



André Rosa Pereira Areias

CONCEÇÃO DE EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS DE GRANDE VÃO COM PERFIS DE AÇO ENFORMADO A FRIO

DESIGN OF LARGE SPAN BUILDINGS WITH COLD-FORMED STEEL PROFILES

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica Estrutural,
orientada pelo Professor Doutor Rui António Duarte Simões e pela Professora Doutora Aldina Maria da Cruz Santiago

Coimbra, 7 de Setembro de 2018



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



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

André Rosa Pereira Areias

Conceção de edifícios industriais de grande vão com perfis de aço enformado a frio

Design of large span buildings with cold-formed steel profiles

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica Estrutural,
orientada pelo Professor Doutor Rui António Duarte Simões e pela Professora Doutora Aldina Maria da Cruz Santiago

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

Coimbra, 7 de Setembro de 2018

AGRADECIMENTOS

O terminar desta etapa do meu percurso académico é marcado por diversas pessoas às quais pretendo expressar os meus sinceros agradecimentos.

Aos meus orientadores, professor Rui Simões e professora Aldina Santiago por toda aprendizagem, críticas e opiniões transmitidas. A vossa disponibilidade e paciência foram fundamentais ao longo deste processo.

Aos meus amigos, Eugénio, Roque, Marcel, Mariana, Célia e Rosário, que me ajudaram a descomplicar e acreditaram que eu ia dar o melhor de mim.

À minha namorada, Stephanie Capelas, pelo apoio incondicional. A tua compreensão e confiança foram essenciais.

Aos meus pais e irmãos por todo o apoio que me deram, não só nesta fase, mas ao longo dos tempos.

RESUMO

A utilização de perfis em aço enformado a frio na construção tem aumentado nos últimos tempos. O crescente uso destes perfis como elemento estrutural principal advém das várias vantagens que estes oferecem como os baixos rácios peso/rigidez, rapidez e baixos custos de construção e automatização do corte e furação dos perfis necessários.

Apesar disto, a maioria dos edifícios construídos em aço enformado a frio são moradias unifamiliares ou pequenos edifícios industriais. Poucas ou nenhuma referências são feitas a edifícios de grandes vãos (maiores que 35 metros) que façam uso deste tipo de perfis.

Com esta dissertação, pretende-se avaliar e estudar a possibilidade de conceber estruturas de grandes vão com perfis de aço enformado a frio através da concepção e avaliação da eficácia de 3 casos de estudo de edifícios industriais com vãos de 36 e 50 metros. Dos casos de estudo referidos um é em sistema porticado (36 metros de vão), um em sistema treliçado plano (50 metros de vão) e outro em sistema treliçado espacial (50 metros de vão). São também propostos dois novos tipos de secção, sendo uma secção mais adequada para membros sujeitos à flexão e outra para elementos sujeitos à compressão, como elementos de treliças.

Com base no estudo elaborado no âmbito desta dissertação verifica-se ser possível conceber edifícios industriais com os vãos referidos usando secções com espessuras até 3 mm, através da associação de perfis e assegurando às estruturas os travamentos e contraventamentos necessários à estabilidade global dos elementos. Relativamente aos sistemas estruturais utilizados, conclui-se que o sistema treliçado espacial é aquele que conduz a um melhor aproveitamento de material, apresentando um menor peso por metro quadrado de cobertura, seguido do caso de estudo em estrutura porticada.

Palavras Chave: Aço enformado a frio, edifícios industriais de grande vão; secções compostas de banzos ocios, secções compostas abertas, secções compostas fechadas, método das larguras efetivas.

ABSTRACT

The use of cold-formed steel profiles in construction has increased over the past few years. The increasing use of such profiles as primary structural members it's due to the many advantages inherent to it's use such as, the low weight/stiffness ratios, a reduction in construction time and costs and the automation of the cutting and drilling of the required profiles.

However, most buildings made of cold-formed steel are single-family dwellings or small industrial buildings. Few references can be found to large span buildings (greater than 35 meters) using such profiles.

It is the objective of the present dissertation to study and evaluate the possibility of conceiving large span industrial buildings, with cold-formed steel profiles through the design and structural efficiency evaluation of 3 case studies with spans of 36 and 50 meters long. One of the case studies mentioned it's in a gantry system (36 meters long), other it's in a flat lattice system (50 meters long) and the last one it's in a spatial lattice system (50 meters long). Two new types of cross sections are also proposed. One of the proposed cross sections it's more suitable to flexural members while the other it's more suitable for compression members.

Based on the study carried out under this dissertation, one can conclude that it's possible to design large span industrial buildings using cross sections with thickness up to 3 mm using hollow flange built-up sections, open built-up sections, closed built-up sections and by providing the required lateral restraining to the global stability of the members. The spatial lattice system leads to less material consumption which means it's a lighter solution, followed by the gantry system.

Keywords: Cold-formed steel, large span industrial buildings, hollow flange built-up sections, open built-up sections, closed built-up sections, effective with design.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
SIMBOLOGIA	vii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Contexto histórico.....	1
1.3 Vantagens da construção em AEF	2
1.4 Fabrico e tipos de secções.....	3
1.5 Propriedades do material e das secções	5
1.6 Desafios associados ao dimensionamento de elementos em AEF.....	6
1.7 Motivação e objetivos	7
1.8 Estrutura da dissertação	8
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1 Setor da construção em AEF em Portugal	9
2.2 Tipologias estruturais.....	9
2.3 Secções inovadoras	13
3 DIMENSIONAMENTO PELO EUROCODIGO 3-PARTE-1-3	19
3.1 Materiais	19
3.2 Proporções geométricas	19
3.3 Influência dos cantos arredondados	20
3.4 Encurvadura local	22
3.4.1 Bases teóricas	22
3.4.2 Cálculo das larguras efetivas através da parte 1-5 do Eurocódigo 3	24
3.5 Encurvadura Distorcional	26
3.6 Resistência das secções.....	27
3.6.1 Resistência à tração	27
3.6.2 Resistência à compressão	28
3.6.3 Resistência à flexão	28
3.6.4 Esforço transversal	30
3.6.5 Esforços combinados de flexão, axial e transversal	31
3.6.6 Forças concentradas.....	31

3.6.7	Esforços combinados de flexão e forças concentradas.....	33
3.7	Resistência à encurvadura.....	33
3.7.1	Encurvadura por flexão	33
3.7.2	Encurvadura por torção ou flexão-torção	33
3.7.3	Encurvadura lateral de vigas.....	34
3.7.4	Interação momento fletor e esforço axial de compressão.....	34
3.8	Estados limites de serviço.....	35
3.9	Ligações	35
3.9.1	Tipos de ligações	35
4	CASOS DE ESTUDO	37
4.1	Introdução	37
4.2	Condições gerais	38
4.3	Ações	39
4.4	Combinações de ações	41
4.5	Definição dos casos de estudo	41
4.5.1	Caso de estudo 1 – Sistema estrutural tipo pórtico.....	42
	• Geometria	42
	• Secção proposta.....	42
	• Ligações entre os elementos e ao exterior.....	45
	• Travamentos	47
	• Contraventamentos.....	48
	• Verificações de segurança – ULS	48
	• Verificação das condições de serviço – SLS.....	52
	• Quantidade de material usado	53
4.5.2	Caso de estudo 2 – Treliza plana.....	53
	• Geometria	53
	• Secções Propostas	54
	• Ligações entre os elementos e ao exterior.....	56
	• Travamentos	57
	• Contraventamentos.....	57
	• Verificações de segurança – ULS	58
	• Verificação das condições de serviço - SLS	61
	• Quantidade de material usado	61
4.5.3	Caso de estudo 3 – Treliza espacial.....	62
	• Geometria	62
	• Secções propostas.....	62
	• Ligações entre os elementos e ao exterior.....	67
	• Travamentos	68

•	Contraventamentos.....	68
•	Verificações de segurança – ULS	68
•	Verificação das condições de serviço - SLS	70
•	Quantidade de material usado	71
4.6	Discussão dos resultados	71
5	Conclusões e trabalhos futuros	73
	Bibliografia.....	75

SIMBOLOGIA

t_w	–	Espessura da solda;
f_y	–	Tensão de cedência;
f_u	–	Tensão última;
G	–	Módulo de elasticidade transversal;
E	–	Módulo de elasticidade longitudinal;
R_{eh}	–	Limite superior da tensão de cedência;
$R_{p0.2}$	–	Tensão limite de proporcionalidade a 2 % de extensão;
R_m	–	Tensão de rotura;
f_{ya}	–	Tensão de cedência média da secção;
f_{yb}	–	Tensão de cedência do material base;
k	–	Coefficiente que depende do processo de fabrico das secções;
n	–	Número de dobras de 90° da secção;
t	–	Espessura da chapa;
A_g	–	Área bruta da secção;
A_{eff}	–	Área efetiva da secção;
$A_{g,sh}$	–	Área da secção idealizada através dos cantos;
b	–	Largura da chapa;
b_p	–	Largura do banzo para determinação da influência dos cantos arredondados;
r	–	Raio interno da dobra;
c	–	Largura do reforço de extremidade;
d	–	Largura do reforço duplo de extremidade;
c_{eff}	–	Largura efetiva do reforço de extremidade;
d_{eff}	–	Largura efetiva do reforço duplo de extremidade;
$b_{p,c}$	–	Largura do reforço de extremidade;
$b_{p,d}$	–	Largura do reforço duplo de extremidade;
h	–	Altura da secção;
h_w	–	Altura da alma da secção;
\varnothing	–	Ângulo da alma da secção;
μ	–	Coefficiente de Poisson;
k, k_σ	–	Coefficiente de encurvadura local da placa;
D	–	Rigidez de uma placa;
$\bar{\lambda}_p$	–	Esbelteza normalizada da placa;
$\bar{\lambda}$	–	Esbelteza adimensional da placa;
$\bar{\lambda}_{p,red}$	–	Esbelteza reduzida;

ψ	–	Relação de tensões;
ρ	–	Fator de redução para a encurvadura local;
$\sigma_{com,Ed}$	–	Tensão máxima instalada na secção;
σ_{cr}	–	Tensão de encurvadura elástica;
χ_d	–	Fator de redução para encurvadura distorcional;
$\sigma_{cr,s}$	–	Tensão de encurvadura elástica do reforço de extremidade;
$N_{t,Rd}$	–	Esforço normal de tração resistente da secção;
$N_{c,Rd}$	–	Esforço normal de compressão resistente da secção;
$M_{c,Rd}$	–	Momento resistente da secção;
$M_{ci,Rd}$	–	Momento resistente em torno do eixo i para flexão desviada;
$M_{ci,Rd,ten}$	–	Momento resistente em torno do eixo i para a máxima tensão de tração;
$M_{ci,Rd,com}$	–	Momento resistente em torno do eixo i para a máxima tensão de compressão;
$M_{pl,Rd}$	–	Momento resistente plástico da secção;
$M_{f,Rd}$	–	Momento resistente da secção considerando apenas a área efetiva dos banzos;
$V_{b,Rd}$	–	Esforço transversal resistente da secção;
$R_{w,Rd}$	–	Resistência da secção a forças concentradas;
$N_{cr,T}$	–	Carga crítica elástica para encurvadura por torção;
$N_{cr,TF}$	–	Carga crítica elástica para encurvadura por flexão-torção;

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A construção com perfis em aço enformado a frio, frequentemente designada de “construções leves” está cada vez mais enraizada no setor da construção. Este tipo de perfis pode ser usado como elemento estrutural principal, no caso de moradias e pavilhões industriais, ou como elementos secundários em soluções de fachadas e coberturas (madres).

A razão pela escolha deste tipo de aço em relação ao aço laminado a quente está relacionada com as inúmeras vantagens que este oferece, como a leveza, a versatilidade e a elevada rigidez. Acresce aos fatores mencionados, a sua competitividade, quer na quantidade de material usado, quer na alocação de meios (mão de obra para montagem, equipamentos de elevação e transporte) que é inigualável para qualquer outro tipo de material.

No entanto, a elevada esbelteza associada aos perfis em aço enformado a frio (AEF), faz-se acompanhar pelos fenómenos de instabilidade local, global e distorcional. Os fenómenos de instabilidade local caracterizam-se pela encurvadura local das placas constituintes da secção e acontecem mesmo para comprimentos relativamente pequenos do perfil. A instabilidade global, por vezes também chamada de encurvadura de corpo rígido, está associada à instabilidade de Euler, quer seja por momento fletor, torsor ou fletor-torsor. A instabilidade distorcional, como o nome indica está associada à distorção da secção transversal. Estas instabilidades podem interagir entre si, tornando a análise e dimensionamento destas secções ainda mais desafiante.

1.2 Contexto histórico

O uso do AEF na construção começou nos Estados Unidos e na Grã-Bretanha por volta de 1850. A sua aplicação como elemento estrutural principal era na altura muito limitado devido à falta de normas que previam o seu uso e dimensionamento. Um dos primeiros registos documentados do uso de perfis em AEF como elementos estruturais, remonta a 1925 com a construção do *Virginia Baptist Hospital* construído em *Lynchburg* no estado de Virginia dos Estados Unidos da América. Este edifício possuía estrutura em alvenaria, com pisos constituídos por vigas de AEF, compostas por dois perfis do tipo C ligados na alma (*Back-to-Back lip channel section*). Mais tarde, em 1945, foram construídas nos Estados Unidos, aproximadamente 2500 casas cujas estruturas, acabamentos e até parte da mobília era feita de AEF. Estas casas destinavam-se aos veteranos que regressaram da segunda guerra mundial (Dubina *et al.*, 2012). Após esta fase inicial, o uso do AEF na construção continuou a aumentar à medida que iam surgindo também os primeiros regulamentos que previam o seu dimensionamento.

A primeira norma foi a norte americana “*Specification for the design of light gauge steel structural members*” preparada pelo AISI (*American Iron and Steel Institute*) e editada em 1946. Esta norma foi revista e actualizada ao longo dos anos, nomeadamente em 1956, 1960, 1962, 1968, 1980, 1986, 1996, 1999, 2001, 2004 e 2007 (Yu, 2010).

Na Europa, o comité TC7 da ECCS produziu, em 1987, um documento com as recomendações europeias para o dimensionamento deste tipo de perfis. Este documento foi actualizado e republicado em 2006 como o “*European Standard Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-3: General Rules. Supplementary rules for Cold-formed thin gauge members and sheeting* (Dubina *et al.*, 2012).

O uso deste material tem vindo a ter mais expressão na América do Norte, na Europa, na Austrália e no Japão. Na América do Norte foram construídas em 1993 cerca de 15 mil casas, em 1996 cerca de 75 mil e aproximadamente 375 mil casas em 2002 (Bitarafan *et al.*, 2012). Hoje em dia o uso deste material está muito presente em vários sectores de indústria para além da construção.

1.3 Vantagens da construção em AEF

Atualmente o desenvolvimento sustentável é um conceito aplicado de uma forma transversal a todos os sectores da indústria. A construção civil é fundamental quer na economia dos países quer no desenvolvimento do mundo, pelo que, este setor em geral, e mais particularmente o setor da construção em aço trabalha de uma forma contínua para melhorar a sua sustentabilidade (Dubina *et al.*, 2012). No que se refere a este conceito e do ponto de vista ambiental, podem referir-se as seguintes vantagens (Burstrand, 2000):

- todos os materiais usados na construção leve (aço, gesso e lã mineral) são 100% recicláveis;
- é possível “desmembrar” a estrutura e reutilizar os seus elementos;
- menor consumo de energia na fase de produção relativamente às estruturas de betão ou alvenaria;
- menor peso próprio, o que significa transporte e montagem mais eficaz;
- menor produção de lixo, que se transforma num local de trabalho mais limpo e seguro.

A construção “leve” tem ainda grandes vantagens no que toca à reconstrução de áreas danificadas por desastres naturais, como por exemplo sismos, cheias, tornados, etc. Pode referir-se o caso de Itália que já usou este tipo de construção após ser abalada por sismos (Bitarafan *et al.*, 2012).

De uma forma mais geral, podem ainda enumerar-se as seguintes vantagens em termos de fabrico, montagem e propriedades mecânicas dos elementos estruturais em AEF (Yu, 2010; Dubina *et al.*, 2012):

- Possibilidade de criar secções com formas otimizadas de forma económica através dos processos de perfilagem a frio e quinagem;
- Secções com elevados rácios resistência/peso o que leva a um menor consumo de material;
- Secções que encaixam umas nas outras de forma a poderem ser transportadas de forma mais compacta e económica;
- Facilidade de pré-fabricação e produção em massa dos elementos estruturais;
- Facilidade de montagem;
- Detalhe mais preciso;
- Alta resistência e rigidez das secções;
- Construções mais económicas do ponto de vista de mão-de-obra.

1.4 Fabrico e tipos de secções

As secções em AEF usadas na engenharia civil são formadas através dos processos de perfilagem a frio ou quinagem. O primeiro processo consiste em fazer passar uma chapa de aço com as características desejadas por uma série de rolos que gradualmente a deformam até à secção final. A deformação sofrida pela chapa é imposta por cada par de rolos de uma forma gradual. Na Figura 1.1 podem ver-se as várias fases pelas quais a chapa passa até se formar uma secção em ómega (Ω). Apesar deste processo de fabrico se aplicar maioritariamente à obtenção de secções abertas, é também possível criar secções fechadas ocas através da aplicação de uma solda.

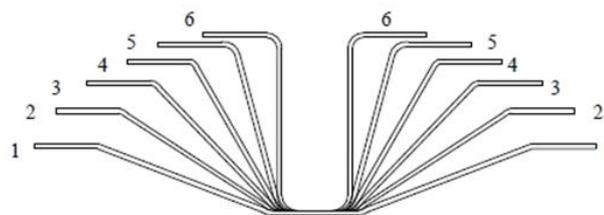


Figura 1.1 - Etapas no processo de perfilagem a frio de um perfil em ómega (Rhodes, 1991)

O segundo processo (ilustrado na Figura 1.2), mais aplicado a elementos de comprimento curto e de geometria simples, consiste em efetuar uma série de dobras na chapa através de uma prensa (Dubina *et al.*, 2012).

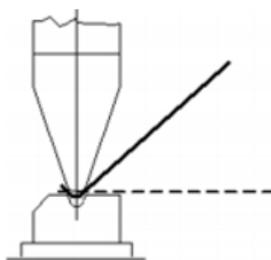


Figura 1.2 – Representação esquemática do processo de quinagem (Dubina *et al.*, 2012)

Através dos dois processos referidos é possível criar uma grande diversidade de secções utilizadas na construção, nomeadamente as secções em Ω , em C, em Z, Σ , etc. Na parte 1-3 da norma NP EN 1993 (CEN, 2006) são apresentadas outras formas de secções. É ainda feita a distinção entre secções abertas simples, secções abertas compostas e secções fechadas compostas da forma que se pode ver na Figura 1.3.

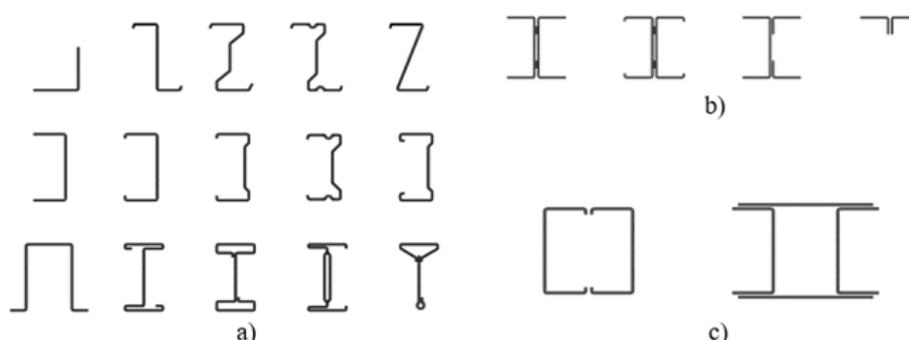


Figura 1.3 – a) Secções abertas simples, b) secções abertas compostas, c) secções fechadas compostas (CEN, 2006).

As secções variam quer nas suas dimensões quer na sua espessura. As espessuras mais utilizadas são geralmente inferiores a 3 mm, apesar de existirem secções com espessuras entre 0.5 a 8 mm (Hancock, 1997). Devido ao fato de os elementos em AEF se caracterizarem pelas reduzidas espessuras acima indicadas, a sua esbelteza, traduzida pela relação largura/espessura, $\frac{w}{t}$, é geralmente grande. Como consequência são altamente suscetíveis de sofrer fenómenos de instabilidade local mesmo para níveis de tensão inferiores à sua tensão de cedência (secções de classe 4) (Yu, 2010).

Uma forma de aumentar a rigidez das secções é criar reforços sob a forma de dobras, reentrâncias ou saliências paralelas à direção das tensões. Na Figura 1.4 são ilustrados alguns exemplos destes tipos de reforços.

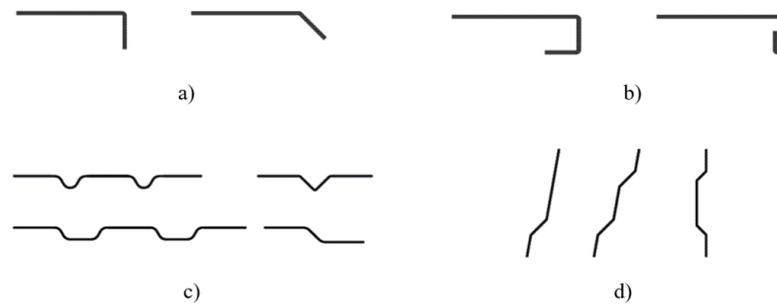


Figura 1.4 – a) Reforços de extremidade simples, b) reforços de extremidade duplos, c) reforços intermédios de banzo, d) reforços intermédios de alma (CEN, 2006)

1.5 Propriedades do material e das secções

Os processos de perfilagem a frio usados na obtenção das secções, alteram substancialmente as propriedades mecânicas do material base especialmente na zona das dobras. Resultam numa modificação na curva tensão-extensão do aço o que provoca um aumento da tensão de cedência e da tensão última, que se faz acompanhar por uma redução de ductilidade (Yu, 2010; Dubina *et al.*, 2012). Durante o processo de formação, as secções sofrem deformações elásticas e sobretudo plásticas: elásticas nas partes mais planas e plásticas nos cantos. Assim, o aumento da tensão de cedência nos cantos é sempre consideravelmente maior que nas outras zonas das secções. Conclui-se portanto, que secções que tenham uma maior área de dobras ou cantos terão um maior aumento da tensão de cedência (Karren e Winter, 1967). Karren e Winter (1967) conduziram um estudo para averiguar os efeitos que os processos de fabrico de secções têm nas suas características resistentes, nomeadamente na sua tensão de cedência e tensão última, bem como na sua variação na secção. Na Figura 1.5, retirada desse estudo, evidencia-se a sua variabilidade em duas secções e pode ainda fazer-se a comparação destes valores com os valores do material base.

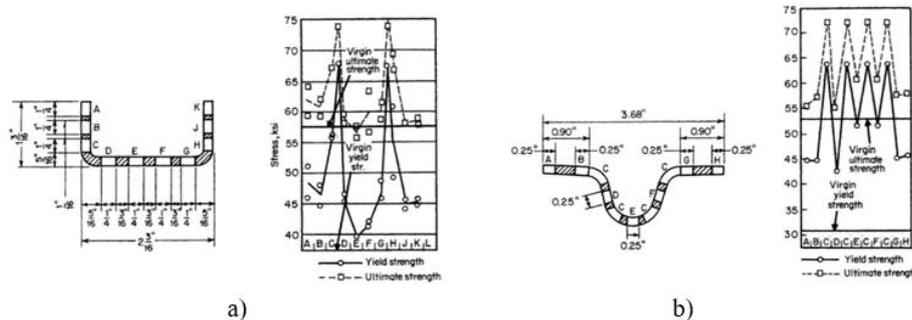


Figura 1.5 – Efeito da perfilagem a frio nas propriedades mecânicas das secções; a) secção em U; b) joist chord (Karren e Winter, 1967)

Este estudo concluiu que o aumento na tensão de cedência pode atingir os 70% em relação ao material base. Com base nestes resultados, foram propostas expressões para o cálculo da tensão de cedência média da secção total tendo em conta os aumentos locais.

1.6 Desafios associados ao dimensionamento de elementos em AEF

As instabilidades estruturais são um espeto fundamental que os engenheiros têm de saber lidar. Estas, são muitas vezes determinantes no processo de dimensionamento de secções e elementos quer sejam obtidos por laminagem a quente ou perfilados a frio. No que toca aos últimos, este problema é aumentado pelo facto de se usarem cada vez mais aços de elevada resistência e secções mais esbeltas. Por esta razão as secções de AEF podem estar sujeitas a quatro tipos de instabilidade: local, global, distorcional e por esforço transversal (Rondal, 2000; Dubina *et al.*, 2012). Na Figura 1.6 encontram-se exemplos das instabilidades que um perfil em C pode apresentar.

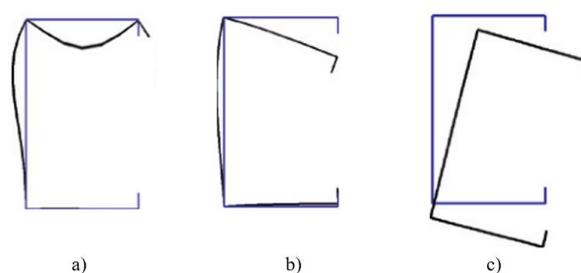


Figura 1.6 – Instabilidades de um perfil em C, a) instabilidade local, b) instabilidade distorcional, c) instabilidade global (Dinis e Camotim, 2010)

O Eurocódigo 3 permite lidar com estes tipos de instabilidades de diferentes formas. Para ter em conta a possibilidade de a secção encurvar localmente recorre-se ao cálculo de uma secção efetiva reduzida e as suas respetivas propriedades resistentes. Para lidar com a possibilidade de encurvadura distorcional considera-se uma espessura reduzida para a zona dos reforços da secção. Por último para a encurvadura de corpo rígido (global) adota-se o mesmo procedimento que para os perfis laminados a quente, presente na parte 1-1 do Eurocódigo 3 (CEN, 2006). A encurvadura da alma por esforço transversal devido a cargas concentradas pode também ser crítica, em particular nas secções em AEF sem reforços na alma (Dubina *et al.*, 2012).

Outra problemática associada ao dimensionamento deste tipo de elementos está relacionada com a sua rigidez de torção. Devido ao fato de se tratarem de secções abertas de paredes finas, a sua rigidez de torção é baixa. Para além disso, por se tratarem de secções muitas das vezes monossimétricas (como o caso de secções em C e em Σ), o seu centro de corte não coincide com o centro geométrico da secção, o que faz com que qualquer carga aplicada no seu eixo baricêntrico produza momento fletor, torsor e consequentemente modos de instabilidade por flexão-torção. Por forma a evitar esta situação, os elementos terão que estar lateralmente travados ou, no caso das secções em C e Σ , agrupados de forma a criar secções duplamente simétricas (Dubina *et al.*, 2012).

O projeto das ligações torna-se também mais complexo pois a soldadura é uma técnica pouco utilizada em elementos perfilados a frio dado que, em geral estes apresentam uma espessura muito reduzida. Podem enumerar-se algumas técnicas de ligação usadas na construção com estes perfis, nomeadamente através de parafusos roscados, parafusos auto-roscantes, parafusos auto-perfurantes, rebites, grampos, pregagem, entre outros (Lee *et al.*, 2014).

As secções de AEF apresentam um fator de secção baixo (rácio entre o volume aquecido e a área da secção do membro), e como tal são caracterizadas por uma baixa resistência ao fogo (Dubina *et al.*, 2012). Adicionalmente deve referir-se que a informação disponibilizada nos códigos para o dimensionamento deste tipo de elementos a elevadas temperaturas ainda é escassa. As verificações presentes na norma EN 1993-1-2 (CEN, 2005) que são satisfatórias para perfis de aço laminados a quente, são também usadas para o AEF, apesar de alguns autores defenderem que os fatores de redução para este tipo de aço poderem ser entre 10 a 20% superiores (Craveiro, 2016).

Devido aos efeitos que os processos de enformagem têm nas propriedades do material e, também, aos fenómenos de encurvadura local e distorcional, os perfis de AEF possuem uma baixa ductilidade. Assim, a possibilidade de se efetuar uma análise plástica neste tipo de elementos é muito limitada. Por outro lado, esta baixa ductilidade faz também com que a sua capacidade de dissipar energia no caso de sismos seja muito baixa. No entanto, apresentam a vantagem de reduzir a ação dos sismos sobre as estruturas devido à diminuição de massa estrutural (Dubina *et al.*, 2012).

1.7 Motivação e objetivos

A construção em AEF é hoje bem aceite pelo mercado no que toca à construção de moradias unifamiliares. Verificou-se, no entanto, através da análise das soluções presentes no mercado bem como da bibliografia consultada que as referências a sistemas estruturais de grande vão (superiores a 35 m) em AEF são escassas ou nenhuma. No entanto acredita-se que estas poderão ter potencial, como o comprova o fato de existirem empresas no mercado interessadas neste tipo de soluções. Assim, com esta dissertação pretende-se colmatar este défice e propor soluções estruturais de grande vão com elementos de AEF. No desenvolvimento deste trabalho procurou-se conceber soluções com elevado desempenho estrutural, mas que cumpram ainda requisitos como sejam a facilidade de armazenamento, transporte e montagem que são fatores de extrema importância para a exportação no setor da construção metálica.

Este estudo é uma iteração inicial de um projeto mais abrangente que se pretende levar a cabo para uma empresa do setor metalomecânico português.

1.8 Estrutura da dissertação

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos, os quais se descrevem de seguida e de forma sucinta.

No capítulo 1 é feita uma introdução à temática do AEF, onde se expõem os principais desafios e vantagens associados a este tipo de construção. É ainda feita uma breve descrição dos processos de produção das secções e do impacto que esses processos têm nas características do material base.

No capítulo 2 é feito um resumo de algumas soluções desenvolvidas e propostas por empresas a atuar neste ramo de construção em Portugal, quer como produtores de perfis quer como construtoras. Faz-se ainda um resumo da bibliografia consultada no que se refere a estudos envolvendo secções inovadoras em AEF.

No capítulo 3 apresenta-se de forma resumida os procedimentos de dimensionamento dos elementos em AEF de acordo com o Eurocódigo 3 parte 1-3 e parte 1-5. Apresenta-se ainda um resumo teórico acerca dos princípios de base do método das larguras efetivas (EWD).

No capítulo 4 apresentam-se os casos de estudo desenvolvidos no âmbito desta dissertação. Começa-se por apresentar os pressupostos de cálculo considerados no desenvolvimento do estudo, como as ações, as características dos materiais utilizados, etc. De seguida são apresentadas, para cada caso de estudo, as suas características geométricas, a modelação usada, o tipo de ligações consideradas, as características brutas e efetivas das secções consideradas bem como um resumo das verificações de segurança efetuadas. São ainda apresentadas as verificações das deformações em serviço e a quantidade de material utilizado em cada uma das soluções estudadas. No final do capítulo faz-se uma discussão dos resultados obtidos nos casos de estudo, de forma a se poder comparar entre si os casos de estudo e obter conclusões que permitam aprofundar ou melhorar as soluções agora propostas.

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões desta dissertação e as propostas de trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Setor da construção em AEF em Portugal

Pode dizer-se, sem sombra de dúvida, que o AEF entrou e já conquistou o seu lugar no mercado da construção nacional. Uma prova disso são as várias empresas que ao longo dos últimos anos se têm especializado tanto na produção, como na construção de edifícios em AEF. *O Feliz*, *Perfisa*, *Barraferros*, *Perfitec* são exemplos de empresas a atuar no ramo da fabricação de perfis, e as empresas *Frisomat*, *Irmarfer*, *perfitec*, *Futureng*, *blink house* exemplos de construtoras de edifícios em AEF. Relativamente à construção e desenvolvimento de pavilhões em AEF, destacam-se as empresas *Frisomat* que tem como “*core business*” a construção de pavilhões industriais, a *Irmarfer* que se dedica ao fabrico e aluguer de estruturas temporárias e a *Perfitec*. As restantes empresas concentram a sua atividade na construção de moradias unifamiliares.

A *Frisomat* dispõe de nove soluções industrializadas de pavilhões com vãos que variam entre os 8 e os 50 metros. As soluções disponíveis são: *Omega*⁺, *Delta*⁺, *Sigma*, *Astra*, *Astrigma*, *Ceptra*, *Flato*, *Flatrigma* e *Kappa* (*Frisomat*, 2018). A solução *XFrame* é a única opção que consta do portfólio da *Perfitec* e apresenta vãos de 6 a 18 metros (*Perfitec*, 2018). As soluções acima mencionadas que mais se aproximam do âmbito do presente trabalho são: *Astra*, *Ceptra*, *Flatro* e *Kappa* da *Frisomat* pois apresentam os maiores vãos: 35 metros para as duas primeiras, 30 e 50 metros para o *Flatro* e a *Kappa*, respetivamente.

2.2 Tipologias estruturais

Da consulta efetuada aos catálogos e páginas web dos produtores/construtores mencionados na secção 2.1, verificou-se que o número de tipologias estruturais é reduzido. De facto, podem resumir-se a 2 tipos: estrutura tipo pórtico e estrutura treliçada.

Exemplos de estruturas tipo pórtico podem ser os modelos *Delta*⁺, *Sigma*, *Astrigma* e *flatrigma* da *Frisomat* bem como o modelo *XFrame* da *Perfitec*. O modelo *Delta*⁺ pode ser visto na Figura 2.1. É um modelo simples, constituído por secções C quer nas vigas quer nos pilares. Tem uma cobertura cuja inclinação é de 10° e atinge um vão máximo de 16 metros.



Figura 2.1 – Modelo *Delta*⁺; a) exemplo de uma estrutura *Delta*⁺; b) pormenor ligação viga-pilar (Frisomat, 2018)

Na Figura 2.2 apresenta-se o modelo *Sigma* que difere do modelo anterior em vários aspetos. Apresenta uma inclinação da cobertura de 22°, não possui reforços na ligação entre as vigas na zona da cumeeira nem entre as vigas e os pilares, as ligações são feitas através de peças laminadas a quente. Tanto os pilares como as vigas são constituídos por secções *Sigma* (Σ) e atinge vãos máximos de 22 metros.



Figura 2.2 – a) Modelo *Sigma*; b) pormenor da peça de ligação viga-viga; c) pormenor da peça de ligação viga-pilar (Frisomat, 2018)

O modelo *Astrigma* encontra-se representado na Figura 2.3. Este modelo tal como o anterior é constituído por secções *Sigma* (Σ) e as ligações são feitas através de peças em aço laminadas a quente, porém, com uma geometria diferente. A cobertura tem uma inclinação de 10° e com este modelo atingem-se 21 metros de vão.

O *Flatigma* é também uma solução em pórtico que usa secções *Sigma* (Σ). Este modelo possui uma inclinação de apenas 1.72° e atinge vãos máximos de 20 metros. Em relação ao tipo de ligação utilizada não se encontrou nenhuma informação (Figura 2.4).

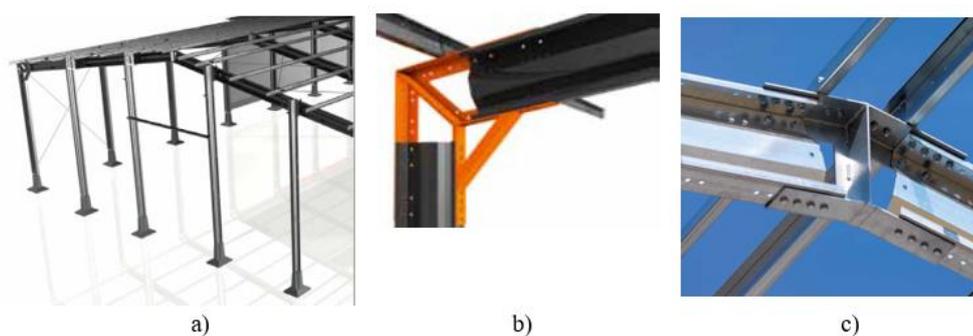


Figura 2.3 – a) modelo *Astrigma*; b) pormenor da peça de ligação viga pilar; c) peça de ligação viga-viga (Frisomat, 2018)



Figura 2.4 – Modelo *Flatigma* (Frisomat, 2018)

Por último, dos modelos tipo pórtico falta ainda referir o *XFrame* da *Perfitec*. Como dito anteriormente, este modelo é capaz de vencer vãos entre 6 e 18 metros. A ligação entre os elementos é também feita por intermédio de peças de ligação aparafusadas aos perfis tal como se pode ver pela Figura 2.5.

Resumidas as soluções estruturais tipo pórtico, verifica-se, como seria de esperar, que os vãos para os quais estas soluções são funcionais são relativamente pequenos, da ordem dos 20 metros. Quando é necessário uma estrutura que vença vãos maiores terá que se recorrer à estrutura treliçada. Esta, é uma solução que permite aliar uma elevada rigidez com um menor peso próprio estrutural, resultando na possibilidade de se atingirem maiores vãos.

O modelo *Astra* tem estrutura da cobertura treliçada e pilares simples cuja secção são dois perfis *Sigma* (Σ) com banzos desiguais ligados entre si. A estrutura treliçada tem uma inclinação de 10° e uma altura constante. As cordas superiores e inferiores são formadas por dois perfis C afastados entre si o suficiente para que os montantes e diagonais se consigam intercalar entre eles como mostra a Figura 2.6. Este modelo permite atingir vãos máximos de 35 metros.

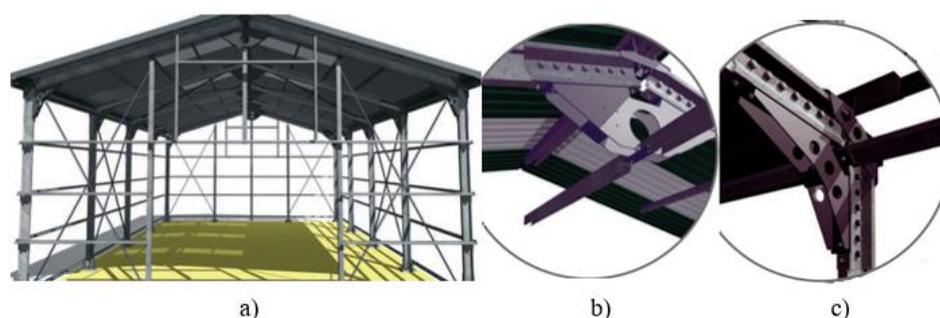


Figura 2.5 – a) Modelo XFrame; b) pormenor peça de ligação viga-viga; c) pormenor da peça de ligação viga-pilar (Perfitec, 2018)



Figura 2.6 – a) Modelo *Astra*; b) pormenor ligação das cordas aos pilares; c) pormenor da possibilidade de considerar uma consola após o pilar (Frisomat, 2018)

O *Ceptra* é um modelo que possui duas variantes, o *Ceptra* e o *Ceptra*⁺. A única diferença entre eles é a altura entre as cordas inferiores e superiores, o que vai influenciar o momento resistente da cobertura em treliça pois aumenta o braço do binário de forças. Assim, o *Ceptra* com uma distância mínima entre as cordas (na zona do pilar) de 500 mm permite vencer vãos entre os 15 e os 21 metros enquanto que no *Ceptra*⁺ essa altura aumenta para os 1135 mm permitindo vencer vãos entre os 15 e os 35 metros. Em ambos os modelos a inclinação da cobertura é de 10° e são usadas as mesmas secções que no modelo *Astra*, ou seja, *Sigma* (Σ) nos pilares e C's nas cordas, montantes e diagonais. Salienta-se que neste caso a corda inferior é disposta na horizontal sendo portanto uma treliça de altura variável.

O modelo *Flato* é bastante similar ao *Astra*, diferindo deste apenas na inclinação da treliça da cobertura, que neste caso toma o valor de 1.72°. É constituído por uma treliça de altura constante feita com secções em C e pilares com secções *Sigma* (Σ). Este modelo atinge vãos até 30 metros (Figura 2.8).

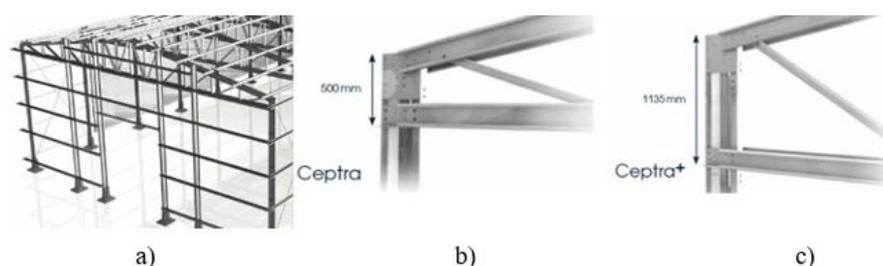


Figura 2.7 – a) Modelo *Ceptra*; b) pormenor modelo *Ceptra*; c) pormenor modelo *Ceptra*⁺
(Frisomat, 2018)

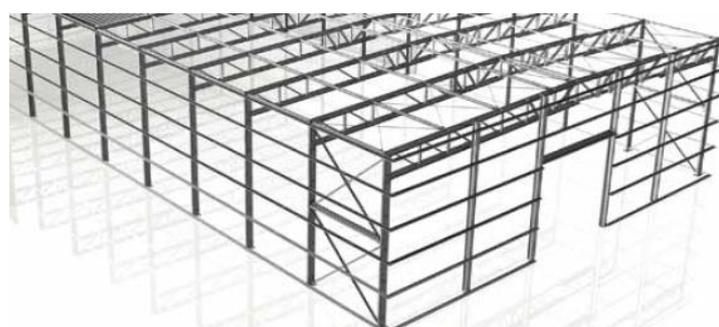


Figura 2.8 – Modelo *Flato* (Frisomat, 2018)

Verifica-se que os modelos existentes no mercado acima descritos, são soluções para pavilhões industriais que requeiram uma gama de vãos entre os 6 e os 35 metros. No entanto, a *Frisomat* tem ainda uma solução capaz de vencer 50 metros de vão, o modelo *Kappa*. Este modelo consta das soluções disponíveis que se encontram na página web da marca, porém, nenhuma informação é dada acerca da mesma.

2.3 Secções inovadoras

As secções em AEF mais utilizadas são secções abertas, monosimétricas e com partes livres como são as secções em C em Z e em Ω . Apesar destas secções funcionarem bem como vigas secundárias (por exemplo madres), começam a apresentar os problemas de instabilidade local, distorcional e global quando os vãos/esforços aumentam. Tem sido feita uma extensa investigação no sentido de mitigar os problemas de instabilidade que as secções em AEF apresentam, tentando propor secções mais eficazes. As secções de banzos ocios (HFS) são resultado dessas tentativas de melhorar os perfis em AEF (Kesawan *et al.*, 2017). Este novo tipo de secções foram introduzidas no mercado Australiano pela *OneSteel Australian Tube Mills* que devido à sua patente de soldadura através de dupla resistência elétrica com enformagem a frio contínua foi capaz de produzir uma secção com o formato único presente na Figura 2.9 a) e ao qual deram o nome de *Hollow flange Beam* (Anapayan *et al.*, 2011).

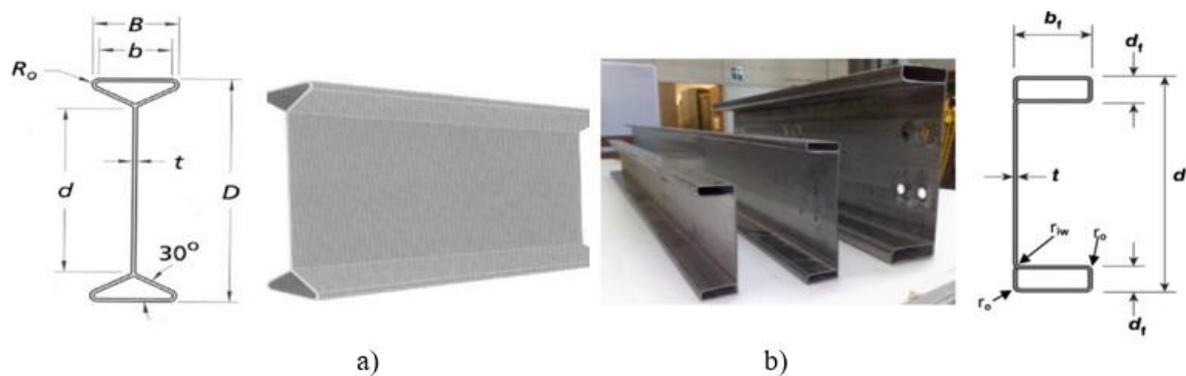


Figura 2.9 – a) *Hollow Flange Beam*; b) *LiteSteel Beam* (Anapayan *et al.*, 2011)

O seu fabrico foi descontinuado ainda durante os anos 90, porém, tendo em conta as vantagens que este tipo de secção tem para oferecer e ainda o desenvolvimento do seu processo de fabrico a *OneSteel Australian Tube Mills* criou em 2005 a *LiteSteel Beam*, uma secção monossimétrica feita igualmente de uma única chapa de aço com os banzos fechados e ocos tal como se pode ver na Figura 2.9 b) (Keerthan *et al.*, 2014). Estes elementos foram extensivamente utilizados como elementos resistentes à flexão na Austrália pois eram em média 40% mais leves que uma secção de igual momento resistente fabricada em aço laminado a quente. Contudo, também esta secção foi recentemente descontinuada devido ao seu processo de soldadura ser muito caro e também devido a uma mudança de operações na *OneSteel Australian Tube Mills* (Kesawan *et al.*, 2017).

Assim, consideraram-se outras formas de efetuar a ligação entre a alma e os banzos como por exemplo ligação com rebites/parafusos ou através de soldadura por pontos. Com o objetivo de averiguar a sua resistência à compressão, a influência que estes tipos de ligação entre os elementos da secção tem na sua capacidade resistente e se as previsões da carga resistente calculada através do método das larguras efetivas (EWM) e DSM (*Direct Strength Method*) são precisas, Kasawan *et al.*, 2017, conduziram uma campanha experimental que de entre outras, ensaiou à compressão as 2 secções ilustradas na Figura 2.10.

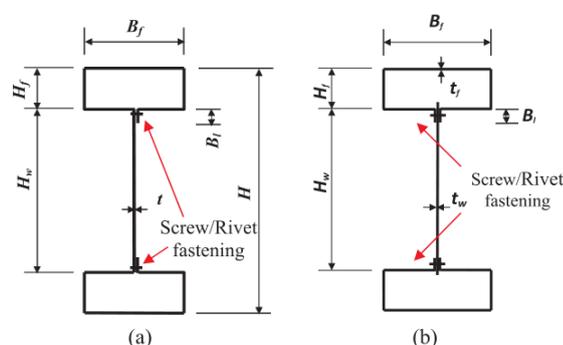


Figura 2.10 – HFS formadas através de ligações aparafusadas/rebites (Kesawan *et al.*, 2017)

As secções estudadas eram de dois tipos: secção constituída por apenas um elemento ligado através de soldadura por pontos ou parafusos (Figura 2.10 a) e secção constituída por 3 elementos ligados através de parafusos (Figura 2.10 b). Os autores compararam os resultados dos testes para a secção com apenas um elemento ligado através de parafusos ou soldadura por pontos, com espaçamentos de 100, 200 e 400 mm. Compararam ainda os resultados obtidos entre as secções com um e três elementos, ligados através de parafusos, para averiguar qual o impacto na resistência de: diferentes espaçamentos (100, 200 e 400 mm) bem como do fato de ser constituída por mais que um elemento.

Através deste estudo os autores concluíram que tanto a ligação efetuada através de soldadura por pontos como através de parafusos (para a secção com um só elemento) são igualmente indicadas para o efeito, uma vez que a razão entre as cargas resistentes obtidas para estes tipos de ligação toma o valor médio de 1.01 com um coeficiente de variação de 0.02. Observou-se também que no caso da secção formada apenas por um elemento com ligação aparafusada, (Figura 2.10 a), as forças resistentes eram praticamente iguais para afastamentos de 100 e 200 mm, enquanto que se verificava uma diminuição de cerca de 9% para afastamentos de 400 mm nas espessuras de 1.2 mm, não se verificando a mesma diminuição para as espessuras de 2.0 mm. Os autores justificam este fato como se devendo à maior espessura das chapas. Assim, para este tipo de secção, os autores concluíram que espaçamentos de 100 ou 200 mm podem ser usados embora conservativamente aconselhem espaçamentos de 100 mm.

A secção formada por 3 elementos (Figura 2.10 b) revelou-se mais sensível em relação ao espaçamento adotado para as ligações. verificou-se uma queda de 6% entre os espaçamentos de 100 e 200 mm para espessuras de chapa até 1.6 mm. A carga resistente para espaçamentos de 400 mm em relação à carga resistente para afastamentos de 100 mm é em todos os casos pelo menos 10% menor, chegando aos 27% menor para espessuras de 2.0 mm. Os autores recomendam para este tipo de secções afastamentos de 100 mm ou até menores e justificam que esta ligação terá que ser mais rígida que a anterior, pois caso contrário a alma tende a comportar-se como um elemento não apoiado nas duas extremidades, o que conduz à diminuição da carga resistente.

No estudo supramencionado, os autores compararam ainda os resultados obtidos experimentalmente com as previsões de carga resistente dadas pelo EWM e DSM. Verificaram que o EWM é capaz de prever de forma satisfatória a carga resistente das secções com um só elemento para espaçamentos iguais ou menores que 200 mm, enquanto que para as secções com 3 elementos atingem-se os mesmos resultados satisfatórios para afastamentos iguais ou menores que 100 mm. O DSM apresenta uma grande discrepância de resultados embora todos eles sejam demasiado conservadores.

As vigas com almas corrugadas emergiram há cerca de duas décadas na Alemanha e na Áustria. Este tipo de secções é caracterizado por possuir uma alma corrugada soldada a dois banzos compostos por uma chapa de aço. Um exemplo deste tipo de vigas é a chamada *SIN-Beam* produzida pela *Zeman*. A vantagem de se usar este tipo de vigas advém do fato de a alma corrugada aumentar a sua resistência à encurvadura local, o que se pode transformar num dimensionamento mais económico pois reduz os reforços da alma necessários (Dubina *et al.*, 2015).

Dubina *et al.*, (2015) propuseram e ensaiaram um novo tipo de secção muito similar às vigas mencionadas acima, embora com elementos em AEF. As vigas estudadas consistiam numa alma em chapa trapezoidal em AEF ligada a banzos constituídos por elementos com secção em C, cujas ligações eram obtidas através de parafusos auto perfurantes (*self-drilling screws*). Na Figura 2.11 pode visualizar-se um exemplo de uma das vigas ensaiadas.

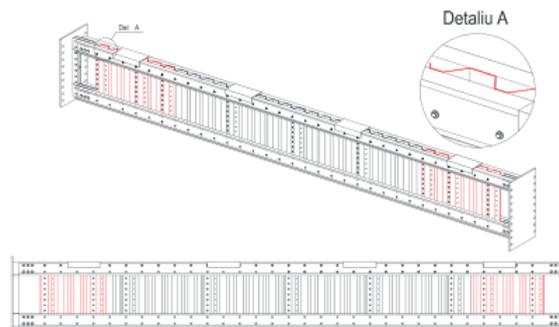


Figura 2.11 – Exemplo de viga de alma corrugada (Dubina *et al.*, 2015)

No estudo, foram testadas várias disposições de parafusos a ligar a alma aos banzos e as várias chapas constituintes da alma. A solução que apresentou melhores resultados foi aquela em que o número de ligações presentes foi otimizada tendo em conta a distribuição de tensões de corte ao longo da viga.

A Universidade de Nápoles, em cooperação com a metalomecânica *Ben Vautier Spa* efetuaram um estudo experimental em que se ensaiou uma nova secção composta por dois perfis em C modificados e reforços (Landolfo *et al.*, 2008). Esta nova secção, à qual deram o nome de *Modular Light-Weight Cold-Formed Beam (MLC Beam)*, pode ser vista na Figura 2.12, onde são visíveis os perfis em C modificados e os reforços introduzidos.

As vigas ensaiadas no estudo em questão tinham uma altura de 300 mm, banzos de 200 mm de largura e uma espessura de 2.0 mm em aço S275JR. Os reforços colocados no interior dos banzos consistiram em duas chapas de 6.0mm de espessura em aço S275. Os vários elementos de aço foram ligados entre si através de soldadura por laser com uma espessura, t_w , de 1.5 mm e um comprimento de 30 e 20 mm nos banzos e alma, respetivamente.

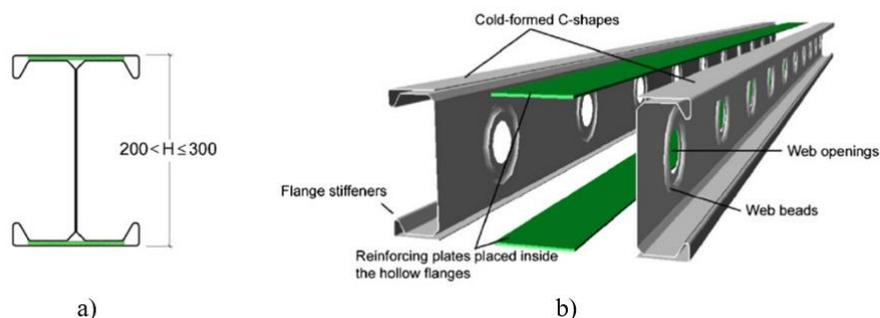


Figura 2.12 – *MLC Beam*, a) seção estudada no artigo, b) vista tridimensional dos perfis e dos reforços (Landolfo *et al.*, 2008)

Foram criados 4 protótipos da viga cuja diferença era o espaçamento e distribuição da soldadura nos banzos. Na Figura 2.13 podem ser vistas as distribuições de soldadura nas quatro vigas ensaiadas: a) provete com soldaduras alinhadas e afastadas de 150 mm; b) provete com soldaduras alinhadas e afastadas de 100 mm; c) provete com soldaduras alinhadas e afastadas de 50 mm; d) provete com soldaduras distribuídas de forma alternada e afastadas de 100 mm.

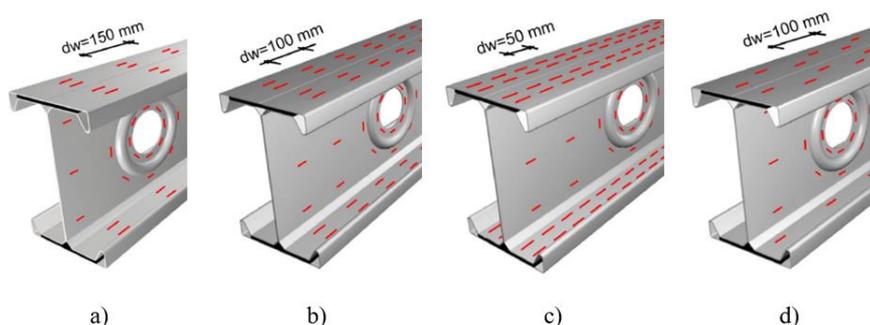


Figura 2.13 – Distribuição e afastamento da soldadura nas vigas (Landolfo *et al.*, 2008)

Através dos resultados obtidos, os autores puderam concluir que em relação aos casos a), b) e c) ilustrados na Figura 2.13, uma diminuição do espaçamento entre soldaduras de 150 mm para 100 mm traduz-se num aumento de 8.41% na carga de colapso, enquanto que este aumento atinge os 11.4% quando se diminui o espaçamento de 100 para 50 mm. Em relação ao caso d) verificou-se que a distribuição alternada de soldadura com afastamento de 100 mm entre si produz um aumento de 3.7% em relação ao caso b) com o mesmo afastamento. Os autores concluíram ainda que o comportamento da viga referente ao caso d) é equivalente à do caso c), pelo que, a distribuição alternada de soldadura é mais vantajosa. Foi ainda verificada a relação entre a carga de cedência e a carga última de todas as vigas e verificou-se que para afastamentos de soldadura iguais ou inferiores a 100 mm foi possível todas as chapas mobilizarem a sua tensão de cedência, ou seja, de acordo com o Eurocódigo apresentam um comportamento típico de secções de classe 3.

Com o objetivo de verificar se o DSM prevê de forma satisfatória a capacidade resistente à compressão de secções compostas através de vários perfis em AEF, Georgieva *et al.* (2012) efetuaram ensaios de carga nas seções presentes na Figura 2.14. Os resultados obtidos nos ensaios foram posteriormente comparados com os resultados obtidos através do software CUFSM. Verificou-se uma boa aproximação dos resultados experimentais e teóricos.

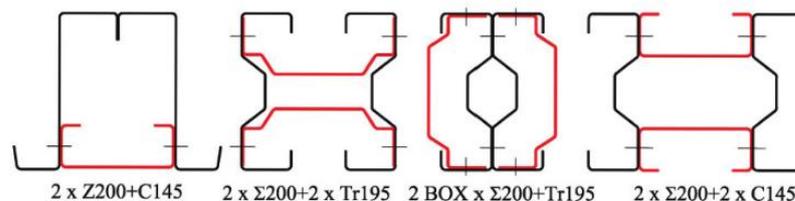


Figura 2.14 – Secções inovadoras compostas estudadas (Georgieva *et al.*, 2012)

Veljkovic and Johansson (2008), efetuaram um estudo experimental e numérico em elementos em AEF com uma secção inovadora parcialmente fechada (Figura 2.15). A secção é composta por dois elementos ligados através de parafusos auto-roscentes (*Self-tapping screws*) afastados entre si de 600 mm. O elemento poligonal tem um formato que o torna mais efetivo e foram consideradas duas espessuras, 2 e 2.5 mm incluindo a camada protetora de zinco com 0.1 mm. A chapa usada para fechar a secção tem formato em U e espessura de 1.0 mm. Esta foi introduzida de forma a aumentar a rigidez de torção e reduzir os efeitos da encurvadura distorcional. O afastamento entre parafusos foi obtido através de um compromisso entre a performance dos elementos e o seu custo de fabrico. A denominação de parcialmente fechada advém do fato de o espaçamento entre parafusos não conferir uma ligação rígida entre as duas peças. Os elementos possuíam um comprimento de 5.8 m e foram sujeitos a testes de compressão axial. As cargas máximas resistentes dos dois perfis ensaiados foram de 359 e 498 kN para as espessuras de 2.0 e 2.5 mm, respetivamente. Os autores efetuaram ainda a comparação dos valores obtidos com as previsões dadas pelo EWD e pelo DSM. Verificou que para a espessura de 2.0 mm ambos os métodos prevêm do lado da segurança e de forma satisfatória a resistência dos elementos, enquanto que para a espessura de 2.5 mm o EWM origina resultados do lado da segurança de forma satisfatória e o DSM prevê resultados do lado da insegurança.

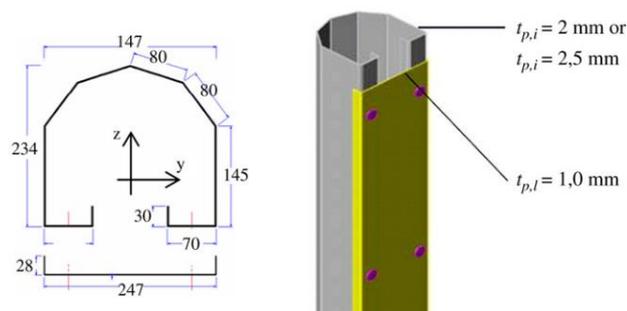


Figura 2.15 – Coluna poligonal com secção parcialmente fechada (Veljkovic e Johansson, 2008)

3 DIMENSIONAMENTO PELO EUROCODIGO 3-PARTE-1-3

3.1 Materiais

Como já referido, os processos de fabrico das secções de AEF alteram as propriedades do aço. Estas alterações na curva tensão-extensão do aço base devem-se às deformações plásticas que ocorrem nos cantos das secções. Na cláusula 3.2.2 do Eurocódigo 3 – Parte 1 – 3 São apresentadas fórmulas que permitem avaliar o aumento da tensão de cedência de secções de AEF. Este aumento é traduzido numa tensão de cedência média da secção de acordo com as expressões seguintes:

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \cdot \frac{knt^2}{A_g} \quad \text{com: } f_{ya} \leq \frac{f_u + f_{yb}}{2} \quad (1)$$

Nas expressões acima f_{ya} é a tensão de cedência média, f_{yb} é a tensão de cedência do material base, f_u é a tensão última, A_g é a área da secção total, t é a espessura das chapas de aço excluindo os revestimentos, n é o número de dobras de 90° da secção com um raio interno tal que $r \leq 5t$ e por último k é um coeficiente que depende do processo pela qual a secção foi feita, tomando o valor 7 para perfilagem e 5 para outros tipos de enformagem. Como se pode facilmente constatar, o valor de f_{ya} será maior para secções obtidas por laminagem a frio e para classes de aço que apresentem uma maior diferença entre a tensão última e de cedência do material base, estando, no entanto, limitado o valor de f_{ya} pela média entre f_u e f_{yb} . O uso desta tensão de cedência média no dimensionamento estará limitado apenas a alguns casos práticos. Esta poderá ser utilizada quando na norma se especifica a tensão de cedência com o símbolo f_y e apenas nos seguintes casos: resistência da secção de um elemento tracionado; Resistência da secção de um elemento comprimido, desde que $A_{eff} = A_g$; Resistência à encurvadura de um elemento comprimido, desde que $A_{eff} = A_g$; Determinação do momento resistente de uma secção com banzos totalmente efetivos.

3.2 Proporções geométricas

A aplicação do Eurocódigo 3 - parte 1 – 3 encontra-se limitada às secções que preencham os requisitos geométricos presentes no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Valores máximos da relação largura/espessura (CEN, 2006)

Elemento da secção	Valor máximo
	$b/t \leq 50$
	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
	$b/t \leq 500$
	$45^\circ \leq \Phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \Phi$

Os reforços de extremidade simples ou duplos, também têm uma gama de valores limites. Para conferir aos reforços uma rigidez adequada de forma a que não sofram eles próprios encurvadura local, estes deverão respeitar os seguintes limites indicados na expressão (2).

$$0.2 \leq \frac{c}{b} \leq 0.6; \quad 0.1 \leq d/b \leq 0.3 \quad (2)$$

Caso $c/b \leq 0.2$ ou $d/b \leq 0.1$ os reforços podem ser ignorados para efeitos de análise da secção, ou seja, considera-se $c = 0$ e $d = 0$.

3.3 Influência dos cantos arredondados

Devido aos processos de fabrico das secções, estas apresentam cantos arredondado que, apesar de apresentarem raios pequenos devem ser tidos em conta na determinação das características resistentes da secção bruta e efetiva. A norma contempla duas formas de efetuar a análise da secção tendo em conta os cantos arredondados. Uma é baseada na determinação das larguras nominais da secção, enquanto que a outra se baseia na geometria nominal da secção. A Figura 3.1 ilustra os dois métodos para um caso geral de um banzo ligado a uma alma inclinada através de um canto arredondado de raio r .

No método das larguras nominais, o valor de cálculo da largura das partes planas de secção, b_p , h_p , c_p ou d_p quer se trate de um banzo, uma alma ou um reforço de extremidade simples ou duplo respetivamente, deve ser medida paralelamente ao eixo da parte plana até ao ponto médio do arco que liga as várias partes da secção (ponto P).

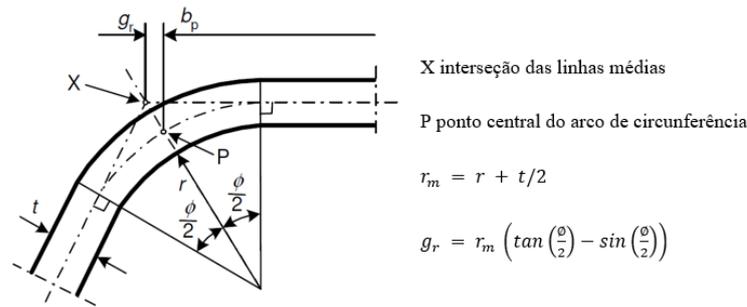


Figura 3.1 – Larguras nominais das partes planas das secções, b_p (CEN, 2006)

Posteriormente, as características da secção bruta e efetiva podem ser determinadas com base nestas larguras nominais. Por outro lado, pode idealizar-se a secção como uma serie de partes planas ligadas entre si na interseção das linhas médias das várias partes constituintes da secção (ponto X), obtendo assim uma geometria nominal. Neste caso a influência dos cantos arredondados pode ser tida em conta através de um coeficiente, δ , que vai corrigir os parâmetros calculados para a secção idealizada de acordo com as seguintes expressões:

$$A_g = A_{g,sh}(1 - \delta); I_g = I_{g,sh}(1 - 2\delta); I_w = I_{w,sh}(1 - 4\delta) \quad (3)$$

Cujo coeficiente δ é dada por:

$$\delta = 0.43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\phi_j}{90^\circ}}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}} \quad (4)$$

Onde A_g é a área da secção bruta, $A_{g,sh}$ é a área da secção idealizada, $b_{p,i}$ é a largura nominal do elemento i para a secção idealizada, I_g é o momento de inércia da secção bruta, $I_{g,sh}$ é o momento de inércia da secção idealizada, I_w é constante de empenamento, $I_{w,sh}$ é a constante de empenamento da secção idealizada, ϕ é o ângulo entre dois elementos planos da secção, m é o numero de elementos planos, n é o número de elementos curvos e por fim r_j é o raio interno do elemento curvo j . As propriedades efetivas da secção, A_{eff} , $I_{y,eff}$, $I_{z,eff}$ e $I_{w,eff}$ podem também ser obtidas recorrendo a estas expressões.

O Eurocódigo indica ainda que a influência dos cantos arredondados pode ser desprezada caso o seu raio interno satisfaça as seguintes condições: $r \leq 5t$ e $r \leq 0.10b_p$. Neste caso, a secção pode ser assumida como uma serie de elementos planos ligados entre si sem necessidade de correções posteriores. Para raios internos que satisfaçam a condição $r > 0.04t \frac{E}{f_y}$ a resistência da secção deverá ser determinada por testes.

3.4 Encurvadura local

A grande maioria das secções de AEF apresentam grande esbelteza. De fato, considerando a relação $\frac{c}{t}$ dos vários elementos constituintes das secções, estas, de acordo com a classificação de secções do Eurocódigo 3 são maioritariamente secções de classe 4 e como tal muito suscetíveis de sofrer fenómenos de encurvadura local. Segundo a parte 1-3 do Eurocódigo 3, para ter em conta a possibilidade de a secção encruvar localmente considera-se uma secção efetiva reduzida (Simões, 2014). Esta secção efetiva reduzida é calculada recorrendo às larguras efetivas das placas sem reforços longitudinais, tal como presente na parte 1-5 do Eurocódigo 3. De seguida apresenta-se uma breve abordagem teórica acerca da instabilidade de placas e das larguras efetivas.

3.4.1 Bases teóricas

A tensão elástica de encurvadura de uma placa retangular simplesmente apoiada em todos os seus bordos e sujeita a tensão normal segundo a sua maior dimensão pode ser obtida através da seguinte equação diferencial (Yu, 2010):

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + \frac{f_x t}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad (5)$$

Em que D representa a rigidez da placa, dada por $D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$ e w a deformação fora do plano que a placa sofre ao ser solicitada pela tensão normal $f_x t$ tal como se mostra na Figura 3.2. Considerando m e n como o numero de semi-ondas nas direções x e y respetivamente, a deformada da placa pode ser representada pela seguinte serie dupla (Yu, 1991):

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (6)$$

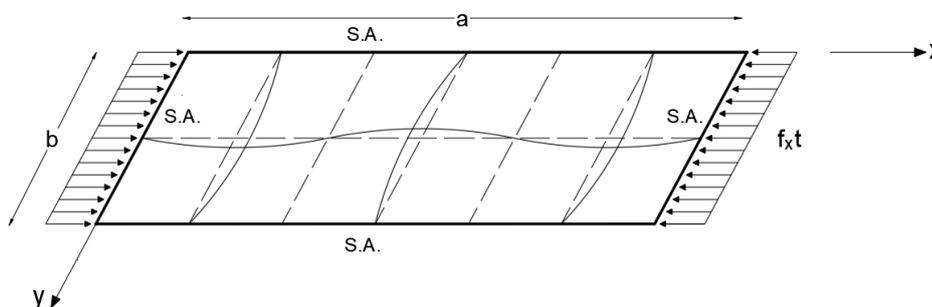


Figura 3.2 – Placa retangular sujeita a tensões de compressão (adaptada de (Yu, 2010))

Introduzindo a expressão de w na equação diferencial que rege o fenómeno e resolvendo-a obtém-se a expressão para a tensão crítica de encurvadura da placa, dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{cr} = \frac{D\pi^2}{tb^2} \left[m \left(\frac{b}{a} \right) + \frac{n^2}{m} \left(\frac{a}{b} \right) \right]^2 \quad (7)$$

Da expressão dentro dos parênteses retos, verifica-se que o mínimo corresponde ao valor de $n = 1$, o que significa que sobre o eixo y apenas uma semi-onda ocorre. A tensão crítica pode, portanto, escrever-se da seguinte forma:

$$\sigma_{cr} = k \frac{D\pi^2}{tb} \quad (8)$$

Verifica-se que a tensão de encurvadura é diretamente proporcional ao coeficiente de enfunamento, k . Este coeficiente depende da relação $\frac{a}{b}$ da placa, das condições de apoio e do tipo de esforço solicitante (Yu, 2010). Após a placa ter sofrido encurvadura, isto é, após a tensão a que a placa está sujeita ser igual à tensão crítica, esta não colapsará como acontece com os elementos unidimensionais. De facto, a chapa consegue suportar cargas adicionais após a sua encurvadura devido a uma redistribuição de tensões como evidencia a Figura 3.3. Este efeito, conhecido como efeito ‘membrana’ confere às placas um comportamento pós-encurvadura estável (Yu, 2010). O comportamento das placas na fase de pós encurvadura pode ser estudado usando a teoria dos grandes deslocamentos, porém, por ser uma abordagem com grande complexidade, Von Karman introduziu o conceito de largura efetiva em 1932.

A grande vantagem da metodologia das larguras efetivas está no fato de não se considerar a distribuição não uniforme de tensões ao longo da largura do membro b , mas sim uma distribuição uniforme de tensões de igual valor, ao longo de uma largura efetiva fictícia como se encontra representado na Figura 3.3. Pode portanto escrever-se (Yu, 2010):

$$\int_0^b \sigma dx = b_{eff} t \quad (9)$$

Figura 3.3 – Distribuição de tensões numa fase de pós-encurvadura (Yu, 2010)

O cálculo da largura efetiva de uma placa comprimida é feito através de um coeficiente de redução, ρ , que se pode definir da seguinte forma (Dubina *et al.*, 2012):

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \leq 1 \quad (10)$$

A expressão acima, deduzida por Von Karman, permite calcular a largura efetiva de uma placa em estado limite último em que a tensão máxima corresponde à tensão limite de proporcionalidade. Ainda nesta expressão, $\bar{\lambda}_p$, representa a esbelteza normalizada da placa dada por (Dubina *et al.*, 2012):

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{1}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot k_\sigma}} \quad (11)$$

Mais tarde esta expressão foi modificada por Winter de forma a reproduzir melhor os resultados obtidos em testes. A expressão proposta por Winter, apesar de ter uma natureza semi-empírica, permite obter resultados bastante satisfatórios e é portanto, a fórmula usada nos códigos de dimensionamento como o Eurocódigo e a norma norte americana preparada pelo AISI (Dubina *et al.*, 2012).

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}}\right) \leq 1 \quad (12)$$

3.4.2 Cálculo das larguras efetivas através da parte 1-5 do Eurocódigo 3

Como foi já referido, a parte 1-3, remete para a parte 1-5 do Eurocódigo 3 para o cálculo das larguras efetivas das várias partes das secções. O processo de cálculo das larguras efetivas tem como objetivo calcular o fator de redução ρ . Este fator varia quer se trate de elementos comprimidos internos ou elementos comprimidos em consola (IPQ, 2012):

- Para elementos comprimidos internos:

$$\rho = 1 \text{ para } \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi} \quad (13)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055\psi}{\bar{\lambda}_p} \leq 1 \text{ para } \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi}$$

- Para elementos comprimidos em consola

$$\rho = 1 \text{ para } \bar{\lambda}_p \leq 0.748 \quad (14)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188\psi}{\bar{\lambda}_p} \leq 1 \text{ para } \bar{\lambda}_p > 0.748$$

Cuja esbelteza já referida atrás, é dada por:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad (15)$$

Nas fórmulas acima considerou-se que a máxima tensão instalada na secção é de valor igual a f_y , ou seja, considerando que a secção se encontra em cedência. Esta consideração deve ser usada caso se pretenda avaliar a resistência última da secção. Porém, caso a máxima tensão de compressão, $\sigma_{com,Ed}$, seja inferior a f_y , a secção efetiva será maior, logo estaremos perante um cálculo mais favorável (Beg *et al.*, 2012). Nestas condições as larguras efetivas de cada placa podem ser calculadas através de uma esbelteza reduzida e das seguintes expressões presentes no Anexo E da parte 1-5 do Eurocódigo 3:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y}} \quad (16)$$

- Para elementos comprimidos internos

$$\rho = \frac{1 - \frac{0.055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_{p,red}}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0.18 \cdot \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{\bar{\lambda}_p - 0.6} \text{ mas } \rho \leq 1.0 \quad (17)$$

- Para elementos comprimidos em consola

$$\rho = \frac{1 - 0.188(3+\psi)/\bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0.18 \cdot \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{\bar{\lambda}_p - 0.6} \text{ mas } \rho \leq 1.0 \quad (18)$$

Após o cálculo do fator de redução e da conseqüente largura efetiva da placa, esta é distribuída pela parte comprimida de acordo com os Quadros 4.1 e 4.2 da parte 1-5 da norma, quer se trate de um elemento interno ou externo comprimido, respetivamente. No que diz respeito às larguras efetivas de reforços de extremidade simples ou duplos a parte 1-3 apresenta regras específicas de cálculo que se expõem de seguida:

- Reforço de extremidade simples

$$c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c} \quad (19)$$

Neste caso, o cálculo do fator de redução é feito de acordo com o exposto anteriormente, mas o coeficiente de encurvadura é calculado de acordo com o seguinte:

- Caso $b_{p,c}/b_p \leq 0.35$ então:

$$k_\sigma = 0.5 \quad (20)$$

- Caso $0.35 \leq b_{p,c}/b_p \leq 0.6$ então:

$$k_\sigma = 0.5 + 0.83 \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0.35\right)^2} \quad (21)$$

- Para um reforço de extremidade duplo:

$$c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c} ; d_{eff} = \rho \cdot b_{p,d} \quad (22)$$

Neste caso o fator de redução é calculado de igual forma, mas tomando os coeficientes de encurvadura daa Tabelas 4.1 e 4.2 da norma.

3.5 Encurvadura Distorcional

A parte 1-3 do Eurocódigo 3 não apresenta um método explícito de verificar as secções quanto à encurvadura distorcional, porém, da análise das regras de cálculo para lidar com as instabilidades seccionais¹ pode-se extrair uma metodologia de cálculo para este tipo de encurvadura. A encurvadura distorcional é influenciada pela rigidez rotacional da zona de junção da alma e dos banzos de uma secção e está também relacionada com a presença de reforços. No dimensionamento de uma secção comprimida considera-se que estes reforços, quer sejam eles de extremidade ou intermédios, se comportam como um elemento comprimido com uma restrição parcial contínua (Dubina *et al.*, 2012). A rigidez da mola para o banzo 1 em secções em C ou em Z vem então dada por:

$$k_1 = \frac{Et^3}{4(1 - \mu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0.5b_1 b_2 h_w k_f} \quad (23)$$

Em que:

b_1 – é a distancia do centro de gravidade do 1º reforço até à junção alma-banzo. Por reforço entende-se como a parte $c_{eff} + b_{e2}$ ou $c_{e1} + c_{e2} + b_{e2} + d_{eff}$;

b_2 – é a distancia do centro de gravidade do 2º reforço até à junção alma-banzo. Por reforço entende-se como a parte $c_{eff} + b_{e2}$ ou $c_{e1} + c_{e2} + b_{e2} + d_{eff}$;

h_w – é a altura da alma;

k_f – é um coeficiente que toma o valor de 0 se o 2º banzo está tracionado (viga sujeita a flexão), de 1 se for uma secção simétrica em compressão ou o valor $\frac{A_{s2}}{A_{s1}}$ se o 2º banzo estiver sujeito a compressão sendo que A_{s2} e A_{s1} representam a área efetiva dos reforços 1 e 2 respetivamente. A tensão crítica elástica de um reforço pode calcular-se através da expressão:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{K \cdot E \cdot I}}{A_s} \quad (24)$$

Em que k é a rigidez da mola calculada de acordo com a expressão acima e I é o momento de inércia da área do reforço em relação ao eixo baricêntrico. Após o cálculo da tensão crítica

¹ Instabilidade local e distorcional

elástica do reforço é possível calcular a sua esbelteza relativa e o fator de redução a utilizar para o cálculo da sua espessura de acordo com as seguintes expressões:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}} \quad (25)$$

$$\chi_d = \begin{cases} 1.0, & \text{se } \bar{\lambda}_d \leq 0.65 \\ 1.47 - 0.723\bar{\lambda}_d, & \text{se } 0.65 < \bar{\lambda}_d < 1.38 \\ \frac{0.66}{\bar{\lambda}_d}, & \text{se } \bar{\lambda}_d \geq 1.38 \end{cases} \quad (26)$$

Caso o fator de redução χ_d , for menor que 1, as larguras efetivas do reforço ($c_{eff} + b_{e2}$) podem ser refinadas iterativamente com valores modificados de ρ fazendo:

$$\sigma_{com,Ed,i} = \frac{\chi_d \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (27)$$

Após convergência podem calcular-se as espessuras reduzidas das placas do reforço através da seguinte expressão:

$$t_{red} = t \cdot \chi_{d,n} \quad (28)$$

3.6 Resistência das secções

A resistência de uma secção e a sua esbelteza estão diretamente relacionados através das classes de secções. A elevada esbelteza é uma característica intrínseca das secções em AEF, pelo que estas são maioritariamente secções de classe 4. Assim, a sua resistência é verificada através da secção efetiva reduzida e dos seus parâmetros mecânicos, nomeadamente A_{eff} e W_{eff} (Simões, 2014). A parte 1-5 do EC3 no ponto 4.3(3) e 4.3(4) apresenta duas formas para calcular essas propriedades efetivas. A primeira consiste em calcular a A_{eff} e W_{eff} considerando que a secção está sujeita unicamente a esforço axial de compressão ou flexão, respetivamente. A segunda forma, que conduz a soluções mais económicas, consiste em calcular a secção efetiva com base na atuação simultânea de esforço axial de compressão e flexão, o que requer um processo iterativo.

3.6.1 Resistência à tração

A resistência da secção pode ser calculada através da expressão 30:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya}A_g}{\gamma_{M0}} \quad \text{mas } N_{t,Rd} \leq N_{n,Rd} \quad (29)$$

Em que f_{ya} é a tensão média de cedência da secção calculada de acordo com 3.2.2(3), A_g é a área da secção bruta e $N_{n,Rd}$ é a resistência da secção líquida tendo em conta os furos para as ligações aparafusadas de acordo com 8.4 da norma.

3.6.2 Resistência à compressão

O valor do esforço de compressão resistente, $N_{c,Rd}$, é calculado segundo as expressões seguintes para dois cenários:

- Se a área efetiva da secção, A_{eff} , é inferior à área bruta, A_g , então:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (30)$$

- Se a área efetiva da secção, A_{eff} , é igual à área bruta, A_g , então:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \left(f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \lambda \left(1 - \frac{\bar{\lambda}_e}{\bar{\lambda}_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} \leq \frac{f_{ya} A_g}{\gamma_{M0}} \quad (31)$$

Para elementos planos $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0.673$ enquanto que para elementos com reforços $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_d$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0.65$. A força de compressão deve considerar-se a atuar no centro de gravidade da secção efetiva, pelo que em secções que não sejam duplamente simétricas, o deslocamento do centro de gravidade produzirá também momento fletor. Assim, nesse caso está-se perante flexão composta e a verificação deverá ser feita através da seguinte expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{N_{Ed} \cdot e_z}{M_{y,Rd}} + \frac{N_{Ed} \cdot e_y}{M_{z,Rd}} \leq 1.0 \quad (32)$$

Refere-se ainda que caso o deslocamento do centro de gravidade provocar efeitos favoráveis na resistência da secção, este deve ser ignorado nas verificações apenas se a força de compressão considerada para o cálculo da secção efetiva provocar a cedência, isto é, se a força de compressão for igual a $\frac{f_{yb} A_g}{\gamma_{M0}}$.

3.6.3 Resistência à flexão

O momento resistente deve, mais uma vez, ser obtido para dois cenários análogos aos do ponto anterior da seguinte forma:

- Se o módulo de flexão efetivo, W_{eff} , for inferior ao módulo de flexão elástico da secção bruta, W_{el} , então:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (33)$$

- Se o módulo de flexão efetivo, W_{eff} , for igual ao módulo de flexão elástico da secção bruta, W_{el} , então:

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{yb} \left(W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) 4 \left(1 - \frac{\bar{\lambda}_{e,max}}{\bar{\lambda}_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} \leq \frac{W_{pl} f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (34)$$

Para elementos com reforços $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0.5 + \sqrt{0.25 - 0.055(3 + \psi)}$, enquanto que para elementos sem reforços se deve considerar $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0.673$. Ressalva-se que para se poder aplicar o segundo cenário se deve satisfazer as seguintes condições: o momento é aplicado apenas segundo um dos eixos principais da secção; o membro não está sujeito a torção, encurvadura distorcional, instabilidade por torção ou flexão-torção; o ângulo ϕ entre a alma e o banzo da secção é maior que 60° . Caso as três condições acima mencionadas não sejam satisfeitas deve usar-se a seguinte expressão no cálculo do momento resistente:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad (35)$$

A verificação das secções sujeitas a flexão desviada é feita de acordo com a seguinte fórmula onde se aplica o disposto anteriormente:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1.0 \quad (36)$$

Onde $M_{cy,Rd}$ e $M_{cz,Rd}$ são os momentos resistentes da secção quando sujeitas apenas a momentos segundo y e z respetivamente. Quando a secção está sujeita a esforços combinados de esforço axial de tensão e flexão a verificação deve ser feita de acordo com as expressões seguintes:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} \leq 1.0 \quad (37)$$

Em que $N_{t,Rd}$ é o esforço axial de tensão resistente da secção, $M_{cy,Rd,ten}$ e $M_{cz,Rd,ten}$ são os momentos resistentes para a máxima tensão de tração da secção quando sujeita unicamente a momentos segundo y e z respetivamente. Caso se verifique que $M_{cy,Rd,com} \leq M_{cy,Rd,ten}$ ou $M_{cz,Rd,com} \leq M_{cz,Rd,ten}$ em que $M_{cy,Rd,com}$ e $M_{cz,Rd,com}$ representam o momento resistente da secção para a máxima tensão de compressão em torno dos respetivos eixos, então deve ainda efetuar-se a seguinte verificação:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} - \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (38)$$

Por outro lado, caso o esforço axial seja de compressão e se esteja também na presença de momento fletor deve satisfazer-se os critérios seguintes:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1.0 \quad (39)$$

Em que $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ representam os momentos adicionais segundo os eixos y e z respetivamente, causados pelo deslocamento do centro de gravidade da secção efetiva. Assim, estes momentos adicionais podem definir-se como: $\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed} \cdot e_{Ny}$; $\Delta M_{z,Ed} = N_{Ed} \cdot e_{Nz}$.

Caso se verifique que $M_{cy,Rd,ten} \leq M_{cy,Rd,com}$ ou $M_{cz,Rd,ten} \leq M_{cz,Rd,com}$ deve adicionalmente efetuar-se a seguinte verificação:

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} - \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (40)$$

3.6.4 Esforço transverso

O valor de cálculo do esforço transverso resistente de uma secção, $V_{b,Rd}$, é calculado através da seguinte expressão:

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w}{\sin \phi} \cdot t \cdot f_{bv} \quad (41)$$

Em que h_w é a altura da alma entre as linhas médias dos banzos, ϕ é o ângulo entre a alma e os banzos e f_{bv} (Tabela 6.1 da norma) é a tensão resistente tendo em conta a encurvadura por esforço transverso. Esta força resistente depende da esbelteza relativa da alma que pode ser calculada através das expressões:

- Para almas sem reforços longitudinais

$$\bar{\lambda}_w = 0.346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad (42)$$

- Para almas com reforços longitudinais

$$\bar{\lambda}_w = 0.346 \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{5.34 f_{yb}}{k_\tau E}} \geq 0.346 \frac{s_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}, \quad \text{em que: } k_\tau = 5.34 + \frac{2.10}{t} \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (43)$$

Nas expressões acima, I_s representa o momento de inercia do reforço longitudinal segundo o eixo a-a, s_w , s_d e s_p encontram-se definidos na Figura 3.7.

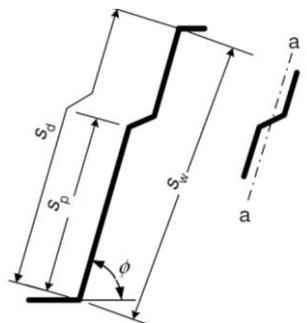


Figura 3.7 – Alma reforçada longitudinalmente (CEN, 2006)

3.6.5 Esforços combinados de flexão, axial e transverso

Caso uma secção esteja sujeita a flexão, a esforço axial e esforço transverso não será necessário efetuar nenhuma redução devido à presença de esforço transverso desde que se verifique que $V_{Ed} \leq 0.5V_{w,Rd}$. Caso o esforço axial seja maior que metade do esforço axial resistente da secção a seguinte verificação deve ser efetuada:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1.0 \quad (44)$$

Na expressão acima N_{Rd} é o esforço axial resistente em tração ou compressão descrito nos pontos 3.6.1 e 3.6.2, $M_{y,Rd}$ é o momento resistente da secção calculado de acordo com o ponto 3.6.3, $V_{w,Rd}$ é o esforço transverso resistente calculado como indicado em 3.6.4, $M_{pl,Rd}$ é o momento plástico da secção e $M_{f,Rd}$ é o momento resistente da secção considerando apenas a área efetiva dos banzos.

3.6.6 Forças concentradas

Como referido no ponto 1.6, a encurvadura por força transversa introduz uma complexidade que não existe no caso das estruturas em aço laminado a quente. No caso das estruturas em AEF não é usual usar reforços locais para fazer face a este fenómeno. No entanto, caso se considerem reforços de forma a impedirem a distorção da alma e a oferecer resistência às forças locais, a resistência da alma não necessita de ser verificada. Nos restantes casos deve efetuar-se a verificação da sua resistência, $R_{w,Rd}$, para 3 casos particulares, a saber: para uma secção com uma única alma sem reforços longitudinais; Para uma secção com duas ou mais almas sem reforços longitudinais; Para uma secção com uma ou mais almas reforçadas longitudinalmente.

Na Figura 3.8 estão representados exemplos de secções com uma única alma sem reforços. A metodologia de cálculo presente na norma para este tipo de secções pode ser aplicada desde que se cumpram as seguintes condições: $\frac{h_w}{t} \leq 200$, $\frac{r}{t} \leq 6$ e por último $45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$.

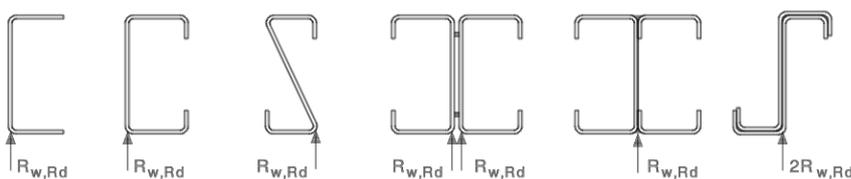


Figura 3.8 – Exemplos de secções com uma alma sem reforços (CEN, 2006)

Neste caso, faz-se ainda a distinção entre secções suscetíveis de sofrer rotação da alma (3 primeiros casos da Figura 3.8) e secções pouco suscetíveis de sofrer rotações da alma (4º e 5º casos da Figura 3.8). Assim, para secções com uma única alma sem reforços e suscetíveis de sofrer rotações da alma, a resistência a forças transversais locais pode ser obtida

através das expressões presentes nas figuras 6.7a e 6.7b da norma. Estas expressões dependem da distância entre a aplicação da força e a extremidade livre do membro, C , do fato de os banzos terem ou não reforços, da relação entre o comprimento de aplicação da força e a espessura da secção S_s/t e da distância entre forças e . Para as secções pouco suscetíveis de sofrerem rotação da alma, a norma define ainda na clausula 6.1.7.2 da norma expressões para se obter a força local resistente da alma. Para todos os casos acima, isto é, para todas as secções com uma única alma sujeita ou não a sofrer rotação os coeficientes presentes nas expressões podem ser obtidos da seguinte forma:

Quadro 3.7 – Determinação dos parâmetros k

$k_1 = 1.33 - 0.33k$	$0.5 \leq k_2 = 1.15 - 0.15 r/t \leq 1.0$
$k_3 = 0.7 + 0.3 (\phi/90)^2$	$k_4 = 1.22 - 0.22k$
$k_5 = 1.06 - 0.06 r/t \leq 1.0$	$0.6 \leq k_5^* = 1.49 - 0.53k$
$k_6 = 0.88 - 0.12t/1.9$	Se $\frac{S_s}{t} < 150 \rightarrow k_7 = 1 + \frac{\frac{S_s}{t}}{750}$; se $\frac{S_s}{t} > 150 \rightarrow k_7 = 1.2$
Se $\frac{S_s}{t} < 66.5 \rightarrow k_8 = \frac{1}{k}$; se $\frac{S_s}{t} > 66.5 \rightarrow k_8 = \frac{\left(1.10 - \frac{S_s}{665}\right)}{k}$	$k_9 = 0.82 - 0.15t/1.9$
$k_{10} = \frac{\left(0.98 - \frac{S_s}{865}\right)}{k}$	$k_9 = 0.64 - 0.31t/1.9$
$k = \frac{f_{yb}}{228}$ (f_{yb} em GPa)	

Na Figura 3.9 mostram-se exemplos de secções que pertencem à segunda situação, isto é, secções com duas almas sem reforços longitudinais. Neste caso, a metodologia presente na norma encontra-se na clausula 6.1.7.3 e é apenas aplicável caso se verifiquem as seguintes condições: a distância c , medida entre o comprimento de atuação da carga ou reação de apoio e a extremidade livre do membro deve ser maior ou igual a 40 mm; $r/t \leq 10$; $h_w/t \leq 200 \cdot \sin \phi$ e por fim $45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$.

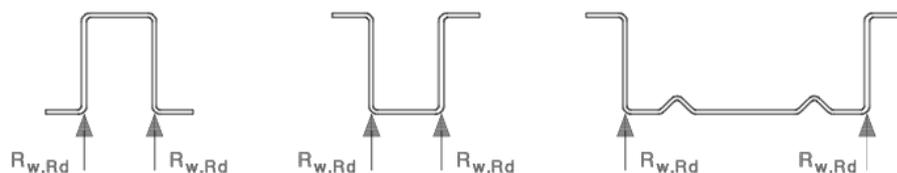


Figura 3.9 – Exemplos de secções com duas almas sem reforços longitudinais (CEN, 2006)

A resistência de cada alma depende dos parâmetros α e l_a que são coeficientes que dependem do tipo de categoria do membro segundo a Figura 6.9 da norma.

Por último para o caso de secções com almas reforçadas a resistência ao esforço transversal das almas pode ser obtida através do produto da resistência de uma alma fictícia sem reforços (calculada de acordo com o ponto anterior) por um fator $\kappa_{a,s}$.

3.6.7 Esforços combinados de flexão e forças concentradas

Uma secção sujeita a esforços combinados de momento fletor, M_{Ed} , e força concentrada, F_{Ed} deve satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0; \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1.0; \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1.25 \quad (45)$$

A resistência da alma $R_{w,Rd}$ deve neste caso ser a soma das resistências individuais de cada alma para secções com mais de uma alma.

3.7 Resistência à encurvadura

Os fenómenos de instabilidade de barras são de extrema importância no processo de dimensionamento. Já se abordaram dois tipos de instabilidade, a local e a distorcional também classificadas como instabilidades seccionais. Neste capítulo serão abordadas as instabilidades por flexão, torção e flexão-torção. Será aqui complementada a informação presente na parte 1-1 do Eurocódigo 3 com as especificidades para este tipo de material, presentes na parte 1-3.

3.7.1 Encurvadura por flexão

Este tipo de encurvadura é característica de elementos puramente comprimidos. A cláusula 6.2.2 do Eurocódigo 3 parte 1-3, refere que a resistência à encurvadura por flexão, $N_{b,Rd}$, deve ser obtida através da metodologia presente na cláusula 6.3.1.1 da parte 1-1 do mesmo Eurocódigo, usando para o efeito as curvas de encurvadura presentes na tabela 6.3 da parte 1-3. A curva de encurvadura de um tipo de secção que não esteja presente na tabela 6.3, deve ser obtida por analogia. Para secções fechadas compostas pode considerar-se a curva de encurvadura b desde que se utilize no cálculo a tensão de cedência base do material, f_{yb} , ou a curva c, conjuntamente com a tensão de cedência média, f_{yb} , desde que a área efetiva iguale a área bruta da secção.

3.7.2 Encurvadura por torção ou flexão-torção

Este tipo de encurvadura é característica de elementos comprimidos constituídos por secções com baixa rigidez de torção, como são os casos das secções abertas. A instabilidade por flexão caracteriza-se por uma rotação da secção em torno do seu eixo, enquanto que a encurvadura por flexão-torção a essa rotação adiciona-se ainda uma deformada por flexão (Simões, 2014).

O cálculo faz-se também de acordo com as cláusulas presentes no ponto 6.3.1.1 da parte 1-1, no entanto, a carga crítica para estes modos de instabilidade não se refira à carga crítica de Euler. A carga crítica elástica para encurvadura por torção, $N_{cr,T}$, para membros simplesmente apoiados pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{l_T^2} \right), \quad \text{Com: } i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2 \quad (46)$$

Em que G é o módulo de distorção, I_t é a constante de torção uniforme, I_w é a constante de empenamento, i_y e i_z são os raios de giração em relação aos eixos y e z respetivamente e y_0 e z_0 são as coordenadas do centro de corte medidas desde o centro geométrico da secção. Para secções simétricas em relação ao eixo $y-y$ a carga crítica de encurvadura por flexão-torção, $N_{cr,TF}$, é dada por:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}\right)^2 + 4 \left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right], \quad \text{com: } \beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2 \quad (47)$$

Para uma secção duplamente simétrica a força crítica elástica para encurvadura por flexão-torção, $N_{cr,TF}$, pode ser obtida da seguinte forma: $N_{cr,TF} = N_{cr,T}$ desde que $N_{cr,T} < N_{cr,y}$ e $N_{cr,T} < N_{cr,z}$. O comprimento de encurvadura a utilizar no cálculo das cargas críticas acima descritas, deve ser obtido considerando o grau de restrição à torção e ao empenamento conferido pelos apoios. Para esse efeito, a norma define dois tipos de restrições associadas: restrição parcial e significativa às quais correspondem valores das relações entre o comprimento de encurvadura e o comprimento real do elemento, l_T/L_T de 0.7 e 1.0, respetivamente.

3.7.3 Encurvadura lateral de vigas

A cláusula 6.2.4 da norma EN 1993-1-3 estabelece que a resistência à encurvadura lateral dos elementos estruturais, deve ser verificada de acordo com o estipulado no ponto 6.3.2.2 da parte 1-1 da mesma norma, adotando para isso a curva de encurvadura b.

É ainda referido que esta metodologia não deve ser aplicada a elementos cuja rotação dos eixos da secção efetiva seja significativa em relação à secção bruta, isto é, não deve ser utilizado em secção altamente assimétricas.

3.7.4 Interação momento fletor e esforço axial de compressão

A norma indica no ponto 6.2.5 que a interação entre esforços de flexão e compressão pode ser obtida através de uma análise de 2ª ordem do elemento baseada na sua secção efetiva. A mesma cláusula indica uma forma alternativa de considerar esta interação, baseada na seguinte expressão:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0.8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0.8} \leq 1.0 \quad (48)$$

Onde $N_{b,Rd}$ é o esforço axial de compressão resistente da secção considerando as várias formas de encurvadura, nomeadamente encurvadura por flexão, torção ou flexão-torção e $M_{b,Rd}$ é o momento fletor resistente calculado de acordo com o ponto anterior. Salienta-se ainda que a fórmula indicada acima, é também válida para efetuar a verificação da interação entre flexão e esforço axial de tração do elemento desde que se faça a substituição de $N_{b,Rd}$ por $N_{t,Rd}$.

3.8 Estados limites de serviço

Em relação aos estados limites de serviço a norma indica que em todos os cálculos se deverá utilizar as características efetivas das secções. No que toca às deformações, estas podem ser calculadas assumindo um comportamento elástico. São ainda aplicadas todas as regras presentes no capítulo 7 da parte 1-1 do Eurocódigo 3.

3.9 Ligações

A norma referente às ligações é a NP EN 1993-1-8, no entanto, esta apenas diz respeito a ligações entre elementos com espessuras $t_{cor} > 4 \text{ mm}$. Os elementos de aço enformado a frio têm, na sua generalidade, secções com espessuras inferiores a esse valor e conseqüentemente o seu dimensionamento deverá ser feito através do capítulo 8 da EN 1993 -1-3.

3.9.1 Tipos de ligações

No âmbito do aço enformado a frio as ligações podem classificar-se em 3 tipos (Tomà *et al*, 1993): Ligações mecânicas, ligações soldadas e ligações coladas. Dos três tipos mencionados acima apenas será utilizado o primeiro como solução de ligações para os casos de estudo presentes no capítulo 4, pelo que, este será o único tipo abordado neste documento. As ligações mecânicas são conseguidas através de parafusos com porca, parafusos auto-roscentes, parafusos auto-perfurantes, rebites e pregagem.

Os parafusos com porca, bem conhecidos das ligações de perfis laminados a quente, são também usados nas ligações de elementos de aço enformado a frio na gama de diâmetros M5 até M16 e classes 8.8 e 10.9 (Dubina *et al*, 2012). Estes requerem um furo previamente feito e são utilizados para ligar elementos estruturais principais, madres aos respetivos elementos principais ou nas ligações madre-madre. Estes parafusos deverão ser totalmente roscados como se mostra na Figura 3.10.

Outro tipo de parafuso que igualmente ao mencionado atrás necessita de um furo feito previamente é o parafuso auto-roscente (*Self-tapping screws*). Estes são indicados para ligar chapa entre 2 e 4 mm de espessura (Figura 3.11 a). Existe ainda outro tipo de parafuso denominado de parafuso auto-perfurante (*self-drilling screws*), que não necessita de furo prévio, pois devido à sua ponta brocada, fura a chapa no momento da aplicação (Figura 3.11 b).



Figura 3.10 – Parafusos com porca totalmente roscados (Selby Bolt &Nuts, 2018)

Tanto no parafuso auto-roscante como no parafuso auto-perfurante são usadas anilhas de aperto para aumentar a sua capacidade resistente e também para selar o furo. Os rebites cegos são outro tipo de fixação mecânica capaz de ligar chapas finas acessíveis apenas de um do lado e também requerem um furo nas chapas a ligar previamente feito. Os pregos de tiro, por sua vez, são utilizados na fixação de chapa mais espessa e não requerem furo. Estes são disparados por uma ferramenta de impulsão que pode ser de ar comprimido ou de pólvora. Na figura 3.12 podem ver-se exemplos destes tipos de fixadores.



Figura 3.11 – a) Parafusos auto-roscantes; b) parafusos auto-perfurantes (Titans General Stores, 2018; Screw Boss, 2018)



Figura 3.12 – a) Rebites cegos; b) prego de tiro (Telhanorte, 2018; Hilti, 2018)

4 CASOS DE ESTUDO

4.1 Introdução

Neste capítulo serão expostas todas as considerações tomadas relativamente às ações, combinações de ações e software utilizado na modelação dos casos de estudo. Posteriormente, entrar-se-á em detalhe no que se refere à geometria, ligações, dimensionamento dos elementos, etc. No final do capítulo serão discutidos os resultados obtidos.

Esta dissertação contempla 3 casos de estudo de estruturas de grande vão em AEF. Destas 3 soluções estruturais, uma consiste num sistema porticado e as restantes duas em sistemas treliçados, das duas soluções em sistema treliçado, uma é treliça espacial e outra treliça plana. Os vãos considerados para os casos de estudo variam entre 36 (entre eixo dos elementos) e 50 metros para os sistemas porticado e treliçados, respetivamente (Figuras 4.1, 4.2 e 4.3).

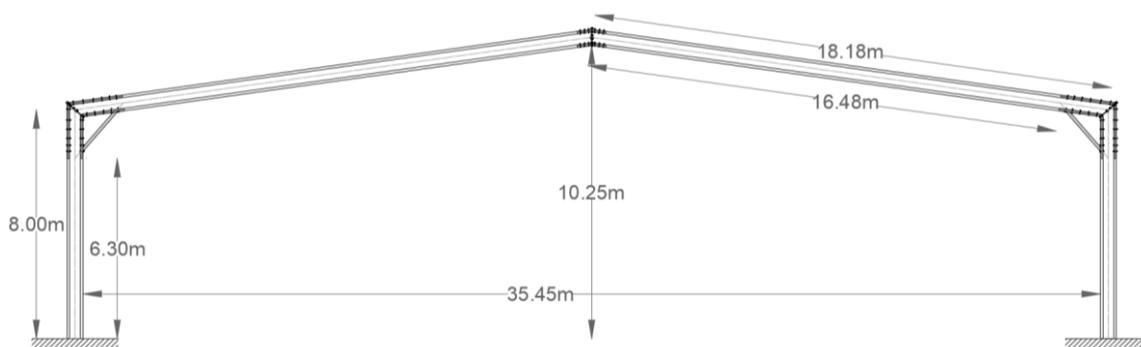


Figura 4.1 – Geometria do caso de estudo 1, estrutura em pórtico (alçado)

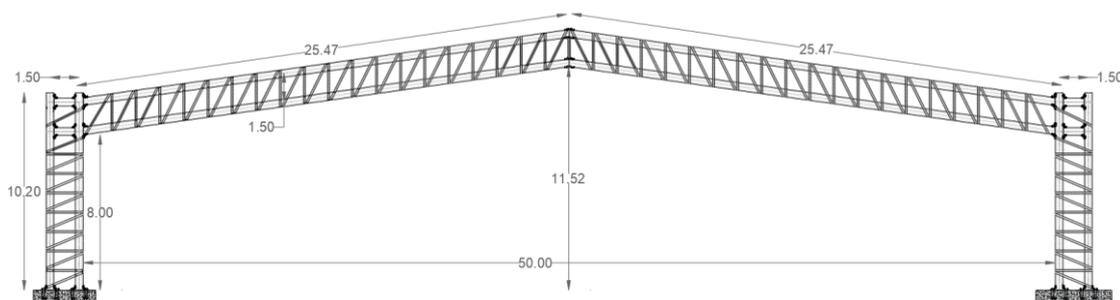


Figura 4.2 – Geometria do caso de estudo 2, estrutura em treliça plana (alçado)

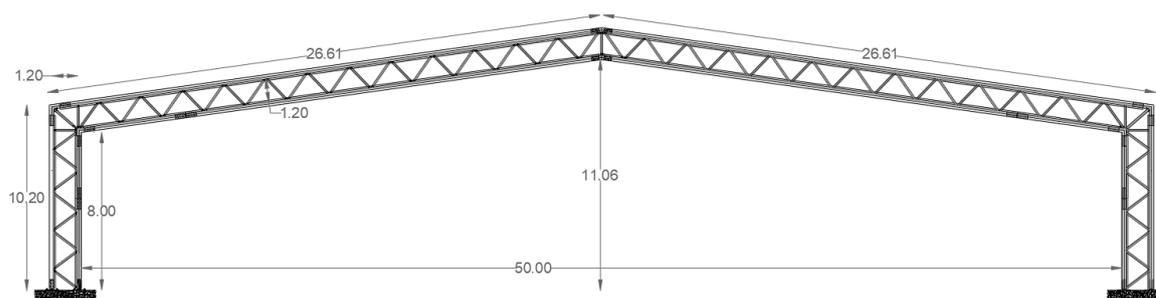


Figura 4.3 – Geometria do caso de estudo 3, estrutura em treliça espacial (alçado)

São propostos dois novos tipos de secção, uma para o sistema porticado e outra para o sistema treliçado espacial. Estas secções serão apresentadas aquando da apresentação do respetivo caso de estudo.

4.2 Condições gerais

Para se conseguir comparar as soluções estruturais em AEF entre si tornou-se necessário definir *à priori* alguns parâmetros geométricos. Assim, tratando-se de pavilhões industriais de grande vão decidiu-se fixar a altura na zona dos pilares em 8 metros. Este valor representa aproximadamente a média de altura de todas as soluções descritas no capítulo 2 desta dissertação e considerou-se ser um valor realista para um edifício industrial ou de armazenamento. Outra imposição geométrica considerada para os casos de estudo foi a inclinação da cobertura dos pavilhões, que para todos os casos de estudo se fixou em 8°.

Os perfis principais em AEF serão em aço estrutural da classe S390GD+Z. Este tipo de aço estrutural é revestido por uma camada de zinco aplicada através de um processo de galvanização de banho quente e é produzido segundo a norma EN 10346:2015.

Salienta-se o fato de, tratando-se de um estudo de conceção de soluções estruturais de grande vão, a sua construção só fará sentido se a dimensão do edifício, perpendicular à direção do vão a vencer, for maior ou igual à dimensão deste, ou, devido a imposições de aproveitamento de espaço. Assim, as estruturas consideradas neste estudo apenas serão verificadas no seu plano, considerando-se que na direção perpendicular a sua estabilidade será assegurada por um sistema de contraventamentos. Para cada caso de estudo, será proposto um possível sistema de contraventamento.

Para modelar os casos de estudo foi utilizado o software de cálculo automático *Scia Engineer*. Este software foi adotado pois apresenta várias vantagens ao nível do projeto em AEF. Uma das maiores vantagens advém do fato de que para além de possuir uma grande biblioteca de elementos estruturais presentes no mercado, permite criar uma secção genérica em aço enformado a frio e utilizá-la no modelo de cálculo. Para além disso calcula automaticamente as propriedades efetivas das secções, de acordo com as cláusulas aplicáveis para o efeito que

constam da norma EN 1993-1-3 poupando imenso trabalho ao utilizador. No subcapítulo 4.2 serão mostradas imagens retiradas do software que evidenciam o cálculo das secções efetivas para as duas secções propostas no âmbito deste trabalho. Outra grande vantagem da utilização deste software é poder-se efetuar todas as verificações presentes na EN 1993-1-3 e descritas no capítulo 3 desta dissertação no próprio software. Assim, é possível efetuar a análise global da estrutura e o dimensionamento dos elementos na mesma plataforma. No entanto, apesar de ser possível efetuar as verificações de segurança estrutural de uma forma integrada nesta plataforma, tal não se efetuou devido à natureza académica deste trabalho, bem como para se ter um melhor controlo dos resultados.

Através deste software, inseriram-se as novas secções propostas (quando aplicável), modelaram-se as estruturas e efetuou-se uma análise global elástica de 1º ordem obtendo os esforços solicitantes.

4.3 Ações

As ações consideradas neste estudo são: cargas permanentes associadas aos elementos estruturais e aos elementos de revestimento, sobrecarga regulamentar em coberturas, ação do vento e ação da neve.

- Ações permanentes

A carga permanente associada ao peso próprio dos elementos estruturais é automaticamente tida em conta pelo software de cálculo. Pelo que, apenas foi necessário adicionar as restantes cargas referentes aos pesos próprios dos elementos não estruturais de fachada e cobertura: 0.15 kN/m^2 . Este valor considerou-se representativo da maioria das soluções de revestimento de fachadas e coberturas para os vãos correntes de 2.5 a 3.0 metros.

- Sobrecarga

A sobrecarga imposta a ter em conta nas estruturas é definida na norma NP EN 1991-1-1. As coberturas de todos os casos de estudo serão não acessíveis, a não ser para trabalhos de manutenção e reparo pelo que, se inserem na categoria H, de acordo com o Quadro 6.9 da norma supramencionada. Assim, a sobrecarga correspondente é de 0.4 kN/m^2 .

- Ação do vento

A ação do vento é definida na norma NP EN 1991-1-4. A quantificação desta ação depende de parâmetros como o valor básico de velocidade de referência do vento, os coeficientes de sazão e direção, o valor de referência da velocidade do vento, coeficiente de rugosidade e de orografia,

da velocidade média do vento, da turbulência do vento e por último da pressão dinâmica de pico. No cálculo da velocidade média do vento à altura z acima do solo, considerou-se para cada caso de estudo a sua altura real, ou um valor próximo deste, sempre do lado da segurança. Por outro lado, no cálculo do coeficiente de rugosidade do terreno envolvente, considerou-se que as estruturas seriam construídas numa típica zona industrial caracterizada por uma cobertura regular de edifícios, todos com aproximadamente a mesma altura, cuja separação entre si é no máximo 20 vezes a sua altura. A tipologia do terreno envolvente considerado pertence, portanto, à categoria III do Quadro 4.1 da NP EN 1991-1-4. A título de exemplo apresenta-se no Quadro 4.1 o cálculo da pressão dinâmica de pico para o caso de estudo 1 (altura considerada de 11 metros). Obtido o valor da pressão dinâmica de pico calculou-se a pressão que o vento exerce sobre as paredes e a cobertura das estruturas. Estas pressões são obtidas pela multiplicação da pressão dinâmica de pico por um coeficiente de pressão, $c_{pi,10}$, para paredes e coberturas de edifícios de planta retangular presentes nos Quadros 7.1 e 7.4 da norma EN NP 1991-1-4, respetivamente. Visto que as estruturas serão verificadas apenas no seu plano, apenas se considerou o vento a atuar 0° e a 180° . Assim, das zonas de pressão em paredes de edifícios de planta retangular indicadas na Figura 7.5 da norma NP EN 1994-1-1-4, apenas serão consideradas as zonas D e a E, representando a parede a barlavento e a sotavento, respetivamente.

Quadro 4.1 – Cálculo da pressão dinâmica de pico exercida pelo vento para o caso de estudo 1

Valor de referência da velocidade do vento, v_b (m/s)	c_{dir}	c_{season}	$V_{b,0}$ (m/s)
	1	1	27
27			
Velocidade média do vento à altura z , $v_m(z)$ (m/s)	$C_r(z)$	$C_0(z)$	v_b (m/s)
	0.78	1	27.0
20.9			
Pressão dinâmica de pico, $q_p(z)$ (kN/m ²)	$I_v(z)$	ρ (kg/m ³)	$V_m(z)$
	0.28	1.25	20.9
0.81			

- Ação da neve

A ação da neve sobre os edifícios para uma dada região pode ser quantificada através da norma NP EN 1991-1-3. O cálculo desta ação depende do valor característico da carga da neve ao nível do solo, da zona da construção tendo em conta o zonamento referente à queda de neve presente no Anexo Nacional da referida norma, do coeficiente de exposição, do coeficiente térmico e do coeficiente de forma. No que respeita ao zonamento, considerou-se a zona z_2 e uma altura de 600 metros acima do nível médio das águas do mar, o que representa grande parte do território nacional. Considerou-se ainda uma remoção não significativa da neve através da exposição ao vento, correspondendo à classe de topografia normal do Quadro 5.1 da norma e ainda um coeficiente térmico unitário. O cálculo da carga da neve é descrito no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Cálculo da carga da neve na cobertura

C_z	H (m)	s_k (kN/m ²)	C_E	C_t	μ	s (kN/m ²)
0.2	600	0.49	1	1	0.8	0.4

A título de resumo indicam-se no Quadro 4.3 os valores característicos de todas as ações consideradas neste estudo.

Quadro 4.3 – Resumo das cargas consideradas no estudo

G	Q	W	S
(restantes cargas permanentes) [kN/m ²]	(Sobrecarga) [kN/m ²]	(vento nas fachadas laterais e cobertura) [kN/m ²]	(neve na cobertura) [kN/m ²]
0.15	0.4	Dependente do caso de estudo	0.4

4.4 Combinações de ações

As combinações de ações consideradas neste estudo foram as combinações fundamentais para a verificação aos estados limites últimos e as combinações quase-permanentes para a verificação aos estados limites de serviço. As combinações fundamentais foram utilizadas para efetuar a verificação de segurança dos elementos e as quase-permanentes para verificar a deformabilidade das estruturas. Tendo em conta o tipo de utilização foi considerado o limite de L/250 para as deformações verticais e horizontais. As combinações de ações consideradas têm as seguintes expressões:

- Combinações fundamentais

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (49)$$

- Combinações características

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (50)$$

4.5 Definição dos casos de estudo

Neste ponto serão abordados em pormenor os casos de estudo presentes neste trabalho. A sua exposição será igual para todos os casos e terá a seguinte ordem: geometria, secções utilizadas, ligações entre os elementos e ao exterior, travamentos, contraventamentos, verificações de segurança, deformada e quantidade de material usado.

4.5.1 Caso de estudo 1 – Sistema estrutural tipo pórtico

Das soluções comerciais presentes no subcapítulo 2.2 verificou-se que os vãos máximos admissíveis para os sistemas estruturais tipo pórtico são da ordem dos 22 m. Assim, neste subcapítulo propõe-se uma solução porticada de vão superior ao oferecido no mercado com uma proposta de secção igualmente nova.

- **Geometria**

Na Figura 4.4 apresenta-se uma imagem retirada do software de cálculo automático onde se ilustra o modelo de cálculo efetuado para o caso de estudo 1. Refere-se que a distância transversal entre pórticos é de 4 metros medidos ao eixo dos elementos. Conta com madres do tipo C que recebem as cargas e as transmitem às vigas principais.

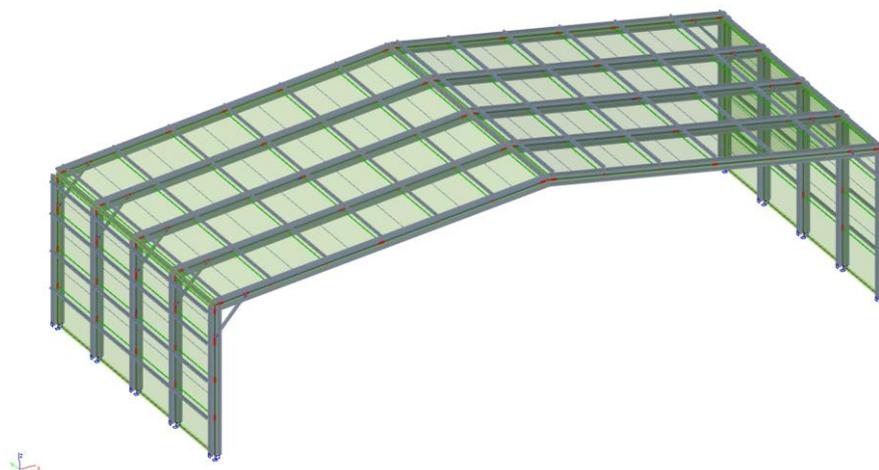


Figura 4.4 – Modelo de cálculo efetuado para o caso de estudo 1

- **Secção proposta**

As soluções comerciais porticada resumidas no subcapítulo 2.2 fazem uso de secções simples em perfis tipo C ou Σ . Apesar destes tipos de perfis serem dos mais eficazes quanto à resistência à flexão de entre os comercialmente disponíveis, quando se consideram secções simples (secção formada apenas por um elemento), estas não possuem a rigidez de flexão necessária para resistir aos momentos flectores solicitantes numa estrutura porticada de grande vão. A secção para resistir aos momentos flectores atuantes terá que possuir elevada rigidez no plano principal de flexão (flexão em torno do eixo forte, y) e também rigidez adequada à flexão fora do plano (flexão em torno do eixo fraco, z) atenuando assim a possibilidade de sofrer encurvadura lateral.

A secção proposta para este caso de estudo engloba-se no grupo das secções de banzos ocios (*HFS*) referidas no subcapítulo 2.3. Da análise dos estudos da bibliografia concluiu-se que secções *HFS* formadas com menos elementos são mais benéficas nas ligações entre eles permitindo maiores afastamentos entre parafusos. Assim, e seguindo as recomendações dos autores propôs-se a secção presente na Figura 4.5.

A secção proposta apresenta algumas vantagens em relação às tipologias estudadas por Kasawan *et al.*, 2017 (solução já descrita no capítulo 2), por possuir uma alma contínua até ao topo do banzo o que lhe confere (ao banzo) um apoio extra, traduzindo-se numa maior rigidez deste. Pelo fato de possuir a alma em toda a altura da secção permite também ter um banzo de maior largura, devido ao reforço intermédio, aumentando assim, a sua resistência à encurvadura local.

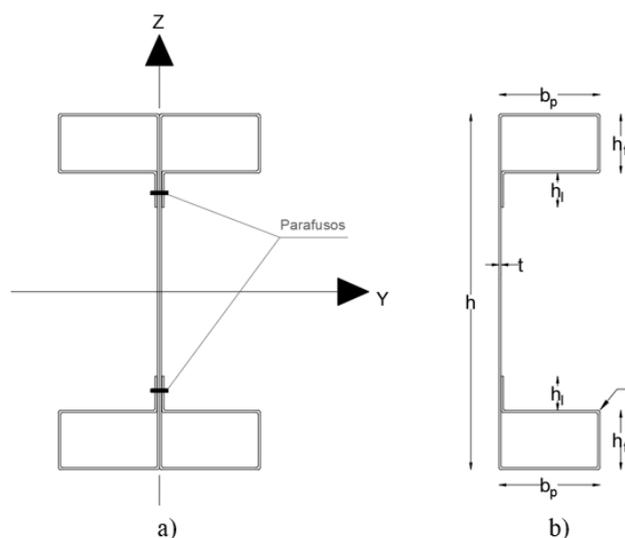


Figura 4.5 – Secção proposta, a) secção composta final, b) secção simples feita de um só elemento

As dimensões finais da secção foram obtidas através de um processo iterativo tendo em conta um compromisso entre dimensões e vãos pretendidos. A primeira iteração começou com um valor de h de 300 mm e um afastamento entre pilares de 30 m. Verificou-se que a secção ainda não esgotava a sua capacidade resistente e, portanto, desenvolveram-se novas iterações, culminando nas dimensões finais da secção que se apresentam no Quadro 4.4 para vão de 36 m.

A ligação entre os dois perfis simples será efetuada recorrendo a parafusos afastados de 100 mm entre si, atendendo às recomendações expostas no subcapítulo 2.3. Para além dos parafusos mencionados considerar-se-á adicionalmente ligações na alma dos dois elementos afastadas de 200 mm de forma a garantir que estas trabalhem em conjunto e também um reforço nos banzos tal como indicado na Figura 4.3, afastados de 250 mm, garantindo que estes quando comprimidos, não se afastam um do outro por ação das forças estabilizadoras. As ligações na alma e no banzo poderão ser efetuadas através de parafusos auto-perfurantes.

Para além desta secção foi ainda considerado um reforço (ver Figura 4.1) na zona da ligação viga-pilar. A secção deste reforço é retangular oca com as dimensões presentes no Quadro 4.6.

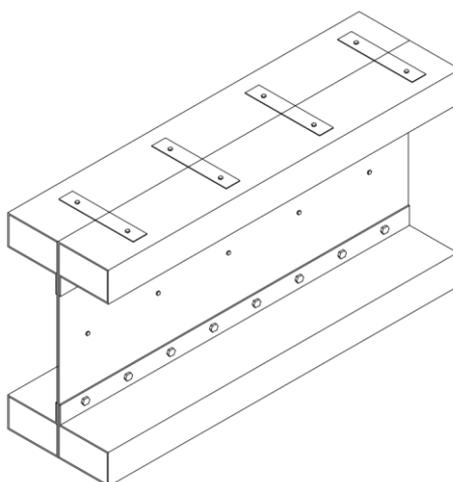


Figura 4.6 – Vista em perspetiva da secção composta e das ligações consideradas entre cada perfil simples

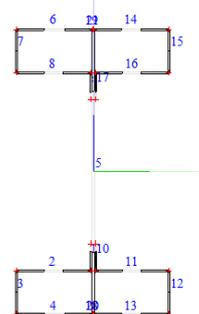
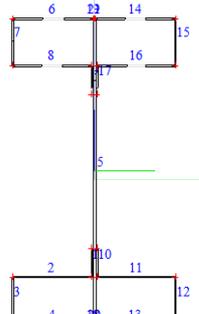
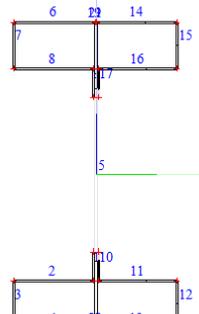
Quadro 4.4 – Dimensões de cada secção simples

h (mm)	b _p (mm)	h _f (mm)	h _l (mm)	r _i (mm)	t (mm)	A _g (cm ²)
550	146.5	86.5	50	3.0	3.0	41.52

A secção final terá então um banzo com uma largura de 293 mm e uma alma com 6 mm de espessura. Devido ao pequeno raio considerado para os cantos arredondados ($r_i = t = 3\text{mm}$), na determinação das características da secção bruta e da secção efetiva pode-se desprezar a sua influência, de acordo com a cláusula 5.1(3) da norma EN 1993-1-3. As propriedades efetivas e brutas da secção em estudo apresentam-se no Quadro 4.5.

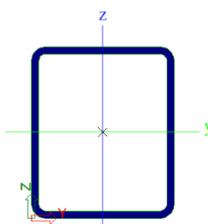
Quadro 4.5 – Propriedades brutas e efetivas da secção proposta

Propriedades da secção bruta											
A _g (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)	I _t (cm ⁴)	I _w (x10 ⁴) cm ⁶	
83.04	34252	4549	1245.5	310.51	1572.7	405.44	20.3	7.4	5.02	599.95	
Propriedades da secção efetiva											
Compressão			Flexão em torno de y				Flexão em torno de z				
A _{eff} (cm ²)	e _y (cm)	e _z (cm)	I _{eff,y} (cm ⁴)	W _{eff,y} (cm ³)	e _y (cm)	e _z (cm)	I _{eff,z} (cm ⁴)	W _{eff,z} (cm ³)	e _y (cm)	e _z (cm)	
53.82	0	0	31473	1087.3	0	-1.4	4547.4	310.25	0	0	

Devido à semelhança desta secção com a secção discutida no subcapítulo 2.3, prevê-se que a metodologia das larguras efetivas apresente resultados satisfatórios no cálculo da resistência aos esforços de compressão, flexão e corte. Assim, as propriedades da secção bruta e da secção efetiva foram calculadas com auxílio do software de cálculo automático *Scia Engineer*, de acordo com as cláusulas presentes na EN 1993-1-3.

Quadro 4.6 – Secção de reforço

Secção de reforço		
	h (mm)	120.00
	b (mm)	100.00
	A (cm ²)	20.36
	t (mm)	5.00
	I _y (cm ⁴)	419.31
	I _z (cm ⁴)	316.27
	i _y (mm)	45.00
	i _z (mm)	39.00
	Secção de classe 2 segundo o EC 1993-1-1	

- **Ligações entre os elementos e ao exterior**

As ligações entre os vários elementos serão do tipo rígido, capazes de transmitir os vários esforços entre eles e serão conseguidas através de peças fabricadas em aço laminado a quente (Figura 4.7). Estas peças para as ligações tiram partido do fato de a secção ter os banzos ocós, isto é, possuem elementos tubulares ocós soldados a uma chapa de topo que entram nos banzos da secção e são aparafusados entre eles.

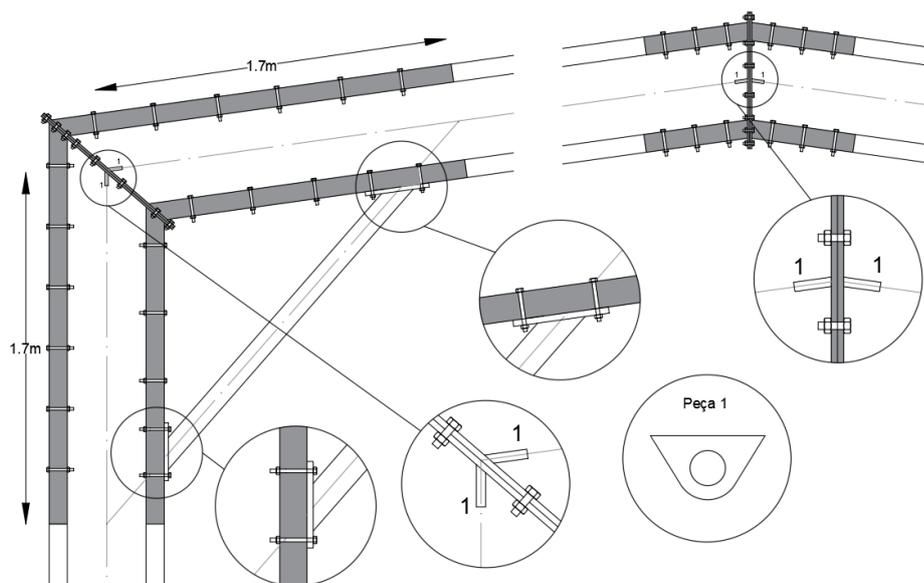


Figura 4.7 – Proposta de ligação pilar-viga e ligação viga-viga na cumeeira

As dimensões dos banzos da secção proposta no ponto anterior foram já consideradas de forma a serem compatíveis com a secção tubular oca com as dimensões: 80mm x 140mm x t mm (B x H x t). Tal como se pode ver na Figura 4.7 considerou-se o reforço aplicado a uma distância de 1.7 metros do ponto de ligação entre a viga e o pilar. A espessura da secção do reforço é nesta fase deixada em aberto. Salienta-se, no entanto, que para realizar a ligação, o perfil tubular tem de ter uma espessura tal, que lhe confira a rigidez necessária para se poder aparafusar tal como indicado na Figura 4.7, isto é, com os parafusos a atravessar toda a secção tubular.

Na Figura 4.7 mostram-se as ligações propostas para a ligação pilar-viga e ligação viga-viga na cumeeira e é também visível o reforço considerado na zona da ligação pilar-viga. Para além das ligações referidas consideraram-se ainda, por razões de transporte, ligações de continuidade nas vigas e pilares. Assim, os pilares contam com uma ligação de continuidade a meia altura (4 metros) e as vigas contam com uma ligação idêntica a cada 6.06 metros medidos ao eixo. Estas ligações são conseguidas de forma análoga às ligações atrás expostas e podem ver-se exemplos na Figura 4.8.

Como se pode verificar na Figura 4.7 considerou-se no modelo de cálculo o elemento de reforço a uma distância de 1.7 m do nó de ligação da viga ao pilar. Assim, o perfil tubular que entra nos banzos ocultos da secção da viga e do pilar tem de ter aproximadamente 1.8 m de comprimento para se poder efetuar a ligação ilustrada. Já nas ligações de continuidade e de cumeeira (Figuras 4.7 e 4.8), a dimensão deste perfil será menor. Salienta-se que os parafusos que ligam a secção ao perfil tubular estarão solicitados ao corte enquanto que os parafusos que ligam as duas chapas de topo de cada ligação estarão solicitados ao corte e tração.

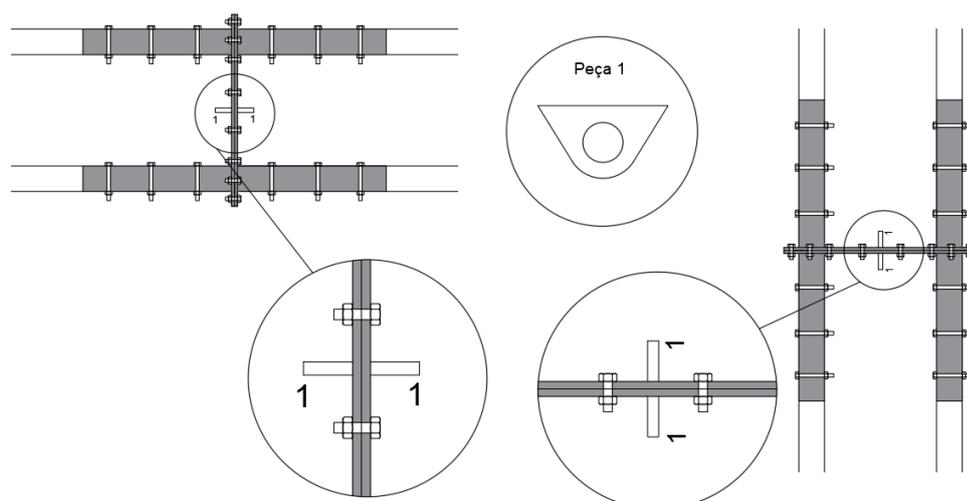


Figura 4.8 – Ligações de continuidade nas vigas e nos pilares

A ligação entre os pilares e a fundação foi considerada como encastrada. Esta escolha deve-se ao fato de a secção possuir uma altura considerável, pelo que esta pode ser aproveitada para transmitir os momentos às fundações (Figura 4.9).

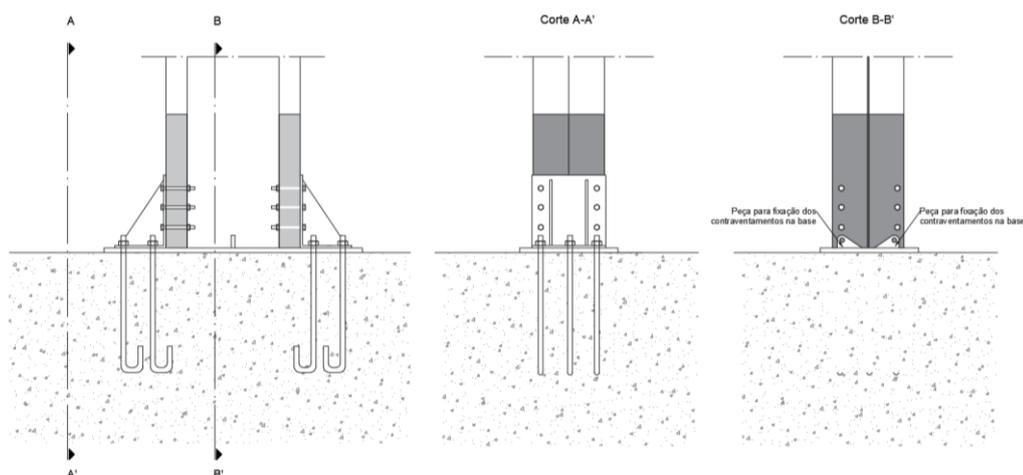


Figura 4.9 – Proposta para ligação ao exterior na base dos pilares

- **Travamentos**

Com o objetivo de aumentar a resistência das vigas da cobertura à encurvadura lateral, foram considerados travamentos (Figura 4.10). Cada viga da cobertura contará com dois travamentos intermédios. Estes foram colocados nas zonas onde serão mais efetivos, isto é, nas proximidades das zonas de momento máximo negativo.

Consideraram-se dois tipos de travamentos possíveis a aplicar na estrutura: um travamento conseguido através de uma subestrutura treliçada aproveitando para o efeito os elementos de madre (Figura 4.10 b) e outro constituído por peças laminadas a quente e por cabos cruzados (Figura 4.10 a). Por se tratar de uma solução que introduz maior carga na estrutura, considerou-se no modelo de cálculo a solução em subestrutura treliçada. As diagonais são formadas por elementos SADEF C 80 com 1.5 mm de espessura.

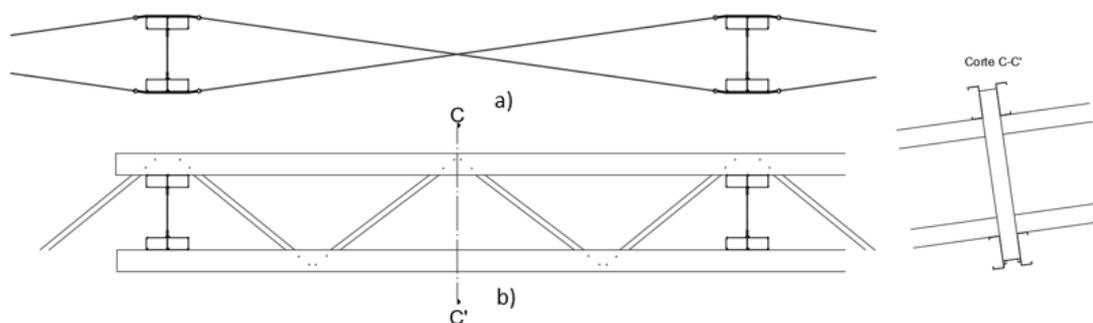


Figura 4.10 – Tipologias de travamentos consideradas

Assim, e tirando partido das madres que foram igualmente espaçadas pela cobertura consideram-se os elementos de travamento a 3.03 metros da zona dos pilares (próximo do momento negativo máximo) e a 3.03 metros da cumeeira (próximo da zona de momento positivo máximo). Haverá, portanto, lugar a 3 verificações quanto à encurvadura lateral das vigas: duas, na proximidade das zonas de momentos máximos com um comprimento de encurvadura de 3.03 m e uma terceira na zona central da viga com um comprimento de encurvadura de 12.12 m.

- **Contraventamentos**

Como já referido as estruturas foram apenas verificadas no seu plano. Porém, na realidade haverá também cargas horizontais na direção perpendicular (vento, sismo), pelo que, mesmo fazendo essa simplificação terá que se conceber de forma integrada um sistema de contraventamento.

Os contraventamentos considerados são formados por cabos cruzados amarrados nas peças de ligação pilar-viga e viga-viga da cumeeira (Figura 4.7), nas ligações de continuidade (Figura 4.8) e na chapa de base na ligação dos pilares às fundações (Figura 4.9).

- **Verificações de segurança – ULS**

As verificações de segurança foram efetuadas de acordo com as cláusulas presentes no Eurocódigo 3 parte 1-3, quer para as verificações da resistência das secções quer para a resistência à encurvadura. Apresentam-se de seguida os diagramas de esforços obtidos no modelo de cálculo. Na Figura 4.11 ilustra-se o diagrama de esforço transversor, na Figura 4.12 o diagrama de momentos flectores e por último na Figura 4.13 o diagrama de esforço axial.

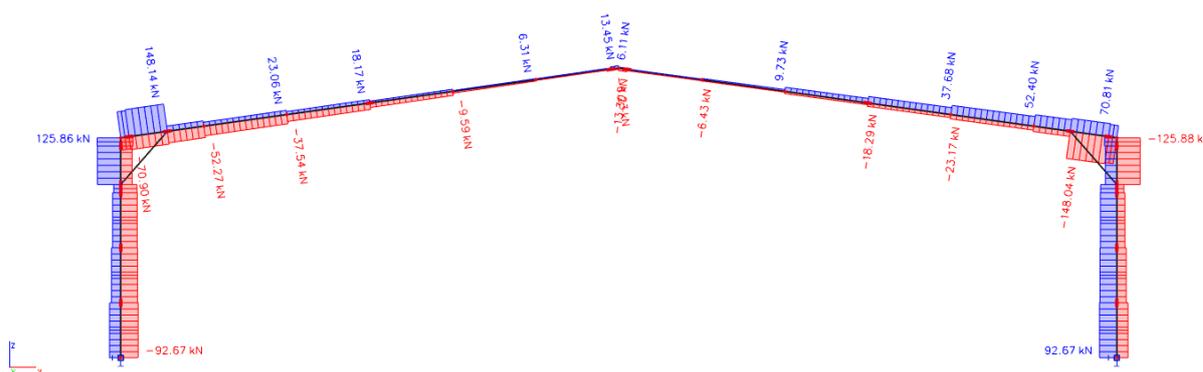


Figura 4.11 – Envolvente de esforço transversor obtido

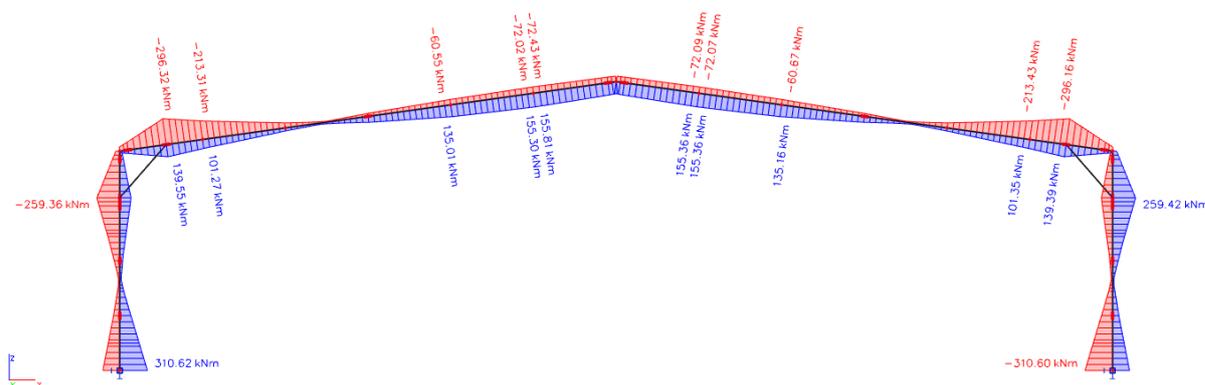


Figura 4.12 – Envoltura de momentos flectores obtido

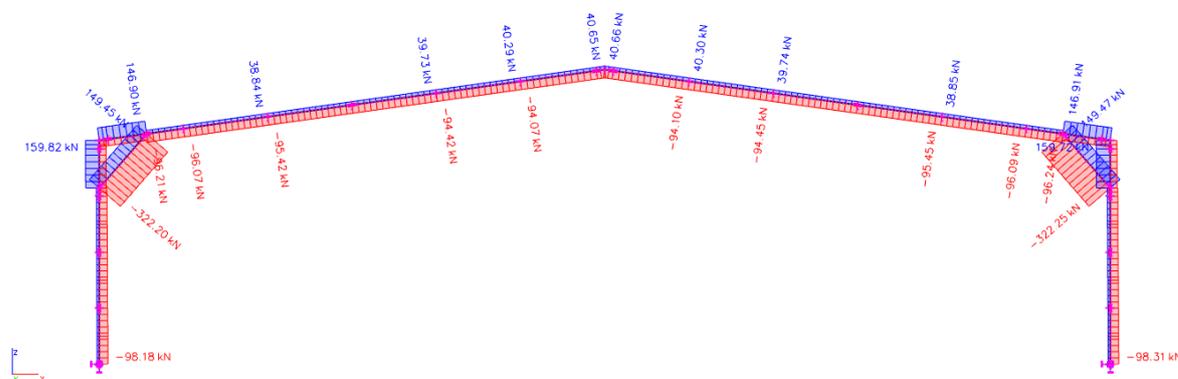


Figura 4.13 – Envoltura de esforço axial obtido

No Quadro 4.7 são descritos os cálculos efetuados para a verificação da resistência das secções sujeitas aos esforços solicitantes obtidos na análise global elástica efetuada. Em relação à verificação das secções fazem-se as seguintes observações:

- Na verificação à tração calculou-se a tensão de cedência média tendo em conta um coeficiente k de 5 (mais gravoso). Esta verificação foi feita apenas para exemplificação do cálculo da tensão de cedência média da secção visto que, na zona tracionada existe o elemento retangular oco que tendo maior rigidez axial deverá suportar a maior parte da carga.
- Na verificação ao corte, do lado da segurança considerou-se a altura da alma compreendida entre as linhas médias das faces internas dos banzos ocos.
- Na verificação em relação às forças concentradas (introduzidas pelo reforço na zona de ligação viga-pilar) considerou-se do lado da segurança um comprimento de carga, S_s , correspondente ao comprimento do plano de interceção entre o perfil de reforço com a chapa de topo.

Quadro 4.7 – Verificação da resistência das secções

Esforços	Parâmetros de cálculo				Verificações	
Tração	A_g (cm ²)	f_{ya} (MPa)		$N_{t,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	0.05
	83.04	393.03		3263.76	159.82	
Compressão Axial	A_{eff} (cm ²)	$A_{eff} \leq A_g$		$N_{c,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	0.05
	53.82			2098.90	-98.31	
Momento fletor	$W_{y,eff}$ (cm ³)	$W_{y,eff} \leq W_{y,g}$		$M_{c,Rd}$ (kNm)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	0.73
	1087.30			424.05	310.62	
Corte	h_w (mm)	t (mm)	λ_w	$V_{w,Rd}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	0.33
	350	6	0.94	451.97	148.14	
Forças transv. concentradas	C (mm)	S (mm)	$R_{w,Rd}$ (kN)	$R_{w,Total}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	0.97
	1284.45	155	117.29	234.57	227.87	

Para além das verificações da resistência das secções aos esforços isolados deve ainda considerar-se a interação entre os vários esforços solicitantes (Quadro 4.8).

Quadro 4.8 – Verificações relativas a interação entre esforços

Inter.	Parâmetros de cálculo							Verific.
Tensão - Flexão	$W_{y,eff,T}$ (cm ³)	$W_{y,eff,C}$ (cm ³)	$N_{t,Rd}$ (kN)	$M_{y,Rd,T}$ (kNm)	$M_{y,Rd,C}$ (kNm)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	0.68
	1205.7	1087.3	3263.7	470.29	424.05	146.91	-296.32	
Compr. - Flexão	$W_{y,eff,T}$ (cm ³)	$W_{y,eff,C}$ (cm ³)	$N_{t,Rd}$ (kN)	$M_{y,Rd,T}$ (kNm)	$M_{y,Rd,C}$ (kNm)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	0.78
	1205.7	1087.30	3263.7	470.29	424.05	-98.31	310.62	
Axial - Corte - Flexão	$V_{z,Ed}$ (kN)	$V_{w,Rd}$ (kN)	$V_{z,Ed}/V_{w,Rd}$		Como $V_{Ed} \leq 0.5V_{w,Rd}$ não é necessário efetuar mais verificações (6.1.10)			
	148.14	451.97	0.33					

No que respeita à encurvadura e tratando-se de um modelo estrutural tipo pórtico, haverá possibilidade dos seus elementos sofrerem encurvadura por flexão, torção ou flexão-torção bem como de encurvadura lateral. Um resumo das verificações de segurança aos fenómenos de instabilidade global das barras é descrito no Quadro 4.9 e Quadro 4.10.

As curvas de encurvadura consideradas nos cálculos foram: a curva *a* e *b* para a encurvadura por flexão sobre os eixos *yy* e *zz*, respetivamente; a curva *b* para encurvadura por torção e flexão torção. As curvas foram escolhidas fazendo uma analogia entre as secções presentes no Quadro 3.8 e a secção real adotada neste estudo.

No Quadro 4.10 é visível um resumo das verificações efetuadas quanto à encurvadura lateral e instabilidade por flexão composta. Salienta-se que os coeficientes para o cálculo do momento crítico das vigas foram obtidos através do método presente na publicação “*Rules for Member Stability in EC 1993-1-1: Background documentation and design guidelines, n° 119, ECCS, TC8-2006*”.

Quadro 4.9 – Verificação da encurvadura das barras

Encurvadura por flexão; torção; flexão-torção						
Tipo	Viga		Pilar		Reforço	
flexão YY	$I_{y,cr}$ (m)	16.48	$I_{y,cr}$ (m)	8.00	$I_{y,cr}$ (m)	2.56
	$N_{cr,y}$ (kN)	2613.91	$N_{cr,y}$ (kN)	11092.39	$N_{cr,y}$ (kN)	1326.09
	λ_y	0.90	λ_y	0.44	λ_y	0.53
	χ_y	0.74	χ_y	0.94	χ_y	0.92
flexão ZZ	$L_{z,cr}$ (m)	12.12	$L_{z,cr}$ (m)	8.00	$L_{z,cr}$ (m)	2.56
	$N_{cr,z}$	641.95	$N_{cr,z}$	1473.18	$N_{cr,z}$	1000.22
	λ_z	1.81	λ_z	1.19	λ_z	0.61
	χ_z	0.25	χ_z	0.48	χ_z	0.83
Torção	$I_{T,cr}$ (m)	12.12	$I_{T,cr}$ (m)	8.00	Não Relevante	
	$N_{cr,T}$ (kN)	40706.16	$N_{cr,T}$ (kN)	91005.70		
	λ_T	0.23	λ_T	0.15		
	χ_T	0.99	χ_T	1.00		
Flexão-torção	$I_{FT,cr}$	12.12	$I_{ft,cr}$	8.00		
	$N_{cr,FT}$ (kN)	2148.62	$N_{cr,FT}$ (kN)	11092.39		
	λ_{FT}	0.99	λ_{FT}	0.43		
	χ_{FT}	0.60	χ_{FT}	0.91		
N_{Ed} (kN)	-96.21		-98.31		-322.25	
$N_{b,Rd}$ (kN)	524.72		1010.56		466.21	
Verificação	OK (0.18)		OK (0.1)		OK (0.69)	

Quadro 4.10 – Verificações da encurvadura lateral e instabilidade por flexão composta

Tipo de Instabilidade	Elem.	L_{cr} (m)	M_{cr} (kNm)	λ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b,Rd}$ (kNm)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	Verific.
Encurvadura lateral	Vigas	3.03	3054.46	0.37	0.94	397.25	-296.32	0.75
		12.12	439.46	0.98	0.61	257.94	-203.69	0.79
		3.03	3921.82	0.33	0.95	404.30	135.64	0.34
	Pilares	8.00	1362.20	0.56	0.86	363.67	310.62	0.85
Encurvadura por flexão composta	Vigas	$C_{my,0}$	C_{my}	K_{yy}	K_{zy}	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	Verific.
		0.83	0.97	0.99	1.00	-96.21	-296.32	0.93
		0.62	0.91	0.94	0.94	-96.21	-203.69	0.93
		0.98	1.00	1.02	1.03	-96.21	156.25	0.47
	Pilares	0.61	0.92	0.93	0.90	-98.31	310.62	0.84

As madres foram calculadas considerando aço S280GD+Z e um modelo de viga simplesmente apoiada, o que é mais penalizador visto serem normalmente usadas madres com continuidade sobre vários apoios. Mesmo quando se interrompe as madres, os fornecedores oferecem já peças de ligação que se materializam num comportamento muito próximo do de uma viga com continuidade sobre vários apoios (Sadef, 2018).

Estando os vários pórticos afastados de 4.0 m e as madres com afastamentos de 3.03 m pôde dimensionar-se as madres tendo em conta que a combinação mais desfavorável corresponde ao vento na direção vertical sentido ascendente (vento negativo) como ação variável de base. Os resultados obtidos no dimensionamento das madres encontram-se descritos no Quadro 4.11.

Quadro 4.11 – Dimensionamento das madres

l (m)	Dist (m)	P (kN/m)	M (kNm)	W _{required} (cm ³)	Perfil	W _{Provided} (cm ³)	σ (MPa)	Massa (kN/m)
4.00	3.03	3.34	6.68	23.86	SADEF C 170 2.0mm	27.83	240.1	0.05

• **Verificação das condições de serviço – SLS**

A estrutura verifica as imposições definidas relativamente aos estados limites de serviço apresentando deformações verticais máximas de 132.9 mm e horizontais de 26.1 mm (Figura 4.14 e 4.15). Os valores apresentados são inferiores aos valores máximos admissíveis: 144 mm para deformações verticais e 32 para as deformações horizontais.

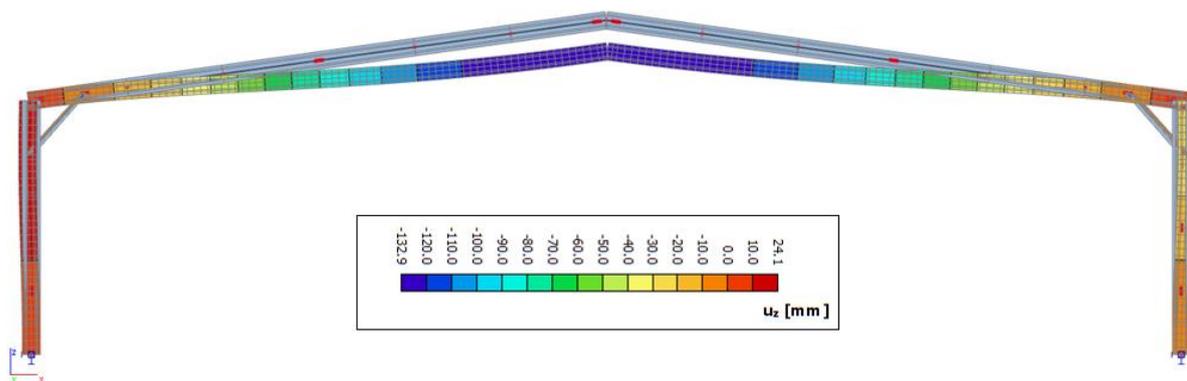


Figura 4.14 – Deformada vertical da estrutura

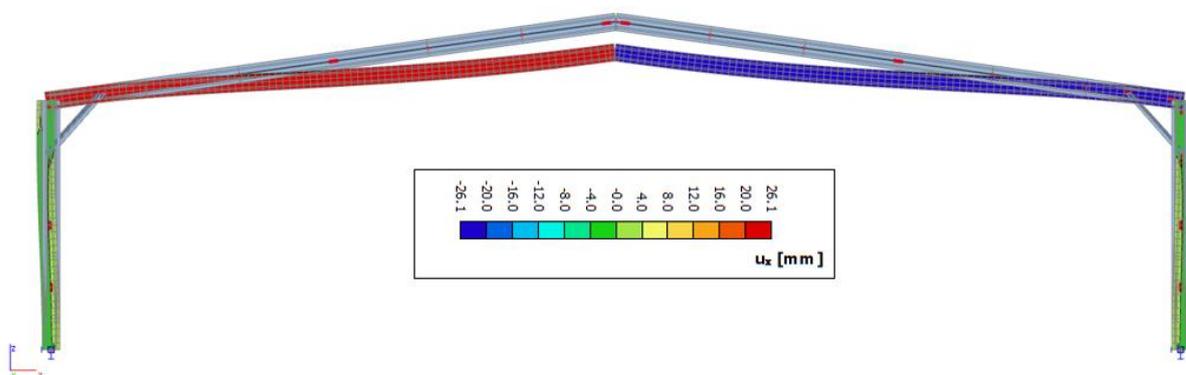


Figura 4.15 – Deformada horizontal da estrutura

- **Quantidade de material usado**

A quantidade de material calculou-se tendo apenas em conta os elementos estruturais principais (vigas e pilares) e secundários (madres, travamentos) por pórtico. Para quantificar o material usado nas vigas e pilares mediu-se o comprimento total destes elementos por pórtico. De seguida multiplicou-se o comprimento pela área das secções de forma a obter-se o volume e consequentemente a quantidade de aço usado. Em relação às madres e travamentos efetuou-se um exercício análogo, ou seja, mediu-se o comprimento total de elementos e multiplicou-se pelo peso por metro linear. Os valores parciais e finais encontram-se descritos no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 – Quantificação de material usado por pórtico

Vigas, pilares			Madres, Travamentos			Total
A _{secção} (cm ²)	L _{tot} (m)	P/port. (ton)	SADEF C170 2.0mm (m)	SADEF C 80 1.5mm (m)	P/port. (ton)	P _{total} /port. (ton)
83.04	52.35	3.39	140	20.08	0.69	4.08

4.5.2 Caso de estudo 2 – Treliza plana

Neste ponto será feita a apresentação do caso de estudo em sistema estrutural treliçado plano. O interesse de realizar este caso de estudo adveio da constatação que as soluções presentes no mercado (subcapítulo 2.2) não tiram partido de secções mais efetivas como por exemplo as secções em *Sigma*.

- **Geometria**

A treliça plana referente a este caso de estudo pode considerar-se um treliça tipo Pratt e ilustra-se o modelo de cálculo desenvolvido na Figura 4.16. A altura das treliças é de 1.5 m, medida perpendicularmente e relativamente aos eixos dos elementos, quer para a estrutura da cobertura quer para os pilares. O afastamento entre os montantes é de 1.25 metros medidos ao eixo. Esta solução é capaz de vencer vãos de 50 metros (distância livre entre as faces interiores dos pilares) e conta com afastamento transversal entre pórticos de 4 metros (medidos ao eixo dos elementos).

A estrutura foi modelada com ligações rígidas entre as diagonais/montantes e as cordas, entre a ligação da treliça da cobertura e os pilares e nas ligações de base dos pilares. Para ter em conta a distribuição real de esforços, decidiu-se ter em consideração as excentricidades diretamente no modelo de cálculo. Assim, para além dos esforços normais aparecerão esforços de flexão e de corte nos vários elementos (embora de menor magnitude).

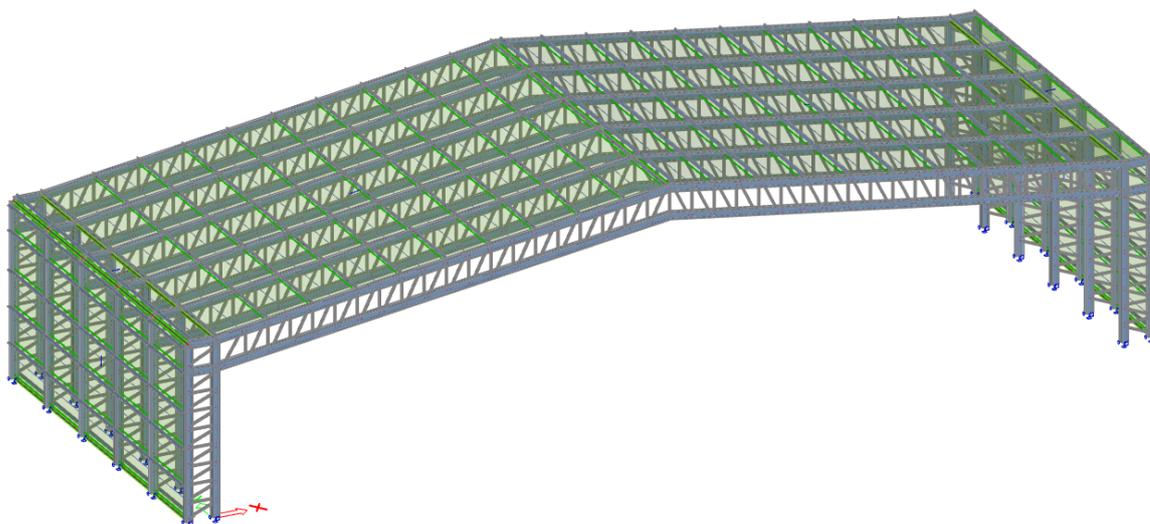


Figura 4.16 – Modelo de cálculo efetuado para o caso de estudo 2

• Secções Propostas

Tratando-se este caso de estudo de uma treliça, os seus membros estarão submetidos essencialmente a esforços de compressão ou tração. Portanto, faz sentido tirar partido de secções mais efetivas à compressão, ou seja, com maior número de reforços. Assim, as cordas superiores e inferiores da treliça serão conseguidas através de secções compostas por dois perfis *Sigma*. Estes dois perfis *Sigma* que constituem as cordas encontram-se afastados de 100 mm para se conseguir ligar aos elementos montantes e diagonais (Figura 4.17).

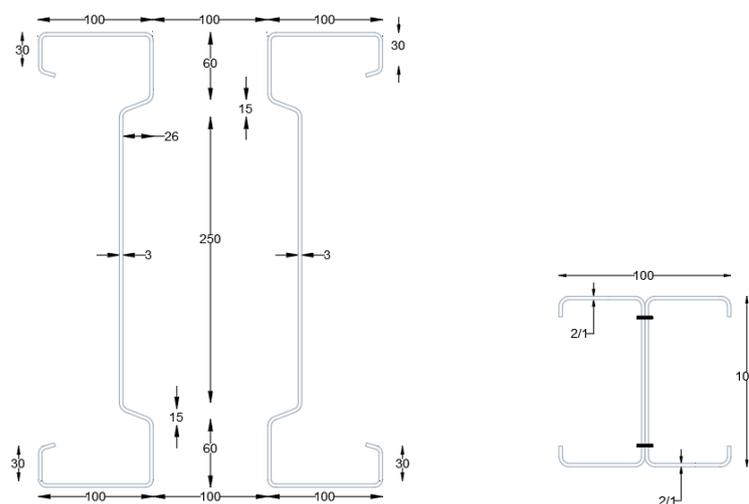
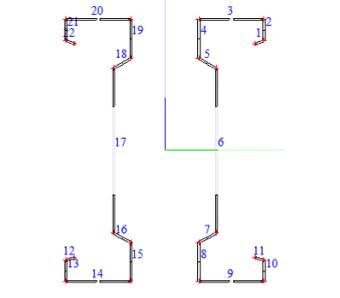
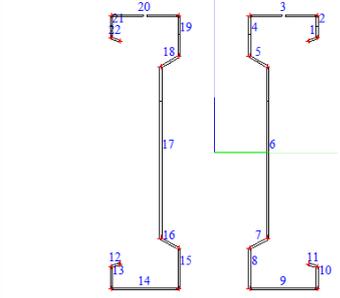
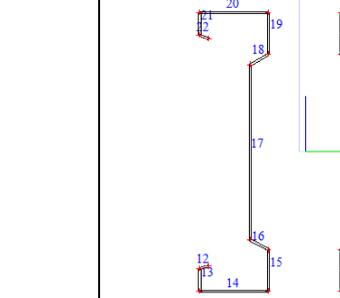


Figura 4.17 – Secções consideradas no caso de estudo 2

A secção das cordas é composta por dois perfis Σ 400x100x3.0 mm enquanto que a secção das diagonais e montantes é formada por dois perfis C100x50x2.0 mm ou C100x50x1.0 nos elementos menos solicitados (os mais próximos da zona de cumeeira).

As propriedades geométricas das secções das cordas, diagonais e montantes são apresentadas nos Quadros 4.13, 4.14 e 4.15, respetivamente.

Quadro 4.13 – Propriedades da secção bruta e efetiva das cordas

Propriedades da secção bruta										
A_g (cm^2)	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	$W_{el,y}$ (cm^3)	$W_{el,z}$ (cm^3)	$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	i_y (cm)	i_z (cm)	I_t (cm^4)	I_w ($\times 10^3$) (cm^6)
41.33	9342.4	3520.7	467.12	234.71	565.2	359.98	15	9.2	1.11	369.94
Propriedades da secção efetiva										
Compressão			Flexão em torno de y				Flexão em torno de z			
A_{eff} (cm^2)	e_y (cm)	e_z (cm)	$I_{eff,y}$ (cm^4)	$W_{eff,y}$ (cm^3)	$I_{eff,z}$ (cm^4)	$W_{eff,z}$ (cm^3)				
30.11	0	0	8970.20	429.72	3053.20	185.97				
										

Quadro 4.14 – Propriedades da secção bruta e efetiva das diagonais/montantes $t=2.0$ mm

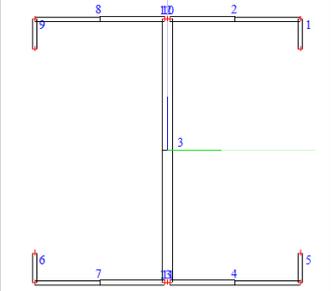
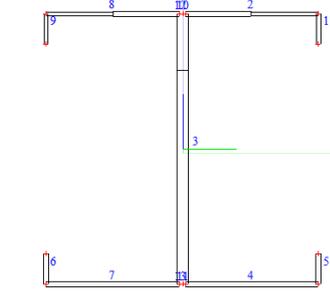
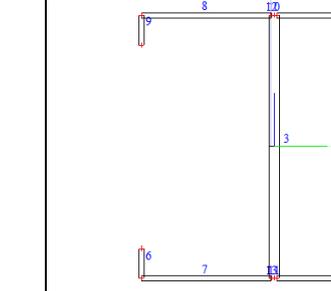
Propriedades da secção bruta ($t=2.0$)										
A_g (cm^2)	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	$W_{el,y}$ (cm^3)	$W_{el,z}$ (cm^3)	$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	i_y (cm)	i_z (cm)	I_t (cm^4)	I_w (cm^6)
8.13	140.40	47.39	28.08	9.48	29.95	13.17	4.00	2.40	0.26	1359.10
Propriedades da secção efetiva ($t=2.0$)										
Compressão			Flexão em torno de y				Flexão em torno de z			
A_{eff} (cm^2)	e_y (cm)	e_z (cm)	$I_{eff,y}$ (cm^4)	$W_{eff,y}$ (cm^3)	$I_{eff,z}$ (cm^4)	$W_{eff,z}$ (cm^3)				
7.86	0	0	130.64	25.23	46.90	9.15				
										

Tabela 4.15 - Propriedades da secção bruta e efetiva das diagonais/montantes $t=1.0$ mm

Propriedades da secção bruta ($t=2.0$)										
A_g (cm^2)	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	$W_{el,y}$ (cm^3)	$W_{el,z}$ (cm^3)	$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	i_y (cm)	i_z (cm)	I_t (cm^4)	I_w (cm^6)
4.08	66.46	24.50	13.29	4.90	15.21	6.61	4.00	2.50	0.03	658.43
Propriedades da secção efetiva ($t=2.0$)										
Compressão			Flexão em torno de y				Flexão em torno de z			
A_{eff} (cm^2)	e_y (cm)	e_z (cm)	$I_{eff,y}$ (cm^4)	$W_{eff,y}$ (cm^3)	$I_{eff,z}$ (cm^4)	$W_{eff,z}$ (cm^3)				
2.62	0	0	56.57	9.97	19.80	3.65				

• **Ligações entre os elementos e ao exterior**

A ligação entre as cordas e os elementos diagonais e montantes será conseguida através de ligações aparafusadas, com recurso a parafusos M8 da classe 8.8. Cada diagonal/montante será ligada às cordas através de um total de 16 parafusos tal como se mostra na Figura 4.18.

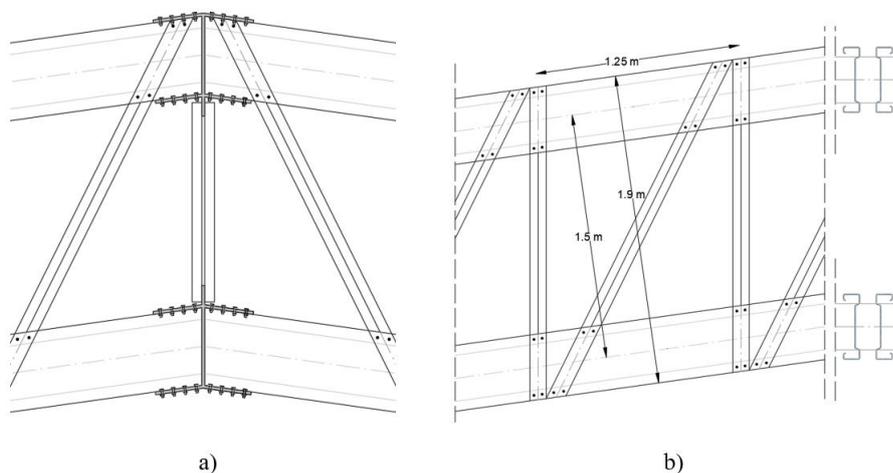


Figura 4.18 – a) Pormenor da ligação da cumeeira, b) pormenor da ligação entre as cordas e as barras diagonais/montantes

A ligação entre a estrutura treliçada da cobertura e os pilares será efetuada através de peças de ligação tal como se mostra na Figura 4.19. Cada ligação contará com 3 peças: uma chapa de topo e duas peças de ligação com reforço que farão a ligação perfil-chapa de topo-perfil.

Tal como facilmente se constata pela referida figura, trata-se de uma ligação com potencial para transmitir momentos fletores e como tal será classificada como rígida ou semirrígida.

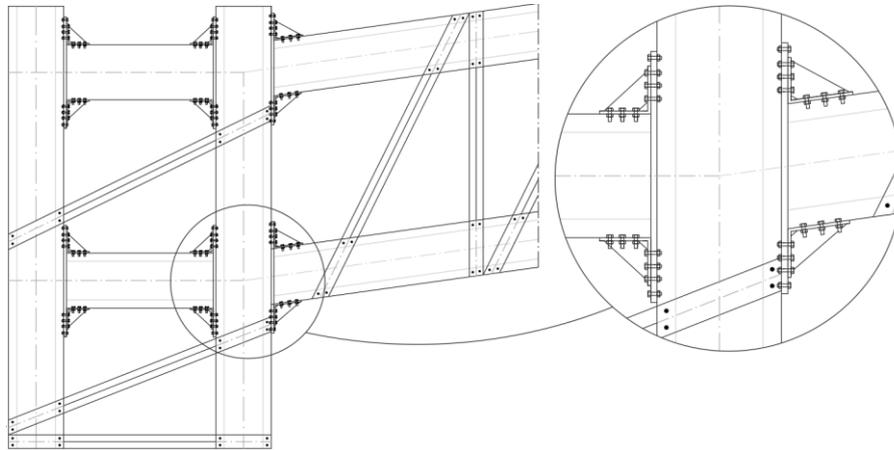


Figura 4.19 – Pormenor ligação da treliça da cobertura aos pilares

A ligação dos pilares à base será análoga à ligação entre as cordas e os pilares, contará de igual forma com uma chapa de base e duas peças de ligação com reforços. A ligação à base encontra-se descrita na Figura 4.20.

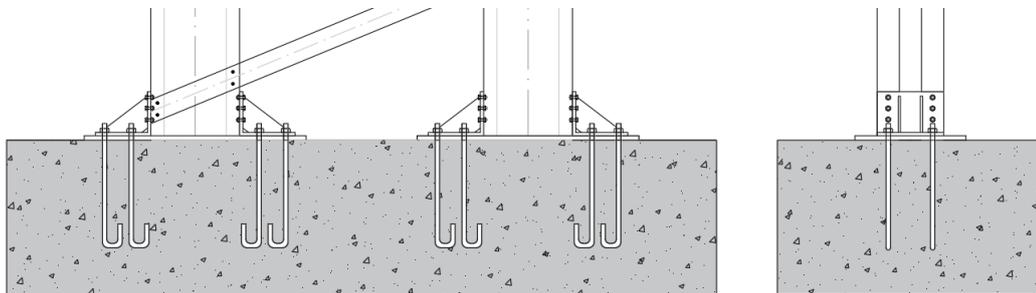


Figura 4.20 – ligações de base dos pilares

- **Travamentos**

Tratando-se de uma estrutura triangulada e mesmo considerando já as excentricidades, os momentos fletores não são, no geral muito desfavoráveis uma vez que apenas apresentam picos locais (ver Figura 4.20). No entanto são necessários travamentos para aumentar a resistência à encurvadura por flexão fora do plano das peças comprimidas. Os travamentos considerados são constituídos por cabos ligados através de peças, tal como se mostrou na Figura 4.10, ou seja, idênticos a uma das soluções propostas para o caso de estudo 1. A distância entre travamentos considerada é de 5 metros.

- **Contraventamentos**

É necessário também introduzir contraventamentos globais da estrutura aumentando a sua rigidez face às ações horizontais com sentido perpendicular ao vão a vencer.

Os contraventamentos serão igualmente em cabos ligados à estrutura através de peças na zona das ligações das madres, quer nos pilares quer nas vigas treliçadas. Os fabricantes já fornecem este tipo de soluções e peças de ligação tal como se pode ver na Figuras 4.21 a) e b) retiradas do catálogo técnico da *SADEF* e que representam os contraventamentos para a zona dos pilares e vigas, respetivamente. Será necessário adaptar a peça de ligação ilustrada na Figura 4.18 às características das cordas e dos pilares deste caso de estudo, isto é, aumentar a sua dimensão pois as secções das cordas e pilares encontram-se afastadas de 100 mm.

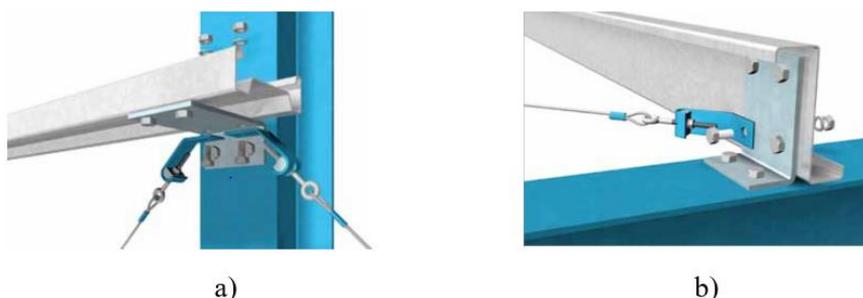


Figura 4.21 – Pormenor contraventamentos considerados (Sadef, 2018)

- **Verificações de segurança – ULS**

As verificações de segurança seguem o mesmo processo do caso de estudo anterior, isto é, começa-se pela resistência das secções, seguida da verificação das interações plásticas e por último a estabilidade dos membros. Apresentam-se de seguida os diagramas de esforços obtidos para os vários elementos (Figura 4.22, Figura 4.23 e Figura 4.24). Devido ao elevado número de barras por pórtico, existentes no modelo, apenas se mostra a envolvente dos esforços com os valores máximos positivos e negativos.

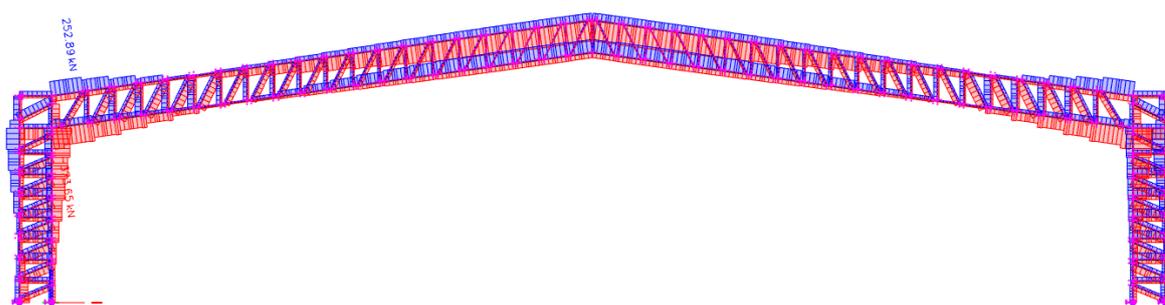


Figura 4.19 – Envolvente de esforço axial

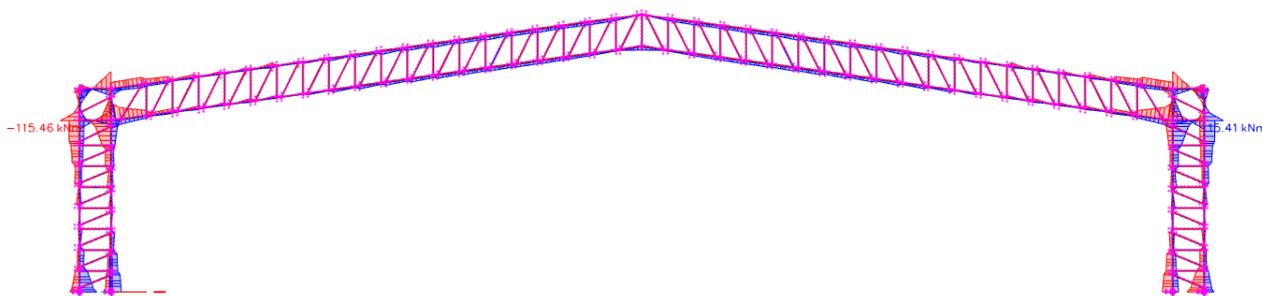


Figura 4.20 – Envoltura de momentos fletores

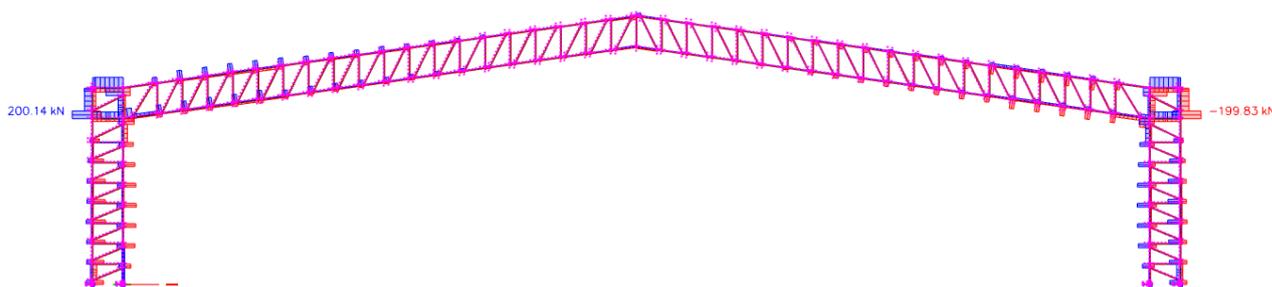


Figura 4.21 – Envoltura de esforço transverso

Como se pode constatar pelos diagramas apresentados, os momentos fletores e esforço transverso apresentam valores elevados, mas apenas em zonas muito localizadas. Estes valores devem-se às excentricidades inerentes às ligações dos vários elementos e que foram consideradas no modelo de cálculo. Apesar de os valores apresentados serem “picos” considerados irrealistas pois resultam da modelação recorrendo a elementos de barra, dimensionou-se a estrutura de acordo com os diagramas apresentados. Os cálculos referentes à verificação da resistência das secções apresentam-se no Quadro 4.15.

Refira-se ainda que não se efetuou a verificação da secção das diagonais e montantes ao corte e à flexão devido aos esforços solicitantes serem pouco significativos. No Quadro 4.16 apresentam-se as verificações relativas à iteração de esforços nas cordas.

No Quadro 4.17 encontram-se os cálculos referentes à encurvadura por flexão. Salienta-se que o comprimento de encurvadura adotado para as diagonais e montantes foi igual ao comprimento total do elemento, estando por isso do lado da segurança. Relativamente à encurvadura das cordas no plano, considerou-se o comprimento efetivo entre diagonais e montantes (1,25 m), enquanto que para encurvadura fora do plano se considerou o afastamento entre os elementos de travamento perpendiculares ao plano da treliça que toma o valor de 5 e 10 m para as cordas das vigas e pilares, respetivamente.

Quadro 4.15 – Verificações da resistência das secções

Esforços		Parâmetros de cálculo				Verific.	
Cordas	Tração	A_g (cm ²)	f_{ya} (MPa)		$N_{t,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	0.16
		41.33	394.42		1630.14	252.89	
	Compressão	A_{eff} (cm ²)	$A_{eff} \leq A_g$		$N_{c,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	0.32
		30.11			1174.41	-373.65	
	Momento fletor	$W_{y,eff}$ (cm ³)	$W_{y,eff} \leq W_{y,g}$		$M_{c,Rd}$ (kNm)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	0.69
		429.72			167.59	-115.46	
	Corte	S_d (cm)	I_s (cm ⁴)	K_r	$V_{b,Rd}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	0.78
		43.00	6.50	10.04	256.12	200.14	
Montantes/ Diagonais (t=2.0 mm)	Tração	A_g (cm ²)	f_{ya} (MPa)		$N_{t,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	0.44
		8.13	393.05		319.63	141.46	
	Compressão	A_{eff} (cm ²)	$A_{eff} \leq A_g$		$N_{c,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	0.50
		7.86			306.55	-152.47	
Montantes/ Diagonais (t=1.0 mm)	Tração	A_g (cm ²)	f_{ya} (MPa)		$N_{t,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	0.45
		4.08	393.05		160.23	72.64	
	Compressão	A_{eff} (cm ²)	$A_{eff} \leq A_g$		$N_{c,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	0.81
		2.62			102.00	-82.45	

Quadro 4.16 – Verificações da interação de esforços nas cordas

Inter.	Parâmetros de cálculo						Verific.
Tração – Flexão	$W_{y,eff,t}$ (cm ³)	$N_{t,Rd}$ (kN)	$M_{cy,Rd,t}$ (kNm)	$M_{cy,Rd,c}$ (kNm)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	0.37
	429.72	429.72	1630.14	167.59	252.59	-36.03	
Compr. - Flexão	$W_{y,eff,c}$ (cm ³)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$M_{cy,Rd,t}$ (kNm)	$M_{cy,Rd,c}$ (kNm)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	0.99
	429.72	429.72	1174.41	167.59	-350.31	-115.46	
Axial – Corte - Flexão	$M_{f,Rd}$ (kNm)	$M_{y,pl}$ (kNm)	$V_{w,Rd}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	0.73
	90.11	220.43	256.12	199.90	109.26	80.49	

Quadro 4.17 – Verificação da encurvadura por flexão

Encurvadura por flexão								
Tipo	Viga		Pilar		D/M (t=2.0 mm)		D/M (t=1.0 mm)	
flexão YY	$L_{cr,y}$ (m)	1.25	$L_{cr,y}$ (m)	1.25	$L_{cr,y}$ (m)	1.35	$L_{cr,y}$ (m)	1.35
	$N_{cr,y}$ (kN)	123924.58	$N_{cr,y}$ (kN)	123924.58	$N_{cr,y}$ (kN)	1596.72	$N_{cr,y}$ (kN)	755.75
	λ	0.10	λ	0.10	λ	0.46	λ	0.37
	χ_y	1.02	χ_y	1.02	χ_y	0.94	χ_y	0.96
flexão ZZ	$L_{cr,z}$ (m)	5.00	$L_{cr,z}$ (m)	10.00	$L_{cr,z}$ (m)	1.35	$L_{cr,z}$ (m)	1.35
	$N_{cr,z}$ (kN)	2918.82	$N_{cr,z}$ (kN)	46701.20	$N_{cr,z}$ (kN)	538.91	$N_{cr,z}$ (kN)	278.67
	λ	0.64	λ	0.16	λ	0.76	λ	0.59
	χ_z	0.82	χ_z	1.01	χ_z	0.75	χ_z	0.89
N_{Ed} (kN)	-373.65		-359.42		-152.47		-82.45	
$N_{b,Rd}$ (kN)	961.13		1191.42		229.79		91.03	
Verificação	OK (0.39)		OK (0.30)		OK (0.66)		OK (0.91)	

O dimensionamento das madres foi feito de forma análoga ao caso anterior, aqui com a agravante de o vento ser ligeiramente superior devido a esta estrutura ser mais alta (Quadro 4.18).

Quadro 4.18 – Dimensionamento das madres

l (m)	Dist (m)	P (kN/m)	M (kNm)	W_{req} (cm ³)	Perfil	W_{prov} (cm ³)	σ (MPa)	Massa (kN/m)
4.00	2.95	3.50	7.01	25.02	SADEF C 170 2.0mm	27.83	251.7	0.05

• **Verificação das condições de serviço - SLS**

A deformações verticais e horizontais verificam de igual forma os valores limites impostos, tal como se pode ver na Figura 4.22 e 4.23. Os valores máximos são de 113.8 mm para a deformação vertical e de 20.0 mm para a horizontal. Os valores apresentados são inferiores aos valores máximos admissíveis: 200 mm para deformações verticais e 40 para as deformações horizontais.

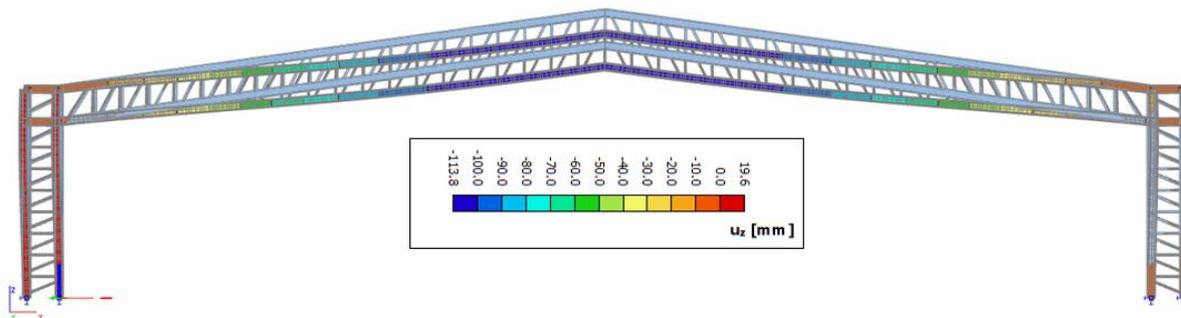


Figura 4.22 – Deformada vertical da estrutura

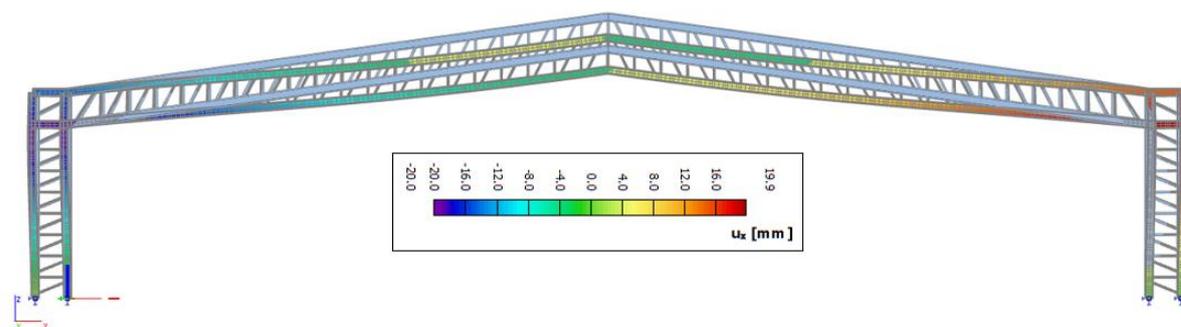


Figura 4.23 – Deformada horizontal da estrutura

• **Quantidade de material usado**

No Quadro 4.19 descrevem-se os cálculos efetuados relativamente à quantificação do peso total por pórtico em elementos estruturais principais e secundários. Aplicou-se um raciocínio análogo ao usado no caso de estudo anteriores.

Quadro 4.19 – Quantificação de material usado por pórtico

Quantidade de material									
Vigas, pilares			Diagonais/montantes			Madres			P _{total} /P _{órtico}
A _{secção} (cm ²)	L _{tot} (m)	P/pórtico (ton)	A _{secção} (cm ²)	L _{tot} (m)	P/pórtico (ton)	Massa (kN/m)	L _{tot} (m)	P/pórtico (ton)	6.32
41.33	141.79	4.57	8.13	110.48	0.70	0.05	144	0.67	
			A _{secção} (cm ²)	L _{tot} (m)	P/pórtico (ton)				
			4.08	118.16	0.38				

4.5.3 Caso de estudo 3 – Treliça espacial

Com este caso de estudo pretendia-se criar uma solução diferente e inovadora, aliando as vantagens das estruturas trianguladas com a estabilidade de uma treliça espacial de duas cordas superiores e uma inferior. Esta solução, para além de possuir uma maior rigidez fora do plano, é também mais vantajosa a nível da estabilidade dos elementos comprimidos pois divide os esforços de compressão pelas duas cordas superiores (embora em apenas parte da estrutura).

- **Geometria**

A disposição das diagonais faz com que esta treliça se assemelhe a uma treliça de Warren, no entanto, tratando-se de uma treliça espacial estas diagonais estarão também inclinadas fora do plano. A distância entre pórticos é de 5.39 m medidos ao eixo das cordas inferiores, o que equivale a um afastamento de 4 metros ao eixo das cordas superiores. O Modelo de cálculo efetuado encontra-se representado na Figura 4.24.

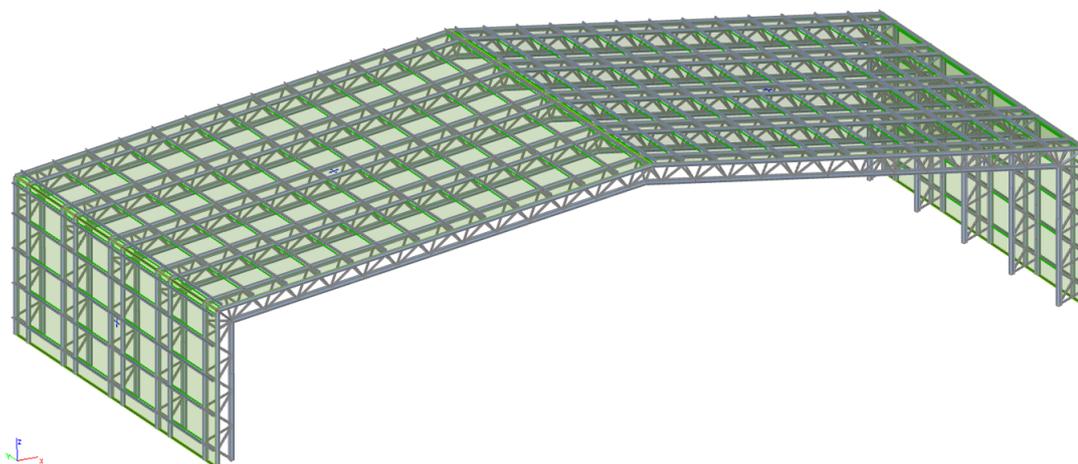


Figura 4.24 – Modelo de cálculo efetuado para o caso de estudo 3

- **Secções propostas**

O aspeto mais desafiante neste caso de estudo foi pensar numa secção que para além de oferecer a rigidez necessária, permitisse a ligação entre as cordas e as várias diagonais, nas várias direções por aparafusamento. Assim, a secção teria que permitir ligar as duas cordas superiores

e ainda cada uma destas à corda inferior. Não sendo a soldadura uma opção adequada para as estruturas em AEF, propôs-se, para as cordas, a secção presente na Figura 4.25.

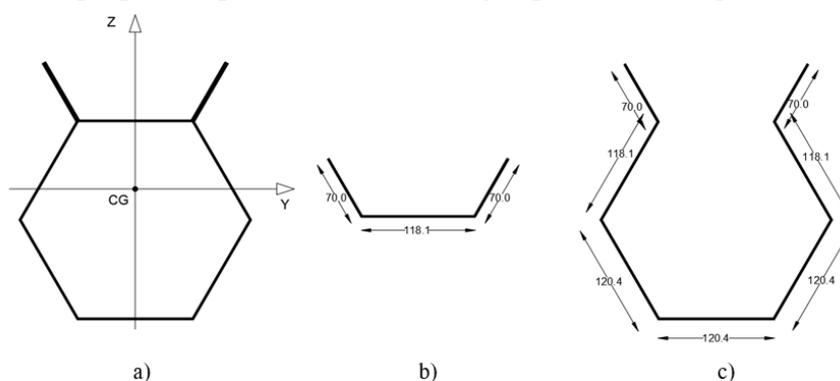


Figura 4.25 – Secção proposta para as cordas

A secção estudada é composta por dois elementos que conjuntamente formam uma secção fechada hexagonal. As abas que resultam da junção dos dois elementos têm a função de os unir entre si e também de permitir a ligação entre as cordas e as diagonais. Na Figura 4.25 a) vê-se a secção da corda inferior. A secção das cordas superiores é a mesma, tendo apenas sofrido uma rotação de 120° tal como se pode ver na Figura 4.25 b). A geometria da treliça espacial encontra-se representada na Figura 4.26 a) bem como as suas dimensões medidas ao centro geométrico das cordas.

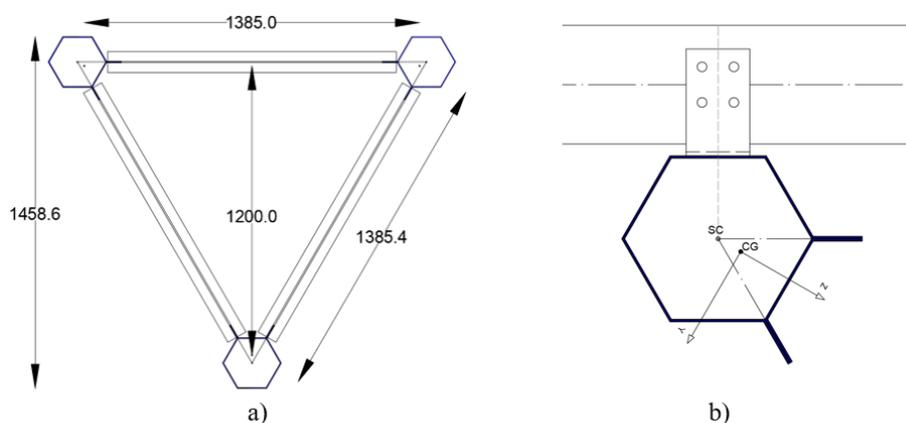


Figura 4.26 – a) Secção transversal da treliça espacial, b) pormenor da secção

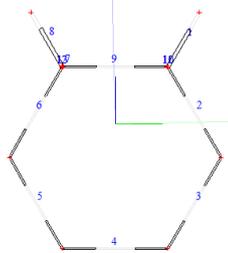
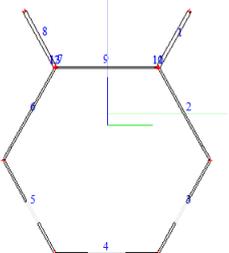
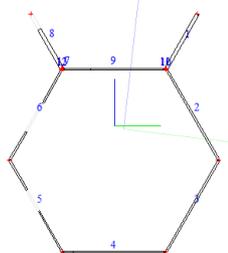
A altura total da treliça é de 1458.6 mm. Como se pode ver pela Figura 4.26 b), o centro de corte não coincide com o centro geométrico da secção. A linha de ação das cargas transmitidas pelas diagonais e também pelas madres são concêntricas no centro de corte, pelo que, não produzirão momentos torsores. Em contrapartida, o eixo das madres e das diagonais são excêntricas ao centro geométrico da secção. Essas excentricidades foram tidas em consideração no modelo estrutural efetuado para este caso de estudo. Este fato, torna o modelo mais complexo pois para além das excentricidades no plano da secção consideraram-se ainda as

excentricidades que as diagonais apresentam longitudinalmente. As excentricidades provocam o aparecimento de momentos fletores e torsões, no entanto, tratando-se de uma secção fechada terá uma grande rigidez de torção pelo que estes efeitos não serão problemáticos.

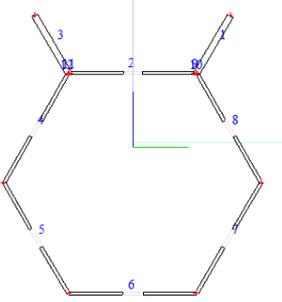
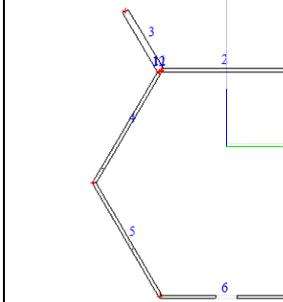
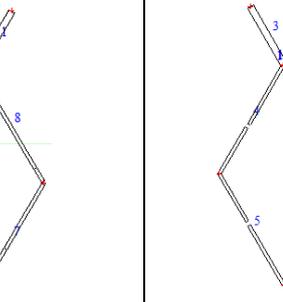
Foram consideradas duas espessuras diferentes para a secção das cordas. As cordas superiores têm 2.0 mm de espessura enquanto que a corda inferior terá na zona da ligação ao pilar uma zona cuja secção terá 3.0 mm de espessura. Esta zona terá um comprimento de 5 metros na viga e de 3 metros no pilar. A necessidade de considerar uma espessura diferente adveio do fato de nessa zona a corda inferior se encontrar sujeita a esforços axiais elevados. Dado que há duas cordas superiores, o mesmo não se verificou quando estas se encontram comprimidas pois o esforço de compressão divide-se pelas duas.

As características resistentes de ambas as secções são apresentadas nos Quadros 4.20 e 4.21. Salienta-se que por questões de representação, apenas se mostra a corda inferior, pois os eixos principais de inércia e as características resistentes mantêm-se, a secção apenas sofre uma rotação. As diagonais possuem secção em C com duas espessuras diferentes quer se trate de diagonais das vigas ou dos pilares. As vigas têm diagonais de secção C80 com 1.25 mm de espessura enquanto que as diagonais dos pilares são perfis C80 com 2.0 mm de espessura. Este modelo conta ainda com outro tipo de perfil que efetua a ligação da corda inferior às duas cordas superiores na zona da ligação da viga aos pilares. Estes elementos encontram-se fortemente comprimidos pelo que surgiu a necessidade de considerar um perfil em secção circular oca de 88.9 mm de diâmetro e espessura 5 mm.

Quadro 4.20 – Características resistentes secção das cordas com $t = 2.0$ mm

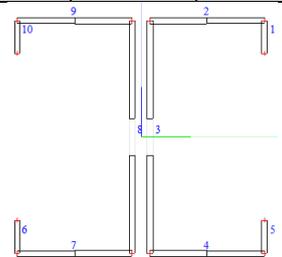
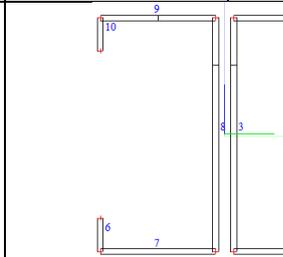
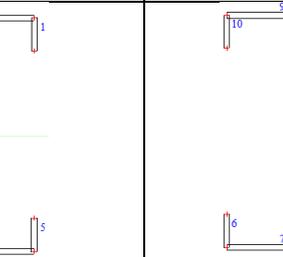
Propriedades da secção bruta ($t = 2.0$ mm)										
A_g (cm^2)	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	$W_{el,y}$ (cm^3)	$W_{el,z}$ (cm^3)	$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	i_y (cm)	i_z (cm)	I_t (cm^4)	I_w (cm^6)
19.96	1596.8	1194	112.21	99.15	157.16	143.37	8.9	7.7	1398.9	15.027
Propriedades da secção efetiva										
Compressão			Flexão em torno de y				Flexão em torno de z			
A_{eff} (cm^2)	e_y (cm)	e_z (cm)	$I_{eff,y}$ (cm^4)	$W_{eff,y}$ (cm^3)	$I_{eff,z}$ (cm^4)	$W_{eff,z}$ (cm^3)				
12.839	0	0	1302.9	82.61	984.17	78.47				
										

Quadro 4.21 – Características resistentes secção das cordas com $t = 3.0$ mm

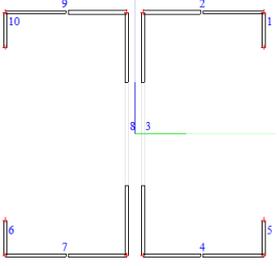
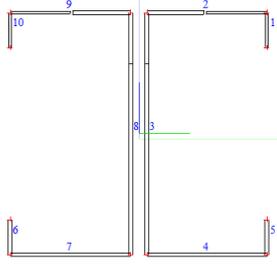
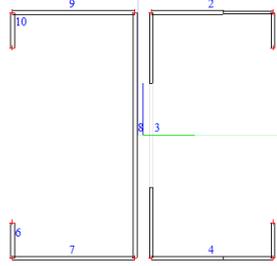
Propriedades da secção bruta ($t = 3.0$ mm)										
A_g (cm^2)	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	$W_{el,y}$ (cm^3)	$W_{el,z}$ (cm^3)	$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	i_y (cm)	i_z (cm)	I_t (cm^4)	I_w (cm^6)
28.772	2216.3	1692.4	160.73	139.87	223.83	204.36	8.8	7.7	2158.8	49.317
Propriedades da secção efetiva										
Compressão			Flexão em torno de y				Flexão em torno de z			
A_{eff} (cm^2)	e_y (cm)	e_z (cm)	$I_{eff,y}$ (cm^4)	$W_{eff,y}$ (cm^3)	$I_{eff,z}$ (cm^4)	$W_{eff,z}$ (cm^3)				
25.46	0	0.5	2106.7	149.73	1671.4	137.11				
										

Como se pode verificar pela análise das características efetivas e pelas figuras das secções efetivas dos Quadros 4.20 e 4.21, o aumento de 1.0 mm de espessura traduz-se numa menor esbelteza das chapas constituintes da secção que por sua vez a torna mais efetiva. As características resistentes das diagonais são apresentadas nos Quadros 4.22 e 4.23

Quadro 4.22 – Características resistentes secção das diagonais $t = 2.0$ mm

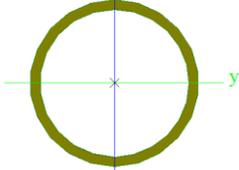
Propriedades da secção bruta ($t = 2.0$ mm)										
A_g (cm^2)	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	$W_{el,y}$ (cm^3)	$W_{el,z}$ (cm^3)	$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	i_y (cm)	i_z (cm)	I_t ($\times 10^3$ cm^4)	I_w (cm^6)
6.56	72.09	29.88	0.16	0.71	19.15	10.27	3.20	2.10	81.84	352.67
Propriedades da secção efetiva										
Compressão			Flexão em torno de y				Flexão em torno de z			
A_{eff} (cm^2)	e_y (cm)	e_z (cm)	$I_{eff,y}$ (cm^4)	$W_{eff,y}$ (cm^3)	$I_{eff,z}$ (cm^4)	$W_{eff,z}$ (cm^3)				
6.41	0	0	69.37	17.11	31.82	7.49				
										

Quadro 4.23 - Características resistentes secção das diagonais $t = 1.25 \text{ mm}$

Propriedades da secção bruta ($t = 1.25 \text{ mm}$)										
A_g (cm^2)	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	$W_{el,y}$ (cm^3)	$W_{el,z}$ (cm^3)	$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	i_y (cm)	i_z (cm)	I_t ($\times 10^3$ cm^4)	I_w (cm^6)
4.14	46.75	19.30	11.69	4.59	12.29	6.48	3.20	2.20	19.30	247.68
Propriedades da secção efetiva										
Compressão			Flexão em torno de y				Flexão em torno de z			
A_{eff} (cm^2)	e_y (cm)	e_z (cm)	$I_{eff,y}$ (cm^4)		$W_{eff,y}$ (cm^3)		$I_{eff,z}$ (cm^4)		$W_{eff,z}$ (cm^3)	
3.15	0	0	42.46		10.17		18.88		4.32	
										

No quadro 4.24 encontram-se as características resistentes da secção circular oca considerada neste caso de estudo.

Quadro 4.24 – Secção circular oca

Secção de reforço		
	D (mm)	89
	t (mm)	5
	A (cm^2)	10.09
	I_p (cm^4)	116
	i_y (cm)	3.0
	i_z (cm)	3.0
Secção de classe 1 segundo o EC 1993-1-1		

Quer a secção das cordas quer a das diagonais são compostas por dois elementos, pelo que foi necessário prever ligações entre eles. Nas cordas, nas zonas entre as ligações das diagonais serão dispostos parafusos auto-perfurantes dispostos tal como indicado na Figura 4.27 a). Escolheu-se o espaçamento de 250 mm entre parafusos bem como a colocação de duas fiadas pois a secção foi calculada como sendo uma ligação rígida entre os elementos.

No estudo conduzido por Veljkovic and Johansson, 2008, o afastamento de 600 mm entre parafusos confere à secção a denominação de parcialmente fechada. Espera-se que os parafusos colocados na secção das cordas confirmem à ligação entre os elementos, a rigidez necessária para se poder considerar como constituída por apenas um elemento. Já para a secção das diagonais pelo fato de se ligarem à aba das cordas, vão ter um afastamento entre si igual a duas vezes a espessura da secção das cordas (4 ou 6 mm).

Assim, de 250 em 250 mm será colocado uma peça de espessura igual ao afastamento entre perfis, ligando os dois através de parafusos auto-roscantes tal como indicado na Figura 4.27 b).

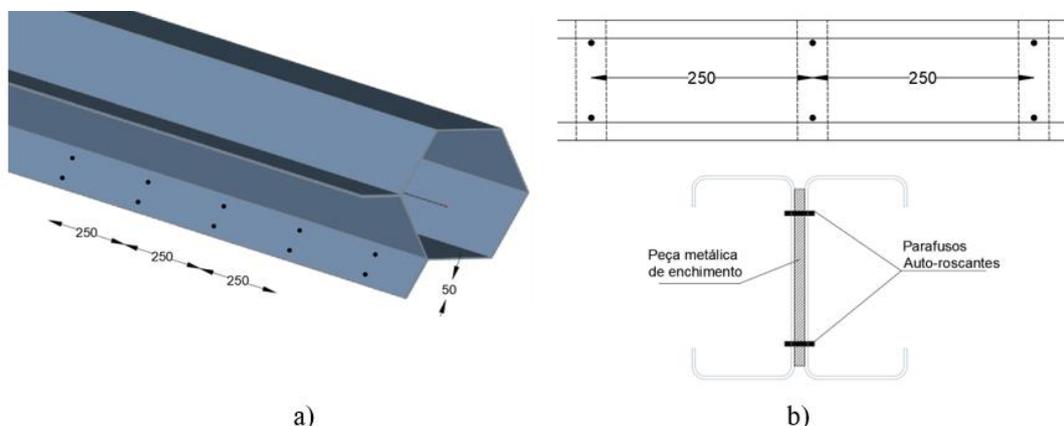


Figura 4.27 – a) Ligação na secção das cordas, b) Ligação entre perfis das diagonais

- **Ligações entre os elementos e ao exterior**

Como referido anteriormente, a ligação entre as cordas e as diagonais será efetuada nas abas das secções recorrendo a parafusos. As ligações entre as cordas na zona da ligação com os pilares bem como as ligações de continuidade serão feitas por intermédio de peças metálicas que como no primeiro caso de estudo tiram partido de a secção ser oca, tal como se mostra na Figura 4.28.

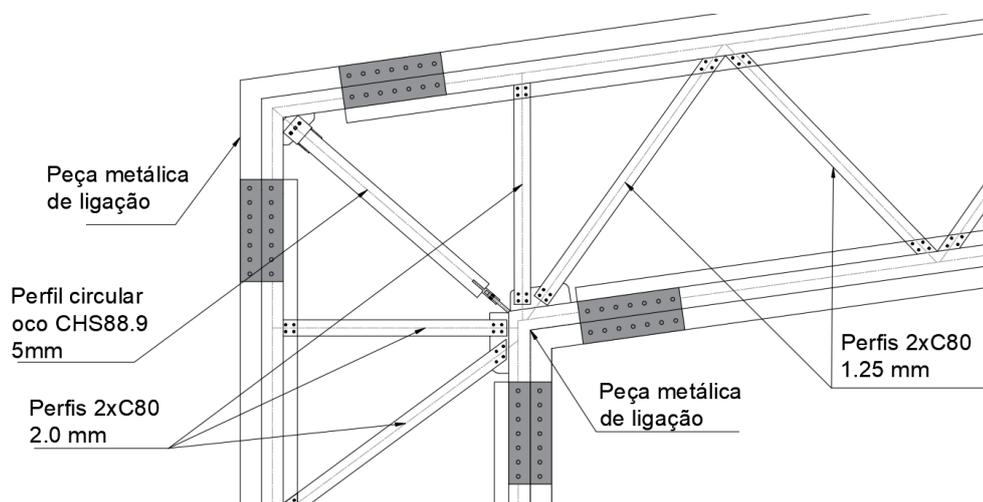


Figura 4.28 – Ligações entre perfis na zona dos pilares

As ligações de cumeeira e de base dos pilares são semelhantes, recorrendo igualmente a peças metálicas. Apesar de se ter modelado os apoios como apoios duplos (apenas permitindo rotação em y e z), devido à presença de 3 apoios (um para cada corda) cria-se no global um efeito de apoio rígido com capacidade para transmitir momentos fletores à fundação. Pode ver-se um exemplo das ligações na Figura 4.29.

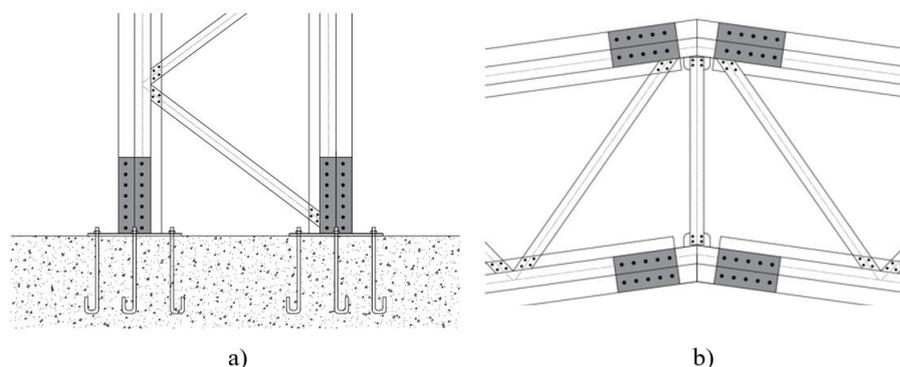


Figura 4.29 – a) Ligação de base das cordas, b) Ligação de cumeeira

- **Travamentos**

Devido ao fato de que cada corda   estabilizada pelas diagonais inclinadas, estas são mais estáveis quer no seu plano quer fora deste. Assim, não foram contemplados travamentos.

- **Contraventamentos**

Os contraventamentos a aplicar a esta estrutura são idênticos aos mostrados na Figura 4.21, apenas com a diferença de a chapa que suporta a madre e que permite a fixa o da chapa com os cabos, será ligada às cordas através de parafusos auto-perfurantes devido a estas terem sec o fechada, pelo que será necessário prever um maior número de liga es.

- **Verifica es de segurança – ULS**

Apresenta-se a envolvente de esforço axial obtida para os vários elementos (Figura 4.30).

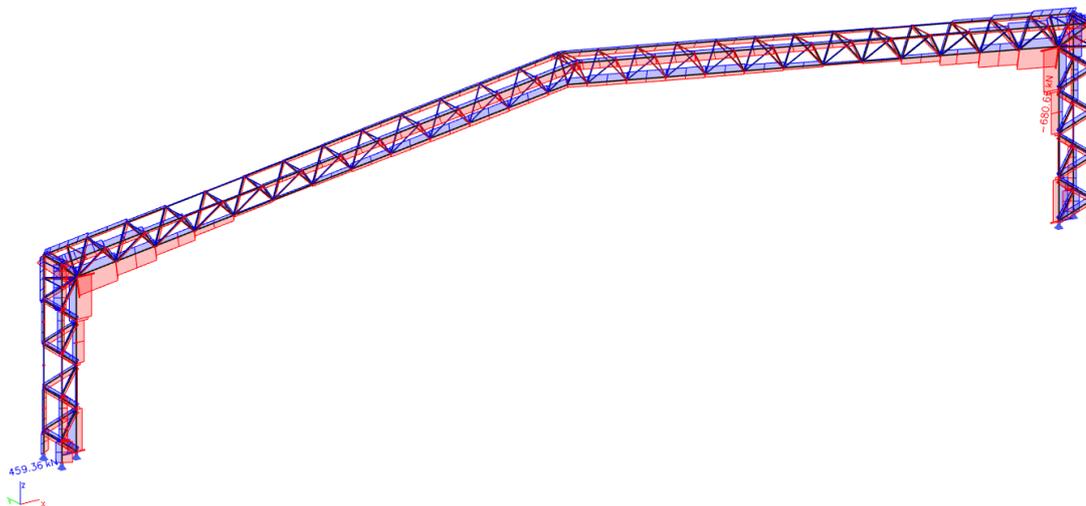


Figura 4.30 – Envolvente de esforço axial

Apenas se mostra o diagrama de esforço axial nos elementos, uma vez que os restantes esforços (momento fletor e esforço transversal) não são condicionantes tal como se explica de seguida. As verifica es de segurança iniciaram-se com o cálculo da resistência das sec es, em rela o às quais se fazem as seguintes observa es:

- A torção não é significativa em nenhum membro.
- Devido às excentricidades das ligações das diagonais, vão surgir esforços de corte e de flexão nessa zona. A flexão só atinge valores não desprezáveis na zona de ligação das cordas das vigas com os pilares. O esforço de corte apresenta alguns picos nas zonas de ligação que se desprezaram nos cálculos por duas razões: o modelo de cálculo é uma idealização, pelo que, na realidade o esforço não se encontra aplicado só no ponto de ligação dos eixos dos elementos mas sim distribuídos ao longo do comprimento de ligação; o Eurocódigo 3-1-3 não prescreve de forma explícita regras de cálculo para lidar com este tipo de secção no que se refere à resistência ao corte.
- Nas diagonais os esforços de corte e flexão são não significativos.

O resumo dos cálculos referentes às verificações da resistência das secções é apresentado no Quadro 4.25.

Quadro 4.25 – Verificação das secções

	Esforços	Parâmetros de cálculo				Verif.
		A_g (cm ²)	f_{ya} (MPa)	$N_{t,Rd}$ (kN)	$N_{t,Ed}$ (kN)	
2xC80x1.25 mm	Tração	4.14	398.53	165.02	61.68	0.37
	Compressão Axial	A_{eff} (cm ²) 3.14	$A_{eff} \leq A_g$	$N_{c,Rd}$ (kN) 122.52	$N_{c,Ed}$ (kN) -75.23	0.61
2xC80x2.0 mm	Tração	A_g (cm ²) 6.56	f_{ya} (MPa) 398.53	$N_{t,Rd}$ (kN) 261.60	$N_{t,Ed}$ (kN) 139.61	0.53
	Compressão Axial	A_{eff} (cm ²) 6.21	$A_{eff} \leq A_g$	$N_{c,Rd}$ (kN) 242.32	$N_{c,Ed}$ (kN) -131.29	0.54
CHS 88.9/5.0 mm	Tração	A_g (cm ²) 10.09	f_y (MPa) 390.00	$N_{t,Rd}$ (kN) 393.39	$N_{t,Ed}$ (kN) 149.61	0.38
	Compressão Axial	A_g (cm ²) 10.09	Secção classe 1	$N_{c,Rd}$ (kN) 393.39	$N_{c,Ed}$ (kN) -312.42	0.79
Cordas com t=3.0 mm	Tração	A_g (cm ²) 28.772	f_{ya} (MPa) 398.8	$N_{t,Rd}$ (kN) 1147.31	$N_{t,Ed}$ (kN) 317.79	0.28
	Compressão Axial	A_{eff} (cm ²) 25.46	$A_{eff} \leq A_g$	$N_{c,Rd}$ (kN) 992.94	$N_{c,Ed}$ (kN) -680.66	0.69
Cordas com t=2.0 mm	Tração	A_g (cm ²) 19.958	f_{ya} (MPa) 398.8	$N_{t,Rd}$ (kN) 516.93	$N_{t,Ed}$ (kN) 459.36	0.89
	Compressão Axial	A_{eff} (cm ²) 12.839	$A_{eff} \leq A_g$	$N_{c,Rd}$ (kN) 500.72	$N_{c,Ed}$ (kN) -303.14	0.61

Visto tratar-se de uma estrutura triangulada que está maioritariamente sujeita a esforços axiais, a única verificação efetuada à encurvadura foi à encurvadura por flexão. Em relação a esta verificação fazem-se as seguintes observações:

- A curva de encurvadura consideradas para as diagonais com secção em C foi a curva *a* para encurvadura segundo YY e a curva *b* para encurvadura segundo ZZ.
- A curva de encurvadura considerada para a secção das cordas foi a curva *c* para a encurvadura segundo os dois eixos, pois esta secção, sendo tubular com secção hexagonal, não se assemelha a nenhuma outra que conste da Tabela 6.3 da norma EC3-1-3.

- Foi avaliado a possibilidade de encurvadura por flexão, torção e flexão-torção nas cordas, uma vez que esta secção é monossimétrica com o centro de corte não coincidente com o centro de gravidade.

Quadro 4.26 – Verificação da encurvadura dos elementos

Encurvadura por flexão									
Secção	Eixo	$L_{cr,y}$ (m)	$N_{cr,y}$ (kN)	λ_1	λ	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Verif
2xC80x2.0 mm	y	1.55	563.88	72.90	0.65	0.87	211.18	-131.29	0.89
	z		257.80		0.99	0.61	146.98		
2xC80x1.25 mm	y	1.55	403.28		0.65	0.87	106.77	-75.23	0.97
	z		166.48		0.94	0.64	77.83		
CHS 88.9/5.0 mm	y	1.75	785.06		0.78	0.81	317.76	-312.42	0.98
	z								
Cordas com t=3.0 mm	y	2.0	11483.85		0.30	0.95	940.77	680.66	0.74
	z		8769.24		0.35	0.93	918.67		
Cordas com t=2.0 mm	y	2.0	6186.76		0.30	0.95	474.41	-303.14	0.65
	z		8273.89		0.35	0.93	463.27		

Em relação à interação entre esforços, apenas se provou relevante a interação da compressão com a flexão para as cordas e na zona dos pilares. O cálculo referente à verificação da interação plástica entre os referidos esforços pode ver-se no Quadro 4.27.

Quadro 4.27 – Verificação da interação de esforços nas cordas

	Interação	Parâmetros de cálculo					Verific.
Corda t=3.0 mm	Compressão - Flexão	$W_{y,eff,com}$ (cm ³)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$M_{cy,Rd,com}$ (kNm)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	0.96
		149.73	992.94	58.39	-680.66	-15.94	
Corda t=2.0 mm	Compressão - Flexão	$W_{y,eff,com}$ (cm ³)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$M_{cy,Rd,com}$ (kNm)	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	0.92
		82.61	500.72	32.22	-310.55	-9.51	

O dimensionamento das madres seguiu o mesmo procedimento que nos casos de estudo anterior e o seu cálculo é apresentado no Quadro 4.28. Note-se que a diminuição do vão resultante da configuração das treliças neste caso de estudo, permitiu diminuir a secção das madres.

Quadro 4.28 – Dimensionamento das madres

l (m)	Dist (m)	P (kN/m)	M (kNm)	$W_{required}$ (cm ³)	Perfil	$W_{Provided}$ (cm ³)	σ (MPa)	Massa (kN/m)
4.0	2.0	2.83	5.65	20.19	SADEF C 150 2.0mm	20.78	272.0	0.04

• **Verificação das condições de serviço - SLS**

A deformada da estrutura verifica os limites impostos, apresentando deformada vertical de 143.3 mm e horizontal de 23.7 mm. Os valores apresentados são inferiores aos valores máximos admissíveis: 200 mm para deformações verticais e 40 para as deformações horizontais.

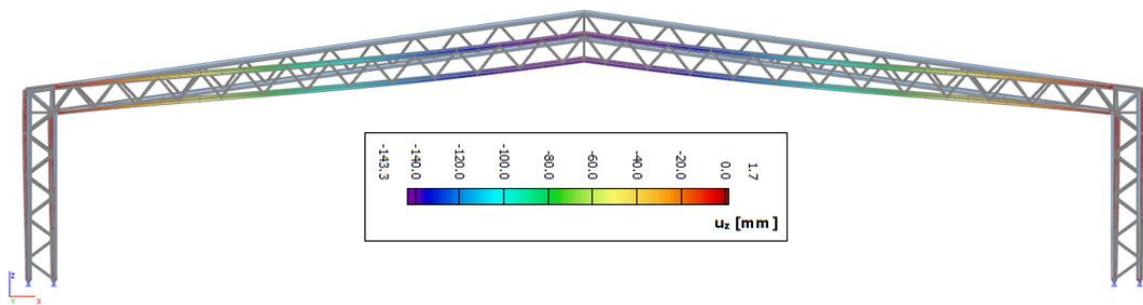


Figura 4.24 – Deformada vertical da estrutura

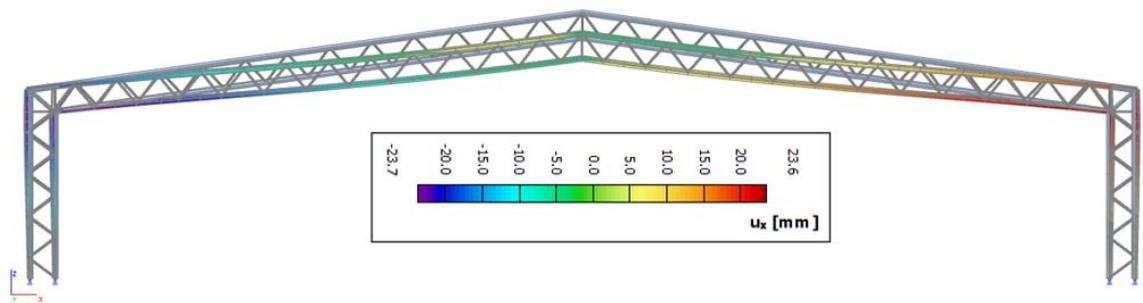


Figura 4.25 – Deformada horizontal da estrutura

- **Quantidade de material usado**

No Quadro 4.29 pode ver-se o peso total por pórtico em elementos estruturais principais e secundários.

Quadro 4.29 – Quantidade de material usado

Quantidade de material										
Cordas			Diagonais				Madres		P _{total} /P	
t=3.0	A (cm ²)	L _t (m)	P/p (ton)	t=2.0 mm	A (cm ²)	L _t (m)	P/p (ton)	Massa (kN/m)	P/p (ton)	5.11
	28.77	8.0	0.18		6.56	85.39	0.44			
t=2.0	A (cm ²)	L _t (m)	P/p (ton)	t=1.25 mm	A (cm ²)	L _t (m)	P/p (ton)	0.04	0.81	
	19.96	192	2.99		4.14	216.01	0.70			

4.6 Discussão dos resultados

Neste subcapítulo será efetuada uma discussão dos resultados obtidos no capítulo anterior de forma a comparar as soluções estruturais apresentadas. Serão comparados alguns parâmetros que influenciam economicamente cada solução, como por exemplo o peso, n° de madres, o volume para transporte, etc.

No que diz respeito ao fator do peso, visto haver 3 soluções discutidas neste trabalho com vãos diferentes, uma comparação direta destes parâmetros não se justifica. Assim, comparou-se o peso de aço por metro quadrado de área coberta por um pórtico.

Os valores apresentados no Quadro 4.30 incluem o peso de madres e dos travamentos considerados embora não incluam o peso dos contraventamentos.

Quadro 4.30 – Comparação do peso de aço por metro quadrado

	Peso por metro quadrado		
	Sistema Porticado	Sistema treliçado Plano	Sistema treliçado Espacial
P/p (ton)	4.08	6.32	5.11
P/m ² (kg/m ²)	28.33	31.58	18.97

Como se pode verificar, a solução com menor peso de aço por metro quadrado corresponde ao caso de estudo em sistema treliçado espacial, seguido do sistema porticado. Assim, o sistema estrutural porticado é 49.31% mais pesado que o sistema treliçado espacial, aumentando este valor para 66.40% para o sistema treliçado plano. Relativamente aos sistemas treliçados, verificou-se que o peso de diagonais e montantes face ao peso total por pórtico apresenta alguma discrepância, obtendo-se valores de 17.05% e 22.21% para o sistema plano e espacial, respetivamente. Os números de madres a aplicar por pórtico para cada caso de estudo apresentam valores semelhantes. O caso porticado requer 35 madres, aumentando este valor para 36 e 38 para as treliças planas e espaciais, respetivamente.

Outro facto que tem grande impacto no preço final das estruturas metálicas prende-se com o transporte. Um transporte mais eficiente significa um menor custo global da estrutura. Assim, secções que encaixem umas nas outras são mais favoráveis, por requererem menos volume transporte. Com o intuito de verificar qual a solução mais facilmente transportada, sobrepuseram-se elementos na área efetiva de um contentor de transporte 40' Standard, de dimensões (interiores) de 12032 x 2390 x 2350 mm (CxHxL). Verificou-se que se conseguiam transportar 97 perfis da secção do pórtico, 90 perfis da secção da treliça e 135 perfis *Sigma* do caso de estudo em treliça plana. Assim, em termos de transporte a solução mais compacta é a treliça plana, seguido do pórtico e por último a treliça espacial.

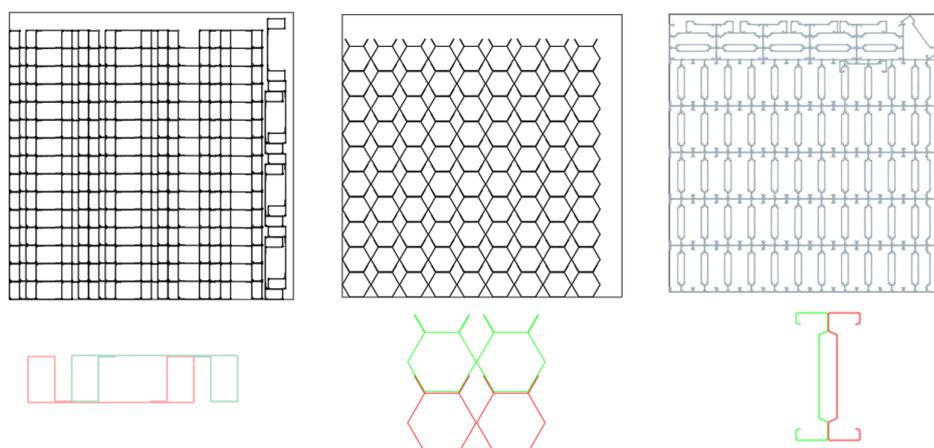


Figura 4.26 – Arranjo das secções dentro do contentor de transporte

5 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Era objetivo desta dissertação investigar a possibilidade de utilização de perfis de AEF na conceção de soluções estruturais de grande vão (acima dos 35 metros). Para isso desenvolveram-se e analisaram-se 3 possíveis soluções, uma em sistema porticado e duas em sistemas treliçados com uma treliça plana e uma treliça espacial. Os vãos vencidos pelas soluções analisadas são de 36 m e 50 m para o pórtico e as treliças, respetivamente. Com base nos resultados obtidos pode concluir-se que:

- É possível conceber soluções de grande vão em aço enformado a frio;
- É possível resolver os problemas de estabilidade estruturais, tão características deste material, com um adequado número de travamentos ou com espessura da ordem dos 3 mm;
- É possível conceber secções com formas otimizadas capazes de suportar os esforços que irão receber;
- As duas secções propostas revelaram ser boas soluções, capazes de resistir aos esforços solicitantes com espessuras reduzidas para os vãos estudados;
- Os casos de estudo revelaram-se boas soluções no que se refere à quantidade de material utilizado, sendo a estrutura em treliça plana a mais pesada seguida da estrutura em pórtico e por último a treliça espacial;
- Embora conduza a uma estrutura mais leve, a solução em treliça espacial é a pior solução em relação ao transporte dos elementos necessários;
- Das soluções estudadas as que representam soluções que mais facilmente podiam entrar no mercado são as estruturas em pórtico e as estruturas treliçadas planas devido a já haver soluções similares. Apesar do sistema estrutural treliçado espacial apresentar valores menores de aço por metro quadrado de cobertura falta ainda estudar mais aprofundadamente a secção proposta quer através de testes quer numericamente devido a, por exemplo, o Eurocódigo não apresentar metodologia de cálculo ao esforço transversal para secções desta geometria.

Como trabalhos futuros sugerem-se:

- Efetuar estudos mais detalhados para cada secção proposta, nomeadamente a secção do caso de estudo porticado e para o caso treliçado espacial. Efetuar campanha experimental com ensaios à compressão, flexão e corte para a primeira e testes à compressão e corte para a segunda;
- Aprofundar o estudo e conceção das ligações, que neste trabalho foram apenas pré-dimensionadas;
- Efetuar o dimensionamento dos mesmos casos de estudo tendo em conta os efeitos de segunda ordem e a ação do sismo;
- Efetuar um estudo de viabilidade económica, incluindo a execução e montagem, em parceria com as diversas empresas do setor que mostraram interesse e que de certa forma motivaram a realização deste estudo.

BIBLIOGRAFIA

- Anapayan, T., Mahendran, M. and Mahaarachchi, D. (2011) *Lateral distortional buckling tests of a new hollow flange channel beam*, Thin-Walled Structures. Elsevier, 49(1), pp. 13–25. doi: 10.1016/j.tws.2010.08.003.
- D. Beg, U. Kuhlmann, L. Davaine,. (2012) *Design of Plated Structures: Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-5 - Design of Plated Structures*. doi: 10.1002/9783433601143.
- Bitarafan, M. et al. (2012) *Evaluating the construction methods of cold-formed steel structures in reconstructing the areas damaged in natural crises, using the methods AHP and COPRAS-G*, Archives of Civil and Mechanical Engineering. Elsevier, 12(3), pp. 360–367. doi: 10.1016/j.acme.2012.06.015.
- Borges Dinis, P. and Camotim, D. (2010) *Local/distortional mode interaction in cold-formed steel lipped channel beams*, Thin-Walled Structures. Elsevier, 48(10–11), pp. 771–785. doi: 10.1016/j.tws.2010.01.005.
- Burstrand, H. (2000) *Light gauge steel framing for housing*, SBI – Swedish Institute of Steel Construction, Publication 170, Stockholm, Sweden.
- CEN (2006) *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*, Comité Européen de Normalização, Bruxelas.
- Craveiro, H. D. da S., (2016) *Fire resistance of cold-formed steel columns*. Tese de doutoramento em Engenharia Civil, no ramo de Engenharia de Segurança ao Incêndio, apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Dubina, D., Ungureanu, V. and Gília, L. (2015) *Experimental investigations of cold-formed steel beams of corrugated web and built-up section for flanges*, Thin-Walled Structures. Elsevier, 90, pp. 159–170. doi: 10.1016/j.tws.2015.01.018.
- Dubina, D., Ungureanu, V. and Landolfo, R. (2012). *Design of Cold-formed Steel Structures. Eurocode 3: Design of Steel structures. Part 1-3: Design of cold-formed steel structures*, ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, Wiley-Blackwell, 676 p.
- Frisomat (2018) – Frisomat: Hangares e Pavilhões em aço enformado a frio. Acedido a 14 de Janeiro de 2018 em: <http://www.frisomat.pt/Tipos.aspx>.

Georgieva, I., Schueremans, L., Vandawalle, L., Pyl, L. (2012) *Design of built-up cold-formed steel columns according to the direct strength method*, Procedia Engineering, 40, pp. 119–124. doi: 10.1016/j.proeng.2012.07.066.

Hancock, G. J. (1997) *Light gauge construction*, Progress in Structural Engineering and Materials. Available at: <http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/pse.2260010107/abstract>.

Hilti (2018) – Hilti – Especialista em materiais para profissionais da construção. Acedido a 30 de Março de 2018 em: <https://www.hilti.pt/fixa%C3%A7%C3%A3o-direta/pregos-e-cavilhas-de-uso-geral-para-ferramentas-de-fixa%C3%A7%C3%A3o-direta/r3650>.

IPQ (2012) *Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de Aço - Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas*, Instituto Português da Qualidade, Caparica.

Karren, W. K., Winter, George. (1967) *Effects of Cold-forming on Light-gage Steel Members*, Journal of the Structural Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 93(1), pp. 433–469.

Keerthan, P., Mahendran, M. and Hughes, D. (2014) *Numerical studies and design of hollow flange channel beams subject to combined bending and shear actions*, Engineering Structures. Elsevier, 75, pp. 197–212. doi: 10.1016/j.engstruct.2014.05.022.

Kesawan, S., Mahendran, M., Dias, Y., & Zhao, W. Bin. (2017). *Compression tests of built-up cold-formed steel hollow flange sections*. Thin-Walled Structures, 116(March), 180–193. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.03.004>.

Landolfo, R., Mammana, O., Portioli, F., Di Lorenzo, G., & Guerrieri, M. R. (2008). *Laser welded built-up cold-formed steel beams: Experimental investigations*. Thin-Walled Structures, 46(7–9), 781–791. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2008.03.009>.

Lee, Y. H., Tan, C. S., Mohammad, S., Md Tahir, M., & Shek, P. N. (2014). Review on cold-formed steel connections. The Scientific World Journal, 2014. <https://doi.org/10.1155/2014/951216>.

Perfitec (2018) *Perfitec – Revestimentos metálicos*. Acedido a 23 de Março de 2018 em: <http://perfitec.pt/xframe/>.

Rhodes, J. (1991). *Design of Cold Formed Steel Members*, Elsevier Science Publisher, UK: London.

Rondal, J. (2000) *Cold formed steel members and structures: General Report*, Journal of Constructional Steel Research, 55, pp. 155–158. doi: [http://dx.doi.org/10.1016/S0143-974X\(99\)00083-8](http://dx.doi.org/10.1016/S0143-974X(99)00083-8).

Sadef (2018) – Sadef – Building Steel Profiles Brochure. Acedido a 2 de Abril de 2018 em: <http://www.sadef.com/en/tools-and-downloads/brochures>.

Screw Boss (2018) Screw Boss - Professional Self Drilling Screw and Self Tapping Screw Supplier in Taiwan. Acedido a 30 de Março de 2018 em: <https://www.screwboss.com/en/product/Stainless-Steel-Self-Drilling-Screws/11-stainless-steel-self-drilling-screws.html>.

Selby Bolt & Nuts (2018) Selby Bolt & Nuts - Nuts, Bolts, Screws, Nails & Washers. Acedido a 30 de Março de 2018 em: <http://www.selbyboltandnutltd.co.uk/>.

Simões, R.A.D. (2014). Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de Aço: Parte 1-1: regras gerais e regras para edifícios, 3ª ed. Coimbra: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2014.

Telhanorte (2018) Telhanorte - multiespecialista em construção, reforma e manutenção. Acedido a 30 de Março de 2018 em: <https://www.telhanorte.com.br/rebite-de-aluminio-3-2x12mm-com-20-unidades-bemfixa-1343211/p>.

Titans Genaral Stores (2018) Titans Genaral Stores – Rebuilding your world. Acedido a 30 de Março de 2018 em: http://www.titansgeneralstores.com/?page_id=43.

Tomà, A., G. Sedlacek, and K. Weynand. (1993) *Connections in Cold-Formed Steel, Thin-Walled Structures*, Vol. 16, pp. 219–37.

Veljkovic, M. and Johansson, B. (2008) *Thin-walled steel columns with partially closed cross-section: Tests and computer simulations*, Journal of Constructional Steel Research, 64(7–8), pp. 816–821. doi: 10.1016/j.jcsr.2008.01.038.

Yu, W. and LaBoube, R.A. (2010). *Cold-Formed Steel Design – Fourth Edition*, John Wiley & Sons, Inc., USA, 767 p.