	1886711.66	1451.11	16679.26	1.62	11.12
U204x2	542.21	63331.69	2771941.12	1983.03	26005.47	1.35	4.59
U204x2.5	689.20	82271.02	3582858.08	2510.93	34323.20	0.77	2.39
U255x1.5	417.48	44872.08	3114973.15	1455.08	21336.57	1.13	18.49
U255x2	619.02	63815.86	4731580.40	1989.67	34906.12	1.00	8.05
U255x2.5	816.70	83027.41	6304421.10	2520.76	48486.97	0.66	2.52

Tabela 35- Propriedades das secções efetivas em “U” à flexão fornecidos pela empresa.

Perfil	weff,y,min (mm ³)	weff,z,min (mm ³)
U93x1.5	5669.00	569.00
U93x2	8399.00	1248.00
U93x2.5	11388.00	2284.00
U153x1.5	11862.00	538.00
U153x2	17174.00	1237.00
U153x2.5	22924.00	2332.00
U204x1.5	17211.00	518.00
U204x2	26548.00	1225.00
U204x2.5	35109.00	2349.00
U255x1.5	22811.00	504.00
U255x2	36013.00	1215.00
U255x2.5	49471.00	2358.00

Tabela 36- Propriedades das secções efetivas em “U” à Compressão, calculadas.

Perfil	A _{eff} (mm ²)	I _{z,min} (mm ⁴)	I _{y,min} (mm ⁴)	w _{el,z,min} (mm ³)	w _{el,y,min} (mm ³)	e _z (mm)	e _y (mm)
U93x1.5	163.87	8728.99	232970.42	474.49	5010.12	5.25	-
U93x2	271.82	23473.55	360344.38	1012.11	7749.34	3.75	-
U93x2.5	394.06	48512.06	500717.44	1773.87	10768.12	2.31	-
U153x1.5	172.82	8945.44	751575.40	479.47	9824.51	2.87	-
U153x2	293.29	24317.50	1182920.59	1027.47	15463.01	1.58	-
U153x2.5	436.48	50908.16	1650601.51	1810.82	21576.49	0.43	-
U204x1.5	176.23	9022.04	1450425.72	481.20	14219.86	1.60	-
U204x2	301.42	24606.07	2321599.10	1032.58	22760.78	0.38	-
U204x2.5	452.48	51696.55	3278353.59	1822.56	32140.72	-0.68	-
U255x1.5	178.25	9066.24	2389441.69	482.19	18740.72	0.70	-
U255x2	306.25	24770.30	3875267.64	1035.47	30394.26	-0.48	-
U255x2.5	461.97	52138.51	5532733.69	1829.06	43393.99	-1.48	-

6.2.1. VERIFICAÇÃO DA INIBIÇÃO À INSTABILIDADE DISTORCIONAL DE SECÇÕES EM “C” À FLEXÃO.

Para as secções em “C” à flexão fez-se a verificação da eficácia do reforço à inibição de instabilidade distorcional. Inicialmente, verificou-se se os reforços cumpriam os requisitos mínimos propostos pelo eurocódigo, Tabela 37.

Tabela 37- Verificação de requisitos geométricos dos reforços.

Perfil	b/t<60	c/t<50	0.2<c/b<0.6
C90x1.5	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ
C90x2	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ
C90x2.5	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ
C150x1.5	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ
C150x2	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ
C150x2.5	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ
C200x1.5	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ
C200x2	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ
C200x2.5	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ
C250x1.5	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ
C250x2	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ
C250x2.5	SATISFAZ	SATISFAZ	EFICAZ

Os reforços são considerados eficazes quando têm a capacidade de inibir a encurvadura distorcional. Um reforço ineficaz poderá desencadear esse fenómeno de instabilidade.

Na Tabela 38 apresentam-se as propriedades geométricas do reforço, da Fig. 19, e na Tabela 39 o deslocamento “ δ ” da equação 3.35 e Fig. 17.

Tabela 38- Propriedades dos reforços.

Perfil	z (mm)	y (mm)	Is (mm ⁴)	Ar (mm ²)	b1 (mm)
C90x1.5	17.25	2.64	1169.06	84.21	25.00
C90x2	17.43	2.86	1490.93	110.85	24.57
C90x2.5	17.61	3.08	1786.77	136.78	24.14
C150x1.5	17.25	2.64	1169.06	84.21	25.00
C150x2	17.43	2.86	1490.93	110.85	24.57
C150x2.5	17.61	3.08	1786.77	136.78	24.14
C200x1.5	17.25	2.64	1169.06	84.21	25.00
C200x2	17.43	2.86	1490.93	110.85	24.57
C200x2.5	17.61	3.08	1786.77	136.78	24.14
C250x1.5	17.25	2.64	1169.06	84.21	25.00
C250x2	17.43	2.86	1490.93	110.85	24.57
C250x2.5	17.61	3.08	1786.77	136.78	24.14

Tabela 39- Parâmetros para cálculo da resistência dos reforços.

Perfil	b1 (mm)	Kf (N/mm)	c θ	u	θ	δ
C90x1.5	25.00	0	2163.46	1	0.02	1.26
C90x2	24.57	0	5128.21	1	0.01	0.43
C90x2.5	24.14	0	10016.03	1	0.00	0.22
C150x1.5	25.00	0	1298.08	1	0.03	1.59
C150x2	24.57	0	3076.92	1	0.01	0.67
C150x2.5	24.14	0	6009.62	1	0.01	0.34
C200x1.5	25.00	0	973.56	1	0.04	2.07
C200x2	24.57	0	2307.69	1	0.02	0.87
C200x2.5	24.14	0	4507.21	1	0.01	0.44
C250x1.5	25.00	0	778.85	1	0.06	2.54
C250x2	24.57	0	1846.15	1	0.02	1.07
C250x2.5	24.14	0	3605.77	1	0.01	0.55

Na Tabela 40 são calculadas as espessuras reduzidas da secção do reforço.

Tabela 40- Cálculo das espessuras reduzidas das secções de reforço.

Perfil	K (N/m)	σ_{scr} (N/mm ²)	K EC (N/m)	σ_{scr} (N/mm ²)	λ_d	χ_d	tred (mm)
C90x1.5	0.79	331.13	2.71	612.48	0.68	0.98	1.47
C90x2	2.33	487.51	6.67	824.76	0.58	1.00	2.00
C90x2.5	4.58	605.97	13.56	1042.92	0.52	1.00	2.50
C150x1.5	0.63	295.00	1.78	496.51	0.75	0.93	1.39
C150x2	1.49	390.26	4.38	668.15	0.65	1.00	2.00
C150x2.5	2.93	484.66	8.89	844.34	0.58	1.00	2.50
C200x1.5	0.48	258.89	1.38	437.88	0.80	0.89	1.34
C200x2	1.15	342.37	3.40	589.09	0.69	0.97	1.94
C200x2.5	2.25	425.03	6.90	744.23	0.61	1.00	2.50
C250x1.5	0.39	233.45	1.13	396.07	0.84	0.86	1.29
C250x2	0.93	308.66	2.78	532.76	0.72	0.95	1.89
C250x2.5	1.83	383.09	5.64	672.94	0.65	1.00	2.50

Através da espessura reduzida do reforço são recalculadas todas as propriedades efetivas da nova secção de perfil, Tabela 41.

Tabela 41- Propriedades efetivas das secções com influência da espessura reduzida do reforço.

Perfil	A _{eff} (mm ²)	I _{eff,z,min} (mm ⁴)	I _{eff,y,min} (mm ⁴)	W _{eff,y,min} (mm ³)	W _{eff,z,min} (mm ³)	e _y	e _z
C90x1.5	291.33	77925.49	373152.68	2791.10	8252.54	-0.06	-0.23
C90x2	-	-	-	-	-	-	-
C90x2.5	-	-	-	-	-	-	-
C150x1.5	376.78	90210.65	1216951.64	2870.42	15986.19	-0.23	-1.18
C150x2	-	-	-	-	-	-	-
C150x2.5	-	-	-	-	-	-	-
C200x1.5	428.99	94479.79	2337566.35	2873.08	22346.45	0.09	-4.69
C200x2	604.27	128052.88	3261786.07	3877.05	32462.62	-0.08	-0.51
C200x2.5	-	-	-	-	-	-	-
C250x1.5	467.07	96494.97	3809587.72	2858.83	27987.04	0.49	-11.22
C250x2	680.66	132314.90	5491874.31	3879.06	42823.80	0.09	-3.30
C250x2.5	-	-	-	-	-	-	-

Nota: Nas secções onde não existiu redução da espessura da secção do reforço não foram calculadas as propriedades efetivas, portanto, foram deixados os espaços “vazios”.

6.3. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE SECÇÕES EM “C” À COMPRESSÃO

Para a verificação de encurvadura de colunas de secção em “C” à compressão foram calculados os esforços resistentes aos fenómenos de instabilidade local e os esforços resistentes à encurvadura lateral por flexão e flexão/torção.

Neste ponto foram utilizados os valores de Lcr de 2.60, 2.80, 3.0 e 3.20 m para a altura das colunas.

Para o caso de barras comprimidas, o comprimento de encurvadura crítico é condicionado pela distância entre os parafusos que ligam o perfil ao OSB. Não se sabe de que forma estas ligações restringem com eficácia as secções de modo a impedir deslocamentos nesses pontos. Portanto conservativamente assumiu-se que a barra só tinha os apoios extremos fixos.

Na Tabela 42 são apresentados os cálculos do esforço normal crítico apenas para o vão de 2.6 metros, a título de exemplo.

Tabela 42- Cálculo das cargas críticas de barras em “C” à compressão.

Perfil	lcr(m)	i_0^2	$N_{cr,Z}$ (N)	$N_{cr,Y}$ (N)	$N_{rd,\phi}$ (N)	β	$N_{cr,FT}$ (N)	N_{cr} (kN)
C90x1.5	2.6	2805.63	21410.13	114746.66	22392.15	0.54	20371.09	20.37
C90x2	2.6	2763.48	29527.32	149744.28	35526.32	0.55	31686.98	29.53
C90x2.5	2.6	2708.97	36953.23	182407.50	54171.97	0.55	46933.17	36.95
C150x1.5	2.6	4164.26	22163.63	365010.47	36508.52	0.79	35703.13	22.16
C150x2	2.6	4199.57	30978.55	490757.19	51837.24	0.80	50677.52	30.98
C150x2.5	2.6	4184.48	39498.53	609511.82	71473.46	0.81	69743.51	39.50
C200x1.5	2.6	5734.09	22427.46	689706.25	47065.76	0.88	46674.73	22.43
C200x2	2.6	5933.07	31468.64	945994.47	62868.16	0.89	62371.29	31.47
C200x2.5	2.6	5976.51	40274.45	1195368.13	82463.72	0.90	81849.15	40.27
C250x1.5	2.6	7523.37	22581.22	1120950.59	57294.60	0.93	57081.01	22.58
C250x2	2.6	7860.97	31750.13	1560242.77	74260.50	0.94	74024.52	31.75
C250x2.5	2.6	8077.26	40712.72	1999327.00	93237.97	0.94	92967.37	40.71

É calculado o esforço normal de resistência à encurvadura de colunas comprimidas, na Tabela 43.

Tabela 43- Valores de cálculo à encurvadura de colunas.

Perfil	α	λ_b	λ_{bz}	λ_{by}	ϕ	ϕ_z	ϕ_y	χ	χ_z	χ_y	$N_{b,Rd}$ (kN)
C90x1.5	0.34	1.88	1.83	0.79	2.55	2.45	0.91	0.23	0.24	0.73	16.82
C90x2	0.34	1.86	1.86	0.83	2.52	2.52	0.95	0.24	0.24	0.71	24.33
C90x2.5	0.34	1.90	1.90	0.85	2.59	2.59	0.98	0.23	0.23	0.69	30.59
C150x1.5	0.34	1.83	1.83	0.45	2.46	2.46	0.64	0.24	0.24	0.91	18.19
C150x2	0.34	1.87	1.87	0.47	2.54	2.54	0.66	0.23	0.23	0.90	25.56
C150x2.5	0.34	1.93	1.93	0.49	2.65	2.65	0.67	0.22	0.22	0.89	32.81
C200x1.5	0.34	1.83	1.83	0.33	2.46	2.46	0.58	0.24	0.24	0.95	18.41
C200x2	0.34	1.88	1.88	0.34	2.55	2.55	0.58	0.23	0.23	0.95	25.99
C200x2.5	0.34	1.94	1.94	0.36	2.67	2.67	0.59	0.22	0.22	0.94	33.50
C250x1.5	0.34	1.83	1.83	0.26	2.46	2.46	0.54	0.24	0.24	0.98	18.53
C250x2	0.34	1.88	1.88	0.27	2.56	2.56	0.55	0.23	0.23	0.98	26.23
C250x2.5	0.34	1.94	1.94	0.28	2.69	2.69	0.55	0.22	0.22	0.97	33.89

O valor de cálculo à compressão de colunas é o menor valor do valor à encurvadura por flexão e por flexão/torção. O caso de flexão pura nunca é condicionante em virtude da secção de barra ser monossimétrica.

Tabela 44- Valor resistente à encurvadura e resistente da secção.

Perfil (2.6 m)	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (Kn)
C90x1.5	16.82	71.83
C90x2	24.33	102.51
C90x2.5	30.59	133.29
C150x1.5	18.19	74.47
C150x2	25.56	108.86
C150x2.5	32.81	146.54
C200x1.5	18.41	75.45
C200x2	25.99	111.18
C200x2.5	33.50	151.12
C250x1.5	18.53	76.03
C250x2	26.23	112.56
C250x2.5	33.89	153.83

O menor valor entre (i) o valor de cálculo à encurvadura $N_{b,Rd}$ e (ii) e o valor resistente à compressão de secção $N_{c,Rd}$ corresponde ao valor de dimensionamento. Os resultados resumem-se na Tabela 44, onde são todos condicionados por encurvadura global.

No caso de haver excentricidade do centro de gravidade da secção efetiva em relação ao centro de gravidade da secção bruta, ocorre flexão composta reta ou desviada e por isso a V.S. conjunta à encurvadura por flexão e encurvadura lateral é dada por (secção 6.25 EC3-1-3):

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right)^{0.8} + \left(\frac{N_{Ed} \cdot eNy}{M_{b,Rd}}\right)^{0.8} \leq 1.0 \quad (6.1)$$

Sendo: $N_{b,Rd}$ o valor da Tabela 43;

eNy a excentricidade da Tabela 31;

$M_{b,Rd}$ valor de cálculo à encurvadura lateral para o comprimento de encurvadura em torno de z-z igual ao comprimento da barra.

Tabela 45- Valores de esforços normais resistentes para os distintos comprimentos de barra (kN).

Perfil	N_{Rd} (2.6m)	N_{Rd} (2.8m)	N_{Rd} (3m)	N_{Rd} (3.2m)
C90x1.5	16.82	15.28	13.63	12.13
C90x2	24.33	21.35	18.86	16.78
C90x2.5	30.59	26.83	23.69	21.07
C150x1.5	18.19	15.97	14.11	12.56
C150x2	25.56	22.43	19.81	17.62
C150x2.5	32.81	28.76	25.39	22.57
C200x1.5	18.41	16.16	14.28	12.71
C200x2	25.99	22.79	20.14	17.91
C200x2.5	33.50	29.36	25.92	23.04
C250x1.5	18.53	16.27	14.38	12.80
C250x2	26.23	23.01	20.32	18.07
C250x2.5	33.89	29.70	26.22	23.30

$$NRd = \min(Nc.Rd; Nb.Rd) \quad (6.2)$$

Nota: quando a secção é da classe 4 deve cumprir a equação de interação dos esforços reduzidos (6.1).

6.4. ESFORÇOS RESISTENTES DE CÁLCULO DE SECÇÕES EM “C” EM FLEXÃO A FENÓMENOS DE ENCURVADURA LOCAL E GLOBAL

Procede-se agora à verificação de segurança de vigas (i) à resistência das suas secções, e (ii) à resistência à encurvadura lateral. A tabela seguinte diz respeito à verificação de resistência de perfis à flexão.

Tabela 46- Resistência à flexão dos perfis em “C”.

Perfil	$M_{z,Rd}$ (k/Nm)	$M_{y,Rd}$ (kN/m)
C90x1.5	0.76	2.31
C90x2	0.99	3.04
C90x2.5	1.21	3.70
C150x1.5	0.77	4.48
C150x2	1.01	6.10
C150x2.5	1.24	7.48
C200x1.5	0.77	6.26
C200x2	1.02	9.09
C200x2.5	1.25	11.27
C250x1.5	0.77	7.84
C250x2	1.02	11.99
C250x2.5	1.25	15.65

Estes valores resistentes devem ser comparados com os valores máximos atuantes M_{yEd} ao longo da barra.

Para a verificação de resistência de perfis “C” à encurvadura lateral utilizou-se um L_{cr} de 0.6 metros que corresponde ao valor de afastamento dos elementos de contraventamento. Na Tabela 47 apresentam-se os cálculos do M_{cr} da secção, e do momento resistente à encurvadura lateral, $M_{b,Rd}$, de cada troço de barra.

Tabela 47- Cálculos dos M_{cr} 's das secções em "C".

Perfil	l_{cr} (m)	M_{cr} (kN/m)	λ_{LT}	α_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b,Rd}$ (kN/m)
C90x1.5	0.60	18.64	0.35	0.21	0.58	0.96	2.23
C90x2	0.60	24.76	0.35	0.21	0.58	0.97	2.93
C90x2.5	0.60	30.41	0.35	0.21	0.58	0.97	3.58
C150x1.5	0.60	31.88	0.37	0.21	0.59	0.96	4.29
C150x2	0.60	42.60	0.38	0.21	0.59	0.96	5.85
C150x2.5	0.60	52.70	0.38	0.21	0.59	0.96	7.17
C200x1.5	0.60	43.89	0.38	0.21	0.59	0.96	6.00
C200x2	0.60	58.77	0.39	0.21	0.60	0.95	8.68
C200x2.5	0.60	72.80	0.39	0.21	0.60	0.95	10.76
C250x1.5	0.60	56.47	0.37	0.21	0.59	0.96	7.52
C250x2	0.60	75.70	0.40	0.21	0.60	0.95	11.43
C250x2.5	0.60	93.85	0.42	0.21	0.50	1.00	14.25

A Tabela 48 compara o momento resistente de cada secção com o momento resistente à encurvadura lateral.

Tabela 48- Momentos resistentes das secções em "C" à flexão e à encurvadura lateral.

Perfil	$M_{y,Rd}$ (kN/m)	$M_{b,Rd}$ (kN/m)
C90x1.5	2.31	2.23
C90x2	3.04	2.93
C90x2.5	3.70	3.58
C150x1.5	4.48	4.29
C150x2	6.10	5.85
C150x2.5	7.48	7.17
C200x1.5	6.26	6.00
C200x2	9.09	8.68
C200x2.5	11.27	10.76
C250x1.5	7.84	7.52
C250x2	11.99	11.43
C250x2.5	15.65	14.25

Os esforços resistentes à encurvadura lateral da barra $M_{b,Rd}$ têm que ser comparados com os valores máximos atuantes de momento de cálculo M_{Ed} , positivo ou negativo, entre pontos lateralmente contraventados.

6.5. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE BARRAS EM “U” À COMPRESSÃO

No cálculo da verificação de encurvadura de colunas à compressão foram determinados para os perfis em “U” os esforços resistentes aos fenómenos de instabilidade local e os esforços resistentes à encurvadura lateral por compressão.

Neste ponto foram calculados os valores de L_{cr} de 2.60, 2.80, 3.0 e 3.20 para a altura das colunas.

Na Tabela seguinte (Tabela 49) são apresentados os cálculos do esforço normal crítico para o vão de 2.6 metros, um dos vãos acima mencionados.

Tabela 49- Cálculo das cargas críticas dos perfis em “U” à compressão.

Perfil	$i0^2$	l_{cr} (m)	$N_{cr,Z}$ (N)	$N_{cr,Y}$ (N)	$N_{rd,\phi}$ (N)	β	$N_{cr,FT}$ (N)	$N_{cr,F}$ (N)	N_{cr} (kN)
U93x1.5	3754.1	2.6	2676.3	71428.8	16212.5	0.76	15213.73	2676.31	2.68
U93x2	3546.9	2.6	7197.0	110481.6	26443.1	0.75	24654.92	7196.99	7.20
U93x2.5	3421.8	2.6	14873.8	153520.0	40486.0	0.74	37388.71	14873.81	14.87
U153x1.5	9297.6	2.6	2742.7	230433.1	16140.8	0.94	16063.12	2742.67	2.74
U153x2	8655.5	2.6	7455.7	362683.6	24644.2	0.93	24523.17	7455.75	7.46
U153x2.5	8141.3	2.6	15608.4	506074.6	35746.8	0.93	35556.05	15608.45	15.61
U204x1.5	16910.4	2.6	2766.2	444700.7	15848.8	0.97	15833.25	2766.16	2.77
U204x2	15845.4	2.6	7544.2	711802.6	23276.9	0.97	23255.01	7544.23	7.54
U204x2.5	14923.0	2.6	15850.2	1005143.7	32514.4	0.97	32482.92	15850.17	15.85
U255x1.5	27159.7	2.6	2779.7	732603.1	15805.3	0.99	15800.86	2779.71	2.78
U255x2	25651.2	2.6	7594.6	1188157.6	22603.4	0.99	22597.53	7594.58	7.59
U255x2.5	24289.3	2.6	15985.7	1696336.9	30708.8	0.99	30700.95	15985.67	15.99

Tabela 50- Esforços Normais resistentes à encurvadura por flexão, torção e flexão/torção.

Perfil	α	λb	λbz	λby	ϕ	ϕz	ϕy	χ	χz	χy	$N_{b,Rd}$ (kN)
U93x1.5	0.49	4.14	4.14	0.80	9.74	9.74	0.92	0.05	0.05	0.72	2.47
U93x2	0.49	3.25	3.25	0.83	6.31	6.31	0.95	0.09	0.09	0.71	6.50
U93x2.5	0.49	2.72	2.72	0.85	4.64	4.64	0.97	0.12	0.12	0.69	13.15
U153x1.5	0.49	4.20	4.20	0.46	10.00	10.00	0.65	0.05	0.05	0.90	2.54
U153x2	0.49	3.32	3.32	0.48	6.54	6.54	0.66	0.08	0.08	0.89	6.75
U153x2.5	0.49	2.80	2.80	0.49	4.86	4.86	0.67	0.11	0.11	0.89	13.85
U204x1.5	0.49	4.22	4.22	0.33	10.10	10.10	0.58	0.05	0.05	0.95	2.56
U204x2	0.49	3.34	3.34	0.34	6.63	6.63	0.58	0.08	0.08	0.95	6.83
U204x2.5	0.49	2.83	2.83	0.36	4.94	4.94	0.59	0.11	0.11	0.94	14.08
U255x1.5	0.49	4.24	4.24	0.26	10.16	10.16	0.54	0.05	0.05	0.98	2.57
U255x2	0.49	3.36	3.36	0.27	6.68	6.68	0.55	0.08	0.08	0.98	6.88
U255x2.5	0.49	2.84	2.84	0.28	5.00	5.00	0.55	0.11	0.11	0.97	14.21

Na Tabela 51 são apresentados os valores de esforços normais resistentes por encurvadura lateral $N_{b,Rd}$ e por resistência da secção $N_{c,Rd}$.

Tabela 51- Comparação da resistência das secções aos diferentes fenómenos de instabilidade, $L_{cr}=2.60$ m

Perfil (2.6m)	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)
U93x1.5	2.47	45.88
U93x2	6.50	76.11
U93x2.5	13.15	110.34
U153x1.5	2.54	48.39
U153x2	6.75	82.12
U153x2.5	13.85	122.21
U204x1.5	2.56	49.34
U204x2	6.83	84.40
U204x2.5	14.08	126.70
U255x1.5	2.57	49.91
U255x2	6.88	85.75
U255x2.5	14.21	129.35

A partir destes dois valores é apresentado na Tabela 52 os esforços normais resistentes para cada vão.

Tabela 52- Valores de esforços normais resistentes para os distintos comprimentos de barra (kN).

Perfil	N_{Rd} (2.6m) (kN)	N_{Rd} (2.8m) (kN)	N_{Rd} (3.0m) (kN)	N_{Rd} (3.2m) (kN)
U93x1.5	2.47	2.14	1.88	1.66
U93x2	6.50	5.65	4.95	4.38
U93x2.5	13.15	11.45	10.05	8.90
U153x1.5	2.54	2.20	1.93	1.70
U153x2	6.75	5.86	5.14	4.54
U153x2.5	13.85	12.05	10.58	9.36
U204x1.5	2.56	2.22	1.94	1.71
U204x2	6.83	5.94	5.20	4.60
U204x2.5	14.08	12.25	10.76	9.52
U255x1.5	2.57	2.23	1.95	1.72
U255x2	6.88	5.98	5.24	4.63
U255x2.5	14.21	12.37	10.85	9.60

6.6. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE BARRAS EM “U” À FLEXÃO

Faz-se (i) a verificação de resistência de secções em “U” fenómenos de encurvadura local e (ii) a fenómenos de instabilidade global. Os resultados da verificação de resistência à flexão apresentam-se na Tabela 53.

Tabela 53- Resistência das secções transversais dos perfis à flexão.

Perfil	$M_{cy,Rd}$ (kN/m)	$M_{cz,Rd}$ (kN/m)
U93x1.5	1.55	0.40
U93x2	2.28	0.54
U93x2.5	3.09	0.68
U153x1.5	3.25	0.40
U153x2	4.70	0.55
U153x2.5	6.25	0.70
U204x1.5	4.67	0.41
U204x2	7.28	0.56
U204x2.5	9.61	0.70
U255x1.5	5.97	0.41
U255x2	9.77	0.56
U255x2.5	13.58	0.71

Nota: No caso de secções sujeitas a flexão em torno do eixo fraco (eixo z) foi considerado que eram as almas os elementos comprimidos.

Em seguida para a verificação de resistência de perfis “U” à encurvadura lateral utilizou-se um Lcr de 0.6 metros que corresponde ao valor de afastamento dos elementos de contraventamento lateral proporcionado pelas travessas de perfis de aço leve.

São calculados os momentos críticos numa primeira fase, e de seguida os momentos resistentes à encurvadura lateral, resumidos na Tabela 54.

Tabela 54- Cálculo dos M_{cr} 's das secções em "U" para $L_y=L_{cr}=0.60m$.

Perfil	l_{cr} (m)	M_{cr} (kN/m)	λ_{LT}	α_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b,Rbd}$ (kNm)
U93x1.5	0.60	14.59	0.33	0.49	0.58	0.94	1.45
U93x2	0.60	19.51	0.34	0.49	0.59	0.93	2.12
U93x2.5	0.60	24.21	0.36	0.49	0.60	0.92	2.84
U153x1.5	0.60	24.91	0.36	0.49	0.60	0.92	2.98
U153x2	0.60	33.48	0.37	0.49	0.61	0.91	4.28
U153x2.5	0.60	41.72	0.39	0.49	0.62	0.90	5.65
U204x1.5	0.60	34.27	0.37	0.49	0.61	0.91	4.27
U204x2	0.60	46.15	0.40	0.49	0.63	0.90	6.54
U204x2.5	0.60	57.59	0.41	0.49	0.63	0.89	8.58
U255x1.5	0.60	44.07	0.37	0.49	0.61	0.91	5.46
U255x2	0.60	59.41	0.41	0.49	0.63	0.89	8.74
U255x2.5	0.60	74.19	0.43	0.49	0.65	0.88	11.98

A Tabela 55 diz respeito ao menor valor entre o momento resistente da secção à flexão e o momento resistente de cálculo à encurvadura lateral.

Tabela 55- Momentos resistentes de secções em "U" à flexão e à encurvadura lateral.

Perfil	$M_{cv,Rd}$ (kN/m)	$M_{b,Rd}$ (kN/m)
U93x1.5	1.55	1.45
U93x2	2.28	2.12
U93x2.5	3.09	2.84
U153x1.5	3.25	2.98
U153x2	4.70	4.28
U153x2.5	6.25	5.65
U204x1.5	4.67	4.27
U204x2	7.28	6.54
U204x2.5	9.61	8.58
U255x1.5	5.97	5.46
U255x2	9.77	8.74
U255x2.5	13.58	11.98

6.7. CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES ACOPLADAS

Para as secções compostas por dois ou mais perfis, designadas por secções acopladas, foi necessário recalculá-las uma vez que, se considerarmos almas com o dobro da espessura e por isso a classe de resistência pode alterar-se. Contudo para que este processo seja possível é necessário que os parafusos respeitem o afastamento máximo da Tabela 56.

A Tabela 57 diz respeito aos dados necessários à classificação de secções de perfis em “C” unidos costas com costas à compressão.

Tabela 56- Afastamento máximo longitudinal entre parafusos em secções em “C” back to back.

Perfil	S _{max} (mm)
C150x1.5	150
C200x2	200
C250x2.5	250

Tabela 57- Dados necessários à classificação de secções.

Perfil	f _y (Mpa)	t (mm)	h (mm)	ε	h _{cm} (mm)
C150x1.5	280	3	150	0.92	146.89
C200x2	280	4	200	0.92	196.24
C250x2.5	280	5	250	0.92	245.60

As classes de resistência das secções, em função do esforço atuante, mostram-se na Tabela seguinte.

Tabela 58- Classificação de almas de secções em “C” acopladas back to back em compressão e à flexão.

Perfil	Compressão		Flexão	
	C/Txε	Classe	C/Txε	Classe
C150x1.5	53.45	4	53.446	1
C200x2	53.55	4	53.552	1
C250x2.5	53.62	4	53.616	1

Tabela 59- Propriedades efetivas de almas de secções em “C” acopladas em compressão.

Perfil	kσ	λ _p	ψ	ρ	b _{eff} (mm)	B _{rej} (mm)
C150x1.5	4	0.94	1	0.81	119.61	27.28
C200x2	4	0.94	1	0.81	159.58	36.67
C250x2.5	4	0.94	1	0.81	199.54	46.05

À flexão a alma é toda efetiva pelo que se utiliza a alma bruta, ou seja, a da Tabela 57.

No caso dos perfis em “U” acoplados costas com costas, o comportamento de conjunto apenas é possível se forem cumpridos os afastamentos entre parafusos dispostos na Tabela 60.

Tabela 60- Afastamento máximo entre parafusos nas secções em “U” costas com costas.

Perfil	Smax (mm)
U153x1.5	153
U204x2	204
U255x2.5	255

Apresentam-se os dados das secções de perfis em “U” necessário à classificação de secções na Tabela 61.

Tabela 61- Dados para classificação de secções em “U” à compressão e à flexão.

Perfil	f_y (Mpa)	t (mm)	h (mm)	ϵ	h _{cm} (mm)
U153x1.5	280	3	153	0.92	149.89
U204x2	280	4	204	0.92	200.24
U255x2.5	280	5	255	0.92	250.60

São classificadas as almas das secções acopladas em “U” costas com costas à compressão e à flexão, Tabela 62.

Tabela 62- Classificação de secções em “U” à compressão e à flexão.

Perfil	Compressão		Flexão	
	C/Tx ϵ	Classe	C/Tx ϵ	Classe
U153x1.5	54.54	4	54.54	1
U204x2	54.64	4	54.64	1
U255x2.5	54.71	4	54.71	1

Na Tabela 63 são calculadas as secções efetivas dos perfis em “U” acoplados.

Tabela 63- Propriedades efetivas da alma de secções em “U” acopladas à compressão.

Perfil	$k\sigma$	$\lambda\rho$	ψ	ρ	beff (mm)	Brej (mm)
U153x1.5	4	0.96	1	0.80	120.34	29.55
U204x2	4	0.96	1	0.80	160.55	39.70
U255x2.5	4	0.96	1	0.80	200.75	49.85

6.8. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE SECÇÕES ACOPLADAS

6.8.1. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE COLUNAS EM “C” BACK TO BACK

Na Tabela 64 são apresentadas as propriedades geométricas das secções efetivas de secções em “C” costas com costas.

Tabela 64- Propriedades efetivas das secções em “C” acopladas.

Perfis “a”	A bruta (mm ²)	Aeff (mm ²)	I,z,min (mm ⁴)	I,y,min (mm ⁴)	wel,z,min (mm ³)	wel,y,min (mm ³)
C150x1.5	765.84	684.00	290931.48	2494399.43	6765.85	33258.66
C200x2	1211.40	1064.29	377649.72	6532636.78	8782.55	65326.37
C250x2.5	1752.10	1521.83	459884.87	13930774.04	10695.00	111446.19

Tabela 65- Raios de giração.

Perfis “a”	raio giração z	raio giração y
C150x1.5	20.62	60.39
C200x2	18.84	78.35
C250x2.5	17.38	95.68

Para o cálculo das constantes de empenamento e torção, Tabela 67, não foi possível ter em consideração o raio de dobragem das secções, pelo que se aplica um coeficiente de redução δ para ter em conta este feito redutor nestas propriedades, Tabela 66.

Tabela 66- Fatores de redução.

Perfis “a”	n (nr de curvas)	a (mm)	b (mm)	c (mm)	δ
C150x1.5	8	148.5	41.5	14.25	0.0132
C200x2	8	198	41	14	0.0112
C250x2.5	8	247.5	40.5	13.75	0.0097

Tabela 67- Constantes de empenamento de torção.

Perfis "a"	I_w (mm ⁶)	I_t (mm ⁴)
C150x1.5	1820404269.03	1548.66
C200x2	4113008598.11	4713.64
C250x2.5	7732635873.42	11247.11

Na Tabela 68 é calculado o esforço normal resistente N_{Rd} de colunas em "C" acoplados costas com costas.

Tabela 68- Verificação de segurança à resistência das seções em compressão.

Perfis "a"	N_{Rd} (kN)
C150x1.5	191.52
C200x2	298.00
C250x2.5	426.11

A verificação de resistências das colunas à encurvadura por flexão, torção e flexão/torção utilizaram-se os comprimentos de 2.6, 2.8, 3.0 e 3.2 metros. As Tabelas 69 e 70 mostram o cálculo do esforço normal crítico para o comprimento de 2.6 metros.

Tabela 69- Cálculo de cargas críticas de colunas em "C" back to back (L=2.60m).

Perfis "a"	λ_1	k	L_{cr} (mm)	λ_i	i_0^2	L_w (mm)	$N_{cr,T}$ (N)	$N_{cr,Fz}$ (N)	$N_{cr,Fy}$ (N)	N_{cr} (N)
C150x1.5	86.04	1	2600	0.47	4072.15	2600	121199.06	89199.63	764783.21	121199.06
C200x2	86.04	1	2600	0.36	6492.85	2600	186852.58	115787.45	2002907.33	186852.58
C250x2.5	86.04	1	2600	0.29	9456.17	2600	261579.04	141000.76	4271177.23	261579.04

Tabela 70- Esforços normais resistentes à encurvadura por torção e flexão/torção (L=2.60m).

Perfis "a"	λ_y	λ_z	λ_T	α_y	α_z	α	ϕ_y	ϕ_z	ϕ	χ_y	χ_z	χ_T	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
C150x1.5	0.50	1.47	1.26	0.21	0.34	0.21	0.66	1.79	1.40	0.92	0.36	0.50	0.36	68.05
C200x2	0.39	1.60	1.26	0.21	0.34	0.21	0.59	2.03	1.41	0.96	0.31	0.49	0.31	91.35
C250x2.5	0.32	1.74	1.28	0.21	0.34	0.21	0.56	2.27	1.43	0.97	0.27	0.48	0.27	114.05

Na Tabela 71 é calculado o valor do esforço normal resistente de colunas em "C" costas com costas,

Tabela 71- Esforços normais resistentes de colunas com 2.6 m.

Perfis "a"	$N_{b,Rd}$ (kN)
C150x1.5	68.05
C200x2	91.35
C250x2.5	114.05

Para as restantes dimensões os cálculos são repetitivos apenas variando o comprimento crítico das colunas. Apresenta-se um quadro resumo dos valores de esforço normal resistente em função do comprimento na Tabela 72.

Tabela 72- Esforços normais resistentes para colunas de 2.6, 2.8, 3.0 e 3.2 metros.

Perfis "a"	N_{Rd} 2.6 (kN)	N_{Rd} 2.8 (kN)	N_{Rd} 3.0 (kN)	N_{Rd} 3.2 (kN)
C150x1.5	68.05	60.34	53.75	48.11
C200x2	91.35	80.61	71.54	63.86
C250x2.5	114.05	100.30	88.79	79.09

6.8.2. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE VIGAS EM "C" BACK TO BACK

Apresentam-se na Tabela 73 as propriedades efetivas da secção em "C" back to back sujeitas à flexão.

Tabela 73- Propriedades efetivas das secções em "C" back to back.

Perfis "a"	a bruta (mm ²)	Aeff (mm ²)	I _{z,min} (mm ⁴)	I _{y,min} (mm ⁴)	wel _{z,min} (mm ³)	wel _{y,min} (mm ³)
C150x1.5	765.84	765.84	290992.86	2499475.10	6767.28	33326.33
C200x2	1211.40	1211.40	377845.86	6549217.69	8787.11	65492.18
C250x2.5	1752.10	1752.10	460364.61	13971476.26	10706.15	111771.81

Na Tabela 74 constam os raios de giração obtidos.

Tabela 74- Raios de giração das secções em "C" back to back.

Perfis "a"	raio giração z	raio giração y
C150x1.5	57.13	19.49
C200x2	73.53	17.66
C250x2.5	89.30	16.21

As constantes de empenamento são calculadas com base na secção bruta do perfil e constam na Tabela seguinte.

Tabela 75- Constantes de empenamento e de torção das secções em "C" back to back.

Perfis "a"	I_w (mm ⁶)	I_t (mm ⁴)
C150x1.5	1820404269.03	1548.66
C200x2	4113008598.11	4713.64
C250x2.5	7732635873.42	11247.11

Tal como no caso das vigas de secções simples abertas, também estas assumem as mesmas disposições construtivas, ou seja, são travadas lateralmente de 60 em 60 cm. A Tabela 76 mostra os valores de cálculo de momento crítico associados a esta distância de contraventamento lateral.

Tabela 76- Momento crítico de secções em "C" back to back.

Perfis "a"	L (mm)	k	L_{cr} (mm)	M_{cr} (kN/m)
C150x1.5	600	1	600	133.30
C200x2	600	1	600	228.78
C250x2.5	600	1	600	346.99

Os correspondentes momentos resistentes à encurvadura lateral apresentam-se na tabela seguinte.

Tabela 77- Momento resistente à encurvadura lateral de secções em "C" back to back.

Perfis "a"	λ_{lt}	α_{lt}	ϕ_{lt}	χ_{lt}	$M_{b,Rd}$ (kN/m)
C150x1.5	0.26	0.21	0.54	0.99	9.20
C200x2	0.28	0.21	0.55	0.98	18.00
C250x2.5	0.30	0.21	0.56	0.98	30.59

Na tabela seguinte é apresentado o momento resistente da secção transversal do perfil em "C" costas com costas.

Tabela 78- Momento resistente da secção transversal à flexão $M_{c,Rd}$.

Perfis "a"	$M_{c,Rd}$ (kN.m)
C150x1.5	9.33
C200x2	18.34
C250x2.5	31.30

O momento resistente de cálculo é o menor valor entre o momento resistente à encurvadura lateral e o momento resistente da secção, cujos resultados estão na Tabela 79.

Tabela 79- Momento resistente de dimensionamento de secções em "C" back to back.

Perfis "a"	M_{Rd} (kN/m)
C150x1.5	9.20
C200x2	18.00
C250x2.5	30.59

$$M_{Rd} = \min(M_{c,Rd}; M_{b,Rd}) \quad (6.3)$$

6.8.3. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE COLUNAS EM "U" BACK TO BACK

Procede-se à avaliação de resistência de elementos "U" back to back cuja geometria se mostra na Fig. 33.b) sendo que previamente se quantificaram as propriedades mecânicas apresentadas nas Tabelas 80 e 81.

Tabela 80- Propriedades efetivas das secções em "U" back to back.

Perfis "a"	a bruta (mm ²)	Aeff (mm ²)	I,z,min (mm ⁴)	I,y,min (mm ⁴)	wel,z,min (mm ³)	wel,y,min (mm ³)
U153x1.5	700.92	499.33	28534.98	1628466.57	1180.29	3261.33
U204x2	1133.70	876.33	77848.54	5043071.01	2537.62	5754.75
U255x2.5	1666.05	1351.54	163795.00	12047658.40	4491.05	8914.03

Tabela 81- Raios de giração das secções em "U" back to back.

Perfis "a"	raio giração z	raio giração y
U153x1.5	57.11	7.56
U204x2	75.86	9.43
U255x2.5	94.41	11.01

No entanto, a inércia (ou constante) de torção foi quantificada admitindo troços retos para modelar a secção pelo que o seu valor teve que ser afetado pelo coeficiente de redução δ mostrado na Tabela 82. A inércia de empenamento foi calculada considerando-se um perfil tipo I com influência dos cantos curvos. Os valores finais das constantes de empenamento " I_w " e constantes de torção " I_t " mostram-se na Tabela 83.

Tabela 82- Cálculo do coeficiente de redução δ para secções em “U” back to back.

Perfis “a”	n (nr de curvas)	a	b	δ
U153x1.5	4	151.5	42.25	0.0073
U204x2	4	202	42	0.0060
U255x2.5	4	252.5	41.75	0.0051

Tabela 83- Constantes de empenamento e torção secções em “U” back to back.

Perfis “a”	I_w (mm ⁶)	I_t (mm ⁴)
U153x1.5	138233488961.81	1534.30
U204x2	436886088570.67	4710.65
U255x2.5	1066616427174.48	11299.78

Calcularam-se os esforços normais resistentes da secção para secções em “U” costas com costas sujeitas a compressão uniforme.

Tabela 84- Cálculo de esforços normais resistentes da secção para secções em “U” back to back.

Perfis “a”	$N_{c,Rd}$ (kN)
U153x1.5	139.81
U204x2	245.37
U255x2.5	378.43

Na Tabela 85 calculou-se o esforço normal crítico para secções em “U” costas com costas.

Tabela 85- Cálculo do esforço normal crítico para secções em “U” back to back.

Perfil	λ_1	k	L_{cr} (mm)	λ_i	i_0^2	L_w (mm)	$N_{cr,T}$ (N)	$N_{cr,Fz}$ (N)	$N_{cr,Fy}$ (N)	N_{cr} (N)
U153x1.5	86.04	1	2600	0.45	3318.48	3200	12808965.99	8748.8291	499288.07	499288.07
U204x2	86.04	1	2600	0.13	5843.59	3200	22987552.05	23868.374	1546206.26	1546206.26
U255x2.5	86.04	1	2600	0.11	9035.21	3200	36295479.66	50219.569	3693813.71	3693813.71

Na Tabela 86 é calculado o esforço normal resistente à encurvadura por compressão para perfis em “U” costas com costas.

Tabela 86- Cálculo do esforço normal resistente à encurvadura por compressão para perfis em “U” back to back.

Perfis “a”	λ_y	λ_z	λ_T	α_y	α_z	α	ϕ_y	ϕ_z	ϕ	χ_y	χ_z	χ_T	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
U153x1.5	0.53	4.00	0.53	0.21	0.34	0.21	0.67	9.14	0.67	0.91	0.06	0.91	0.06	8.06
U204x2	0.40	3.21	0.40	0.21	0.34	0.21	0.60	6.15	0.60	0.95	0.09	0.95	0.09	21.52
U255x2.5	0.32	2.75	0.32	0.21	0.34	0.21	0.56	4.70	0.56	0.97	0.12	0.97	0.12	44.44

Confrontando os resultados das Tabelas 84 e 86 verificamos que os valores condicionantes para barras de 2.60 m de comprimento são os da encurvadura global da coluna e que por isso se assumem como valores de dimensionamento ou de resistência da mesma, resumidos na Tabela 87, ou seja:

$$N_{Rd} = \min(N_{c,Rd}; N_{b,Rd}) \quad (6.4)$$

Tabela 87- Esforços normais resistentes de colunas com 2.6 metros.

Perfil	$N_{b,Rd}$ (kN)
U153x1.5	8.06
U204x2	21.52
U255x2.5	44.44

O cálculo apresentado é repetido para as colunas de outros comprimentos. Os resultados apresentam-se na Tabela 88, e uma vez mais foi a encurvadura global o fenómeno que condicionou a resistência de todas elas.

Tabela 88- Esforços normais resistentes de colunas acopladas por perfis em “U”.

Perfil	N_{Rd} (2.6) (kN)	N_{Rd} (2.8) (kN)	N_{Rd} (3.0) (kN)	N_{Rd} (3.2) (kN)
U153x1.5	8.06	6.99	6.12	5.40
U204x2	21.52	18.70	16.40	14.50
U255x2.5	44.44	38.68	33.97	30.06

6.8.4. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE VIGAS EM “U” BACK TO BACK

As propriedades mecânicas das secções em “U” back to back à flexão são as da Tabela 89.

Tabela 89- Propriedades mecânicas da secção em “U” à flexão vigas em “U” back to back.

Perfis “a”	A _{eff} (mm ²)	I _{z,min} (mm ⁴)	I _{y,min} (mm ⁴)	wel _{z,min} (mm ³)	wel _{y,min} (mm ³)
U153x1.5	644.45	88395.10	1930569.72	2206.74	23221.32
U204x2	1084.41	142533.67	5543882.16	3449.04	52010.94
U255x2.5	1633.41	214941.02	12608839.07	5092.68	96973.84

Na Tabela 90 é apresentado o momento resistente da secção transversal de vigas em “U” acopladas costas com costas.

Tabela 90- Momento resistente da secção transversal de vigas em “U” acopladas back to back.

Perfis “a”	M _{c,Rd} (kN/m)
U153x1.5	6.50
U204x2	14.56
U255x2.5	27.15

Na Tabela seguinte são mostrados os valores obtidos para o raio de giração.

Tabela 91- Raios de giração de vigas em “U” acopladas back to back.

Perfis “a”	raio giração z	raio giração y
U153x1.5	54.73	12.08
U204x2	71.50	11.59
U255x2.5	87.86	11.50

Os valores de constantes de empenamento e constantes de torção são iguais aos valores obtidos das secções à compressão uma vez que não resultam de carregamentos mas sim das propriedades da secção bruta, como mostra a Tabela 92. O coeficiente de redução “ δ ” apresenta-se na Tabela 82.

Tabela 92- Constantes de torção e de empenamento de vigas em “U” acopladas back to back.

Perfis “a”	I_w (mm ⁶)	I_t (mm ⁴)
U153x1.5	138233488961.81	1534.30
U204x2	436886088570.67	4710.65
U255x2.5	1066616427174.48	11299.78

Os momentos críticos foram determinados com base na expressão 4.55, pelo facto da secção acoplada ser bissimétrica e fletir em torno do eixo y-y, como mostra a Tabela 93.

Tabela 93- Momento critico de vigas em “U” acopladas back to back.

Perfis “a”	L (mm)	k	L_{cr} (mm)	M_{cr} (kN/m)
U153x1.5	600	1	600	636.46
U204x2	600	1	600	1436.79
U255x2.5	600	1	600	2756.85

Na Tabela 94 são calculados os momentos resistentes à encurvadura lateral de vigas em “U” acopladas “back to back”.

Tabela 94- Cálculo de momentos resistentes por encurvadura lateral de vigas em “U” acopladas back to back.

Perfis “a”	λ_{lt}	α_{lt}	ϕ_{lt}	χ_{lt}	$M_{b,Rd}$ (N/mm)
U153x1.5	0.10	0.21	0.49	1	6.50
U204x2	0.10	0.21	0.49	1	14.56
U255x2.5	0.10	0.21	0.49	1	27.15

Como $\lambda_{lt} < 0.2$ vem $\chi_{lt} = 1.0$ e assim os momentos resistentes das secções transversais são iguais ao momento resistente à encurvadura lateral.

São apresentados na Tabela 95 os valores de momentos resistentes de vigas com secções em “U” costas com costas.

Tabela 95- Momentos resistentes de vigas “U” back to back.

Perfil	M _{.Rd} (kN/m)
U153x1.5	6.50
U204x2	14.56
U255x2.5	27.15

6.8.5. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE COLUNAS EM “UC”

Foram calculadas as propriedades mecânicas (efetivas ou não) das secções compostas fechadas à compressão uniforme para o cálculo de instabilidade de colunas à encurvadura local, Tabela 96.

Tabela 96- Propriedades efetivas das secções “UC” acopladas.

Perfis “a”	a Bruta (mm ²)	A _{eff} (mm ²)	I _{z,min} (mm ⁴)	I _{y,min} (mm ⁴)	w _{el,z,min} (mm ³)	w _{el,y,min} (mm ³)
"UC" 153x1.5	733.38	438.80	133797.65	1942084.70	5267.04	25386.73
"UC" 204x2	1172.55	698.49	221342.81	5407032.77	8914.29	53010.13
"UC" 255x2.5	1709.08	1011.36	332698.51	12053689.90	13661.78	96429.52

Tabela 97- Raios de giração das secções “UC” acopladas.

Perfis “a”	raio giração z	raio giração y
"UC" 153x1.5	66.53	17.46
"UC" 204x2	87.98	17.80
"UC" 255x2.5	109.17	18.14

Para este tipo de secções, como não é possível garantir a perfeita união entre os perfis sem o recurso a ensaios laboratoriais que comprovem o mesmo, assumiu-se conservativamente que a constante de empenamento I_w resulta da soma das constantes de empenamento dos dois perfis. Os valores da constante de torção foram retirados sem ter em conta a influência dos cantos curvos portanto teve que se aplicar o fator de correção δ cujo cálculo é apresentado na Tabela 98.

Tabela 98- Fatores de correção δ para secções "UC" acopladas.

Perfis "a"	n (nr de curvas)	a	b	c	δ
"UC" 153x1.5	6	151.5	42.25	15	0.0102
"UC" 204x2	6	202	42	15	0.0085
"UC" 255x2.5	6	252.5	41.75	15	0.0073

Abaixo apresentam-se as inércias de empenamento e de torção da secção composta.

Tabela 99-Constantes de torção e empenamento para secções "UC" acopladas.

Perfis "a"	I_t (mm ⁶)	I_w (mm ⁴)
"UC" 153x1.5	4426.67	840476025.21
"UC" 204x2	5967.94	2007813169.55
"UC" 255x2.5	7441.56	3951401866.67

Os esforços normais críticos elásticos, N_{cr} , para barras de 2.60 m, de secções acopladas "UC" apresentam-se na Tabela 100.

Tabela 100- Esforço normal crítico N_{cr} para secções "UC" acopladas (L=2.6 metros).

Perfis "a"	λ_1	L(mm)	k	L_{cr} (mm)	λ_i	i_0^2	L_w (mm)	$N_{cr,T}$ (N)	$N_{cr,Fz}$ (N)	$N_{cr,Fy}$ (N)	N_{cr} (N)
"UC" 153x1.5	86.04	2600	1	2600	0.35	4730.8	2600	130047.2	41022.4	595443.4	41022.4
"UC" 204x2	86.04	2600	1	2600	0.27	8057.9	2600	136217.2	67863.7	1657797.0	67863.7
"UC" 255x2.5	86.04	2600	1	2600	0.21	12247.3	2600	147996.2	102005.4	3695663.0	102005.4

De seguida, e para cada tipo dimensional de secção, é determinado o valor resistente à encurvadura por flexão da coluna $N_{b,Rd}$, e o valor resistente da secção, $N_{c,Rd}$, cujos valores estão respetivamente nas Tabelas 101 e 102.

Tabela 101- Esforço normal resistente à encurvadura lateral para secções "UC" acopladas (L=2.6 metros).

Perfis "a"	λ_T	α	ϕ	χ	$N_{b,Rd}$ (N)
"UC" 153x1.5	1.73	0.3	2.26	0.27	33137.89
"UC" 204x2	1.70	0.3	2.20	0.28	54510.83
"UC" 255x2.5	1.67	0.3	2.14	0.29	81468.15

Tabela 102- Esforço normal resistente a fenómenos de instabilidade local para secções "UC" acopladas.

Perfis "a"	$N_{c,Rd}$ (kN)
"UC" 153x1.5	122.86
"UC" 204x2	195.58
"UC" 255x2.5	283.18

O menor destes valores é o valor de dimensionamento que se apresenta na Tabela 103.

Tabela 103- Resistência de colunas com secções "UC" acopladas para 2.6 metros.

Perfis "a"	$N_{b,Rd}$ (kN)
"UC" 153x1.5	33.14
"UC" 204x2	54.51
"UC" 255x2.5	81.47

Para as restantes dimensões é apresentado um quadro resumo com os esforços axiais resistentes das secções, Tabela 104.

Tabela 104- Resistência de colunas com secções "U" e "C" acopladas para os diferentes comprimentos.

Perfis "a"	N_{Rd} (2.6) (kN)	N_{Rd} (2.8) (kN)	N_{Rd} (3.0) (kN)	N_{Rd} (3.2) (kN)
"UC" 153x1.5	33.14	29.15	25.81	22.99
"UC" 204x2	54.51	47.98	42.51	37.89
"UC" 255x2.5	81.47	71.77	63.62	56.73

6.8.6. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE VIGAS EM “UC”

Os momentos resistentes foram obtidos considerando um comprimento crítico de encurvadura de 60 cm independentemente do vão da viga.

Foram calculadas as propriedades mecânicas das vigas “UC” à flexão em torno dos dois eixos e calculado o momento resistente como mostram as Tabelas 105 e 107.

Tabela 105- Propriedades efetivas das secções acopladas “UC”.

Perfis “a”	A _{eff} (mm ²)	a Bruta (mm ²)	I _{z,min} (mm ⁴)	I _{y,min} (mm ⁴)	w _{el,z,min} (mm ³)	w _{el,y,min} (mm ³)
"UC" 153x1.5	705.14	733.38	197856.31	2222732.07	7910.36	27947.22
"UC" 204x2	1147.90	1172.55	321870.38	6052579.22	12330.78	58103.79
"UC" 255x2.5	1692.75	1709.08	473932.55	13292848.29	17567.76	103271.65

Conhecidos os módulos elásticos determina-se na Tabela 106 a resistência de cada uma das secções transversais tipo M_{c,Rd}.

Tabela 106- Momentos resistentes à das secções acopladas “UC”.

Perfil	M _{c,Rd} (kN/m)
"UC" 153x1.5	7.83
"UC" 204x2	16.27
"UC" 255x2.5	28.92

Tabela 107- Raios de giração das secções acopladas “UC”.

Perfis “a”	raio giração z	raio giração y
"UC" 153x1.5	56.14	18.86
"UC" 204x2	72.61	19.25
"UC" 255x2.5	88.62	19.54

A Tabela 108 mostra as constantes de torção " I_t " e de empenamento " I_w ".

Tabela 108- Constantes de torção e de empenamento para secções acopladas "UC".

Perfis "a"	I_t (mm ⁴)	I_w (mm ⁴)
"UC" 153x1.5	4426.67	840476025.21
"UC" 204x2	5967.94	2007813169.55
"UC" 255x2.5	7441.56	3951401866.67

Foram calculados os momentos críticos da secção à encurvadura lateral para a viga com um afastamento de 60 cm entre travamentos, abaixo na Tabela 109.

Tabela 109- Momentos críticos para secções acopladas "UC".

Perfis "a"	L (mm)	k	L_{cr} (mm)	M_{cr} (kN/m)
"UC" 153x1.5	600	1	600	76.94
"UC" 204x2	600	1	600	149.38
"UC" 255x2.5	600	1	600	252.41

Com os dados da secção do perfil e o valor do momento crítico calcula-se o momento resistente da secção à encurvadura lateral, Tabela 110.

Tabela 110- Momentos resistentes à encurvadura lateral para secções acopladas "UC".

Perfis "a"	λ_{lt}	α_{lt}	ϕ_{lt}	χ_{lt}	$M_{b,Rbd}$ (N/mm)
"UC" 153x1.5	0.62	0.34	0.57	0.96	7.49
"UC" 204x2	0.74	0.34	0.58	0.95	15.50
"UC" 255x2.5	0.85	0.34	0.58	0.95	27.47

Os momentos de dimensionamento para a flexão em torno do eixo de maior inércia apresentam-se na Tabela 111.

Tabela 111- Momentos de dimensionamento das secções acopladas em "UC" à flexão.

Perfis "a"	$M_{b,Rd}$ (N/mm)
"UC" 153x1.5	7.49
"UC" 204x2	15.50
"UC" 255x2.5	27.47

6.8.7. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE COLUNAS EM "UCCU"

Calcularam-se as propriedades efetivas das secções acopladas à compressão, Tabela 112, supondo que é respeitado o afastamento máximo entre parafusos para mobilizar o efeito de conjunto dos perfis descritos na secção 5.1, portanto assumiu-se para as almas "back to back" têm uma espessura com o dobro da espessura que é o dobro do perfil simples aberto.

Tabela 112- Propriedades efetivas das secções acopladas "UCCU".

Perfis "a"	A_{eff} (mm ²)	a Bruta (mm ²)	$I_{z,min}$ (mm ⁴)	$I_{y,min}$ (mm ⁴)	$w_{el,z,min}$ (mm ³)	$w_{el,y,min}$ (mm ³)
"UCCU" 153x1.5	1029.74	1466.75	834071.63	3998155.26	18743.18	52263.47
"UCCU" 204x2	1667.13	2345.10	1322473.25	11175834.86	1304332.22	109567.01
"UCCU" 255x2.5	2445.77	3418.15	1865836.68	24996235.71	1304332.22	199969.89

É calculado o esforço normal resistente à encurvadura local para secções em "UCCU", Tabela 113.

Tabela 113- Esforços normais resistentes da secção à compressão.

Perfil	N_{rd} (kN)
"UCCU" 153x1.5	288.33
"UCCU" 204x2	466.80
"UCCU" 255x2.5	684.82

Na Tabela seguinte são apresentados os valores obtidos para os raios de giração das secções.

Tabela 114- Raios de giração das secções acopladas "UCCU".

Perfis "a"	raio giração z	raio giração y
"UCCU" 153x1.5	62.31	28.46
"UCCU" 204x2	81.88	27.97
"UCCU" 255x2.5	101.09	27.62

Tal como nas secções compostas fechadas do caso anterior, não se consegue garantir sem ensaios laboratoriais a perfeita união entre os elementos da secção acoplada. Relativamente á constante de torção, esta foi calculada sem a influência dos cantos curvos na secção, portanto, teve que se aplicar o fator de redução δ da Tabela 115.

Tabela 115- Fatores de redução das secções acopladas "UCCU".

Perfis "a"	n (nr de curvas)	a (mm)	b (mm)	c (mm)	δ
"UCCU" 153x1.5	12	151.5	42.25	15	0.010218
"UCCU" 204x2	12	202	42	15	0.008515
"UCCU" 255x2.5	12	252.5	41.75	15	0.007298

As constantes de torção e empenamento calculadas encontram-se na Tabela 116.

Tabela 116- Constantes de empenamento e de torção para secções acopladas "UCCU".

Perfil	I_t (mm ⁶)	I_w (mm ⁴)
"UCCU" 153x1.5	8853.35	2685288583.48
"UCCU" 204x2	11935.88	6167278129.55
"UCCU" 255x2.5	14883.13	11759486649.22

O cálculo do esforço normal resistente de dimensionamento, como em todas as secções acopladas anteriores, é aqui mostrado apenas para o vão de 2.6 metros. Para os vãos de 2.8, 3.0 e 3.2 metros apenas se apresentará uma Tabela resumo com os valores de dimensionamento.

Assim a carga crítica resistente das secções acopladas com comprimento de 2.6 m é apresentada na Tabela 117.

Tabela 117- Determinação da carga crítica N_{cr} para secções acopladas "UCCU" (L=2.60 m).

Perfis "a"	λ_1	k	L_{cr} (mm)	λ_i	i_0^2	L_w (mm)	$N_{cr,T}$ (N)	$N_{cr,Fz}$ (N)	$N_{cr,Fy}$ (N)	N_{cr} (N)
"UCCU" 153x1.5	86	1	2600	0.41	4692.7	2600	327829.23	255726.5	1225835.0	255726.5
"UCCU" 204x2	86	1	2600	0.31	7486.0	2600	381369.91	405470.5	3426512.5	381369.9
"UCCU" 255x2.5	86	1	2600	0.25	10983.1	2600	437724.91	572065.8	7663849.3	437724.9

Tabela 118- Determinação do esforço normal resistente á encurvadura por compressão para secções acopladas "UCCU" (L=2.60 m).

Perfis "a"	λ_T	α	ϕ	χ	$N_{b,Rbd}$ (kN)
"UCCU" 153x1.5	1.06	0.3	1.21	0.56	160.99
"UCCU" 204x2	1.11	0.3	1.27	0.53	248.08
"UCCU" 255x2.5	1.25	0.3	1.46	0.45	309.08

Calculou-se a resistência de colunas de secções acopladas "UCCU" para vão de 2.60 metros, Tabela 119.

Tabela 119- Resistência de colunas com secções acopladas "UCCU" (L=2.60 m).

Perfil	N_{Rd} (kN)
"UCCU" 153x1.5	160.99
"UCCU" 204x2	248.08
"UCCU" 255x2.5	309.08

Para as restantes dimensões é apresentado um quadro resumo com os momentos resistentes das secções, Tabela 120.

Tabela 120- Resistência de colunas com secções acopladas "UCCU".

Perfis "a"	N_{Rd} (2.6) (kN)	N_{Rd} (2.8) (kN)	N_{Rd} (3.0) (kN)	N_{Rd} (3.2) (kN)
"UCCU" 153x1.5	160.99	146.96	133.97	122.13
"UCCU" 204x2	248.08	233.39	213.76	194.70
"UCCU" 255x2.5	309.08	285.53	265.21	247.68

6.8.8. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA DE VIGAS EM "UCCU"

Os momentos resistentes foram obtidos considerando um comprimento crítico de encurvadura de 60 cm independentemente do vão da viga.

Foram calculadas as propriedades efetivas, Tabela 121, das vigas "UCCU" à flexão em torno dos dois eixos e calculado o momento resistente em torno do eixo forte, que é o mobilizado pelas cargas atuantes.

Tabela 121-Propriedades efetivas das secções acopladas "UCCU" à flexão.

Perfis "a"	A_{eff} (mm ²)	a Bruta (mm ²)	$I_{z,min}$ (mm ⁴)	$I_{y,min}$ (mm ⁴)	$w_{el,z,min}$ (mm ³)	$w_{el,y,min}$ (mm ³)
"UCCU" 153x1.5	1410.283	1466.754	1047262.03	4445464.14	21333.47	55894.45
"UCCU" 204x2	2295.809	2345.097	1679709.17	12105158.45	33751.87	116207.59
"UCCU" 255x2.5	3385.51	3418.153	2454867.01	26585696.58	48634.24	206543.31

Na Tabela 122 são apresentados os valores de momentos resistentes para secções acopladas "UCCU" à flexão.

Tabela 122- Momentos resistentes das secções acopladas "UCCU" à flexão.

Perfis "a"	M_{Rd} (kN/m)
"UCCU" 153x1.5	15.65
"UCCU" 204x2	32.54
"UCCU" 255x2.5	57.83

Os raios de giração obtidos das secções encontram-se representados na Tabela 123.

Tabela 123- Raios de giração das secções acopladas "UCCU" à flexão.

Perfis "a"	raio giração z	raio giração y
"UCCU" 153x1.5	56.14	30.44
"UCCU" 204x2	72.61	30.57
"UCCU" 255x2.5	88.62	30.72

Para a verificação de resistência das secções à flexão é utilizado o mesmo fator δ para ter em conta a não contabilização dos cantos curvos no modelo da secção. Os resultados consequentes para as constantes de empenamento e de torção figuram na Tabela 124.

Tabela 124- Constantes de torção e de empenamento para secções acopladas "UCCU".

Perfis "a"	I_t (mm ⁴)	I_w (mm ⁴)
"UCCU" 153x1.5	8853.35	2685288583.48
"UCCU" 204x2	11704.51	6167278129.55
"UCCU" 255x2.5	14639.70	11759486649.22

Foram calculados os momentos críticos da secção à encurvadura lateral para a viga com um afastamento de 60 cm entre travamentos, abaixo na Tabela 125.

Tabela 125- Momentos críticos para secções acopladas "UCCU".

Perfis "a"	k	l_{cr} (mm)	M_{cr} (N/mm)
"UCCU" 153x1.5	1	600	312.29
"UCCU" 204x2	1	600	593.26
"UCCU" 255x2.5	1	600	986.70

Com os dados da secção do perfil e o valor do momento crítico calcula-se o momento resistente da secção à encurvadura lateral, Tabela 126.

Tabela 126- Momentos resistentes à encurvadura lateral para secções acopladas "UCCU".

Perfis "a"	λ_{lt}	α_{lt}	ϕ_{lt}	χ_{lt}	χ_{lt}	$M_{b,Rd}$ (N/mm)
"UCCU" 153x1.5	0.22	0.34	0.53	1	0.992	15.52
"UCCU" 204x2	0.23	0.34	0.53	1	0.988	32.14
"UCCU" 255x2.5	0.24	0.34	0.54	1	0.985	56.97

Os resultados dos momentos resistentes à encurvadura local com flexão em torno do eixo de maior inércia mostram-se na Tabela 127.

Tabela 127- Momentos resistentes para secções acopladas "UCCU" à flexão.

Perfis "a"	$M_{b,Rd}$ (N/mm)
"UCCU" 153x1.5	15.52
"UCCU" 204x2	32.14
"UCCU" 255x2.5	56.97

7. CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Os perfis de aço leve são hoje uma realidade bastante conhecida a nível internacional nomeadamente nos Estados Unidos da América, Canadá, Austrália, onde são utilizados na construção de habitações. Todos os elementos que constituem o sistema, perfis, material de revestimento, etc, são leves, o que dispensa meios de elevação dispendiosos e pesados e que torna a montagem em obra muito rápida, de que resultam um tempo de execução da construção curto.

Na Europa apesar de já existirem países a utilizar este tipo e solução estrutural na construção, não são muito estudados ao nível escolar quando comparados com perfis de aço laminado a quente, existindo para estes rotinas e formas de dimensionamento rápido e eficaz.

Contudo o dimensionamento de estruturas de forma explícita recorrendo aos Eurocódigos é trabalhoso e caro em termos de tempo de projeto. Por outro lado os catálogos fornecidos pelos fabricantes e comerciais dos perfis não contemplam em absoluto todas as necessidades do projetista. Estes dois aspetos conduzem também eventual sobredimensionamento que se reflete a um desperdício de aço.

Para rentabilizar o dimensionamento é necessário completar alguns catálogos, tanto ao nível das características geométricas das peças como também ao nível da capacidade resistente dos elementos estruturais. O trabalho presente tentou completar um pouco estas deficiências.

O compromisso entre o dimensionamento explícito, que exige muito tempo de projeto, e um dimensionamento rápido e pragmático, à custa de um pequeno mas controlado dispêndio de aço, consiste em adotar o dimensionamento prescrito. Na verdade o trabalho presente contribui necessariamente para essa metodologia de dimensionamento. Por natureza da dimensão regular dos painéis que constituem o fechamento dos pavimentos e paredes que já vêm de fábrica, é necessário adotar um espaçamento regular entre os perfis, iguais ou submúltiplos das dimensões desses painéis.

Caso haja vãos muito diferentes dos standardizados ter-se-á que fazer o dimensionamento explícito, mas tal ocorrência é sempre pontual.

O presente trabalho contempla casos especiais de vigas acopladas que servem sobretudo para vencer vãos relativamente grandes para construções deste tipo. Estas vigas irão apoiar-se em pilares/montantes acoplados, que também foram aqui estudados.

Boa parte das secções estudadas tem a alma da classe 4 quando isoladas, mas no modo “back to back” a sua alma duplica de espessura tornando-se da classe 3 ou inferior. Para garantir o comportamento de conjunto especificou-se uma distância de aparafusamento.

Assim aumenta-se para mais do dobro a resistência do conjunto e reduzem-se as flechas a menos de metade.

Apesar da temática das secções acopladas ter sido aqui desenvolvida, é necessário recorrer a ensaios laboratoriais de forma a poder perceber-se de forma precisa, a eficácia do aparafusamento no funcionamento destas peças.

Este estudo concluiu que as tabelas fornecidas pela empresa são infelizmente para além de incompletas, não conservativas. O acréscimo fictício das propriedades geométricas, e consequentemente de resistência, resulta do descuido que foi dado quando se determinam as áreas.

Com recurso às tabelas desenvolvidas neste estudo é possível assim ultrapassar as dificuldades enumeradas anteriormente. Nas tabelas aqui desenvolvidas encontramos as propriedades geométricas e mecânicas das áreas brutas e efetivas das secções, bem como os esforços resistentes em função dos vãos e das condições de apoio estudadas. Com esta ferramenta é possível efetuar um dimensionamento mais rápido e eficaz, conduzindo a uma otimização do tempo dispensado no projeto e a um valor global da obra mais reduzido, fruto da utilização adequada dos perfis.

No futuro pensamos que seria necessário para completar o estudo aqui desenvolvido a realização de ensaios laboratoriais a fim de aferir a eficácia das ligações nas secções acopladas, que a ser verdade viabilizam com segurança a utilização deste trabalho.

É necessário também avaliar o comportamento de conjunto dos perfis ao empenamento, porque nas secções acopladas ligadas pelos banzos foi considerado conservativamente a soma das inércias de empenamento de cada perfil, visto que não nos era possível avaliar esta característica mecânica com rigor, porque dependia do grau de aparafusamento.

Seria útil o desenvolvimento de uma rotina de cálculo que permitisse selecionar o perfil “ótimo” a partir (i) dos esforços atuantes, (ii) dos vãos pretendidos e (iii) das condições de apoio.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] Azizian, H. *Constructional System of Cold Formed Light Steel Framing (LSF)*. 2015.
- [2] Institute, A.I.S., *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*. 2007: Canada.
- [3] Norma Basica de la Edificación – NBE – MV 110 – 1982 – *cálculo de las piezas de chapa conformada de acero en la edificación*.
- [4] Norma Basica de la Edificación – NBE – MV 110 – 1980 – *Placas y paredes de chapa conformada de acero en la edificación*.
- [5] Regulation, T.E.U.P., *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*. October 2006 Bruxelas.
- [6] Institute, C.S.S.B., *Lightweight Steel Framing Architectural Design Guide*. 2001: Canada.
- [7] Standardization, E.C.f., *Eurocode 3 - Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings*. 2005: Bruxelas.
- [8] Regulation, T.E.U.P., *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: General rules - Plated structural elements*. 2006: Bruxelas.
- [9] Ádány, B.W.S., S. *Understanding and Classifying Local, Distortional and Global Buckling in Open Thin-Walled Members*. 2015.
- [10] Peköz, B.W.S., T. *Local And Distorsional Buckling of Cold-Formed Steel Members With Edge Stifened Flanges*.
- [11] Barreta, C.E.A.S., *Interação entre instabilidade local-de-placa e distorcional em colunas de aço enformadas a frio de secção em Z.*, Instituto Superior Tecnico Lisboa, Junho de 2011.
- [12] Barreto, V.M.L.B.S., *Implementação Computacional e Automatização Dimensionamento de Pórticos de Acordo com o EC3.*, Instituto Superior Técnico Lisboa, 1997.
- [13] Baptista, A.M.R., *Verificação de Segurança de Perfis de Aço Enformado a Frio com Secção em C.*, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2014.
- [14] Dinis, Pedro Borges, D.C., *Interação Distorcional/Global em Colunas de Aço Enformadas a Frio com Secção em C*, in *Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura.*, Instituto Superior Técnico de Lisboa: Lisboa, 2010.

- [15] Manfred A. Hirt, R.B., *Construction Métallique Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*. Vol. 10. Lausane: Traité de Génie Civil de L'Ecole polytechnique fédérale de Lausane, 1994.
- [16] Barreto, V., *Dimensionamento de colunas, Encurvadura_Torção_Flexão-Torção*. 2014, Universidade do Algarve: Apontamentos de Estruturas Metálicas e Mistas.
- [17] Li, Z., Schafer, B.W., *Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods*. November 2010, St. Louis: Proceedings of the 20th Int'l. Spec. Conf. on Cold-Formed Steel Structures.
- [18] Rui Bebiano, N.S., Dinar Camotim, *GBTUL 1.0 B, GBT Theoretical Background 2010*, Department of Civil Engineering and Architecture, DECivil/IST Technical University of Lisbon: Portugal.
- [19] Teixeira, P.M.V., *Análise e Dimensionamento de Perfis Pultrudidos de GFRP*, in *Engenharia civil*. 2010, Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- [20] Pinto, A.E.M.R., *Estabilidade Local de Perfis de Aço Enformados a Frio*. 2010, Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- [21] ECCS Technical Committee 7, Cold-formed Steel; "Worked examples according to EN 1993-1-3", N°123, 1st edition, 2008.

ANEXO

Formulário Anexo

n_{nos} - número de nós

n_{part} - número de partes

t - espessura

dA_i - área de partes das secções

A - área bruta da secção

S_{y0} - momento estático de área

z_{gc} - abcissa do centro de gravidade do RC

I_{y0} - momento de inércia em relação ao eixo y do RC

α - eixos principais

I_{ξ}, I_{η} - momentos de inércia em relação aos eixos principais

i - coordenadas sectoriais

ω_0 - incremento de coordenadas ao longo do segmento

C_{ω} - coordenada sectorial média

$I_{y\omega}, I_{z\omega}$ - constantes sectoriais

y_{cc}, z_{cc} - coordenadas do centro de corte

J_w - fator de empenamento

I_t - inércia de torção

W_t - módulo de torção

W_w - módulo de empenamento

y_s - distância do centro de corte ao centro de gravidade

I_p - momento polar de inércia em relação ao centro de corte

Nós e partes

$$n_{nos} := 4 \quad ; \quad j := 1..n_{nos} \quad ; \quad n_{part} := n_{nos} - 1 \quad n_{part} = 3 \quad i := 1..n_{part}$$

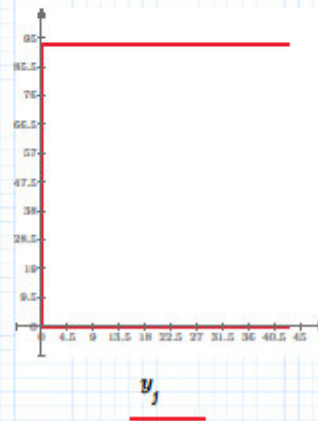
$$y := \begin{bmatrix} 43 \\ 0 \\ 0 \\ 43 \end{bmatrix}$$

$$z := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 93 \\ 93 \end{bmatrix}$$

$$t := \begin{bmatrix} 1.5 \\ 1.5 \\ 1.5 \\ 1.5 \end{bmatrix}$$

$$d_{max} := \max(\max(y), \max(z))$$

$$d_{max} = 93$$



áreas de partes das secções

$$dA_i := t_i \cdot \left(\sqrt{(y_{i+1} - y_i)^2 + (z_{i+1} - z_i)^2} \right)$$

$$dA = \begin{bmatrix} 64.5 \\ 139.5 \\ 64.5 \end{bmatrix}$$

área da secção bruta

$$A := \sum_{i=1}^{n_{part}} dA_i = 268.5$$

Momento Estático de Área em relação ao eixo y, do referencial cartesiano inicial (RC), e abscissa do centro de gravidade no RC

$$S_{y0} := \sum_{i=1}^{n_{part}} (z_{i+1} + z_i) \cdot \frac{dA_i}{2} = 1.249 \cdot 10^4 \quad ; \quad z_{gc} := \frac{S_{y0}}{A} = 46.5$$

Momento de Inércia em relação ao eixo y do RCI, e em relação ao eixo y do referencial central (RCG)

$$I_{y0} := \sum_{i=1}^{n_{part}} \left((z_{i+1})^2 + (z_i)^2 + z_{i+1} \cdot z_i \right) \cdot \frac{dA_i}{3} = 9.6 \cdot 10^5 \quad ; \quad I_y := I_{y0} - A \cdot z_{gc}^2 = 3.795 \cdot 10^5$$

Momento Estático de Área em relação ao eixo z do RC, e ordenada do centro de gravidade no RC

$$S_{z0} := \sum_{i=1}^{npart} (y_{i+1} + y_i) \cdot \frac{dA_i}{2} = 2.774 \cdot 10^3 \quad y_{gc} := \frac{S_{z0}}{A} = 14.333$$

Momento Inércia em relação ao eixo z do RC, e em relação ao eixo central z no RCG

$$I_{z0} := \sum_{i=1}^{npart} \left((y_{i+1})^2 + (y_i)^2 + y_{i+1} \cdot y_i \right) \cdot \frac{dA_i}{3} = 7.951 \cdot 10^4 \quad ; \quad I_z := I_{z0} - A \cdot y_{gc}^2 = 3.975 \cdot 10^4$$

Produto de inercia da área em relação aos sistema cartesiano yOz e em relação ao Referencial central RC

$$I_{yz0} := \sum_{i=1}^{npart} \left(2 \cdot y_i \cdot z_i + 2 \cdot y_{i+1} \cdot z_{i+1} + y_i \cdot z_{i+1} + y_{i+1} \cdot z_i \right) \cdot \frac{dA_i}{6} = 5.963 \cdot 10^4$$

$$I_{yz} := I_{yz0} - \frac{S_{y0} \cdot S_{z0}}{A} = 0$$

Eixos principais

$$\alpha := \left(\frac{1}{2} \cdot \text{atan} \left(\frac{2 \cdot I_{yz}}{I_z - I_y} \right) \right) \cdot ((I_z - I_y) \neq 0) + 0 \cdot ((I_z - I_y) = 0) \quad \alpha = 0$$

Momentos e Inercia em relação os eixos centrais principais (ecpi)

$$I_{\xi} := \frac{1}{2} \cdot (I_y + I_z + \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4 \cdot I_{yz}^2}) \quad I_{\xi} = 6.957 \cdot 10^4$$

$$I_{\eta} := \frac{1}{2} \cdot (I_y + I_z - \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4 \cdot I_{yz}^2}) \quad I_{\eta} = 3.975 \cdot 10^4$$

-Coordenadas sectoriais

$$i := 1 \dots npart$$

Incremento de coordenadas ao longo do segmento

$$w_{0i} := y_i \cdot z_{i+1} - y_{i+1} \cdot z_i$$

$$w_0 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -1.849 \cdot 10^3 \end{bmatrix}$$

Coordenada sectorial em cada nó

$$w_1 := w_{01}$$

$$i := 2 \dots npart$$

$$w_i := w_{i-1} + w_{0i}$$

$$w = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -1.849 \cdot 10^3 \end{bmatrix}$$

Coordenada sectorial Média

$$C\omega := w_1 \cdot \frac{dA_1}{2} + \sum_{i=2}^{npart} (w_{i-1} + w_i) \cdot \frac{dA_i}{2} \quad C\omega = -5.963 \cdot 10^4$$

$$w_{mean} := \frac{C\omega}{A}$$

$$w_{mean} = -308.167$$

Constantes sectoriais

$$I_{yw0} := \left((2 \cdot y_2 \cdot w_1 + y_1 \cdot w_1) \cdot \frac{dA_1}{6} \right) + \sum_{i=2}^{npart} (2 \cdot y_i \cdot w_{i-1} + 2 \cdot y_{i+1} \cdot w_i + y_i \cdot w_i + y_{i+1} \cdot w_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{6}$$

$$I_{yw0} = -1.709 \cdot 10^6 \quad I_{yw} := I_{yw0} - \frac{S_{z0} \cdot C\omega}{A} = -8.547 \cdot 10^5$$

$$I_{zw0} := (2 \cdot w_1 \cdot z_2 + w_1 \cdot z_1) \cdot \frac{dA_1}{6} + \sum_{i=2}^{npart} (2 \cdot w_{i-1} \cdot z_i + 2 \cdot w_i \cdot z_{i+1} + w_{i-1} \cdot z_{i+1} + w_i \cdot z_i) \cdot \frac{dA_i}{6}$$

$$I_{zw0} = -2.564 \cdot 10^6 \quad I_{zw} := I_{zw0} - \frac{S_{y0} \cdot C\omega}{A} = -1.282 \cdot 10^6$$

$$I_{ww0} := (w_1)^2 \cdot \frac{dA_1}{3} + \sum_{i=2}^{npart} ((w_i)^2 + (w_{i-1})^2 + w_i \cdot w_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{3} = 7.35 \cdot 10^7$$

$$I_{ww} := I_{ww0} - \frac{C\omega^2}{A} = 5.513 \cdot 10^7$$

Centro de corte

$$y_{sc} := \frac{I_{zw} \cdot I_z - I_{yw} \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot ((I_y - I_z - I_{yz}^2 \neq 0)) + 0 \cdot ((I_y - I_z - I_{yz}^2 = 0)) = -18.429$$

$$z_{sc} := \frac{-I_{yw} \cdot I_y - I_{zw} \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot ((I_y - I_z - I_{yz}^2 \neq 0)) + 0 \cdot ((I_y - I_z - I_{yz}^2 = 0)) = 21.5$$

Factor de empenamento

$$J_W := I_{ww} + I_{yw} \cdot z_{sc} - I_{zw} \cdot y_{sc} = 1.313 \cdot 10^7$$

Factor /Inércia de Torção

Módulo de Torção

$$I_t := \sum_{i=1}^{npart} (t_i)^2 \cdot \frac{dA_i}{3} = 145.125 \quad t_{min} := \min(t) = 1.5 \quad W_t := \frac{I_t}{t_{min}} = 96.75$$

$$ws_1 := -w_{mean} + z_{sc} \cdot (y_1 - y_{gc}) - y_{sc} \cdot (z_1 - z_{gc})$$

$$j := 2, 3 \dots nnos$$

$$ws_j := w_{j-1} - w_{mean} + z_{sc} \cdot (y_j - y_{gc}) - y_{sc} \cdot (z_j - z_{gc})$$

$$ws = \begin{bmatrix} 528.286 \\ -396.214 \\ 396.214 \\ -528.286 \end{bmatrix}$$

$$a := \min(ws) = -528.286 \quad a := |a| = 528.286$$

$$b := \max(ws) = 528.286 \quad b := |b| = 528.286$$

Coordenada Sectorial máxima

$$ws_{max} := (a \cdot (a \geq b) + b \cdot (a < b)) = 528.286$$

Módulo de Empenamento

$$W_w := \frac{J_W}{ws_{max}} = 2.485 \cdot 10^4$$

Distância entre o CC e o CG $y_s := y_{sc} - y_{gc} = -32.762$ $z_s := z_{sc} - z_{gc} = 0$

Momento Polar de Inércia em relação ao CC

$$I_p := I_y + I_z + A \cdot (y_s^2 + z_s^2) = 3.17 \cdot 10^5$$

Factores de não Simetria

$$i := 1, 2 \dots npart \quad y_{c_i} := \frac{(y_{i+1} + y_i)}{2} - y_{gc} \quad z_{c_i} := \frac{(z_{i+1} + z_i)}{2} - z_{gc}$$

$$y_c = \begin{bmatrix} 7.167 \\ -14.333 \\ 7.167 \end{bmatrix} \quad z_c = \begin{bmatrix} -21.5 \\ 0 \\ 21.5 \end{bmatrix}$$

$$I_{zu0} := \left((2 \cdot w_1 \cdot z_2 + w_1 \cdot z_1) \cdot \frac{dA_1}{6} \right) + \sum_{i=2}^{npart} \left(2 \cdot w_{i-1} \cdot z_i + 2 \cdot w_i \cdot z_{i+1} + w_{i-1} \cdot z_{i+1} + w_i \cdot z_i \right) \cdot \frac{dA_i}{6}$$

$$z_j := z_s - \frac{0.5}{I_y} \cdot \sum_{i=1}^{npart} \left(z_{c_i}^3 + (z_{c_i}) \cdot \left(\frac{(z_{i+1} - z_i)^2}{4} + y_{c_i}^2 + \frac{(y_{i+1} - y_i)^2}{12} \right) + \frac{y_{c_i}}{6} \cdot (y_{i+1} - y_i) \cdot (z_{i+1} - z_i) \right) \cdot dA_i$$

$z_j = 0$

$$y_j := y_s - \frac{0.5}{I_z} \cdot \sum_{i=1}^{npart} \left(y_{c_i}^3 + (y_{c_i}) \cdot \left(\frac{(y_{i+1} - y_i)^2}{4} + z_{c_i}^2 + \frac{(z_{i+1} - z_i)^2}{12} \right) + \frac{z_{c_i}}{6} \cdot (y_{i+1} - y_i) \cdot (z_{i+1} - z_i) \right) \cdot dA_i$$

$$i := 1, 2 \dots nnos \quad y_{cg_i} := y_i - y_{gc} \quad z_{cg_i} := z_i - z_{gc} \quad k := 1, 2 \dots 5 \quad y_j = -39.929$$

Desenho do CC

$$dd := \frac{dmax}{20}$$

$$ly := \begin{bmatrix} y_{sc} - y_{gc} - dd \\ y_{sc} - y_{gc} + dd \\ y_{sc} - y_{gc} \\ y_{sc} - y_{gc} - dd \\ y_{sc} - y_{gc} + dd \end{bmatrix} \quad lz := \begin{bmatrix} z_{sc} - z_{gc} + dd \\ z_{sc} - z_{gc} - dd \\ z_{sc} - z_{gc} \\ z_{sc} - z_{gc} - dd \\ z_{sc} - z_{gc} + dd \end{bmatrix} \quad ggy := \begin{bmatrix} -dd \\ dd \\ 0 \\ -dd \\ dd \end{bmatrix} \quad ggz := \begin{bmatrix} dd \\ -dd \\ 0 \\ -dd \\ dd \end{bmatrix}$$

