

SOLUÇÕES OTIMIZADAS DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM AÇO LEVE PARA PARQUES FOTOVOLTAICOS

AFONSO SCHOEPPEN MAGALHÃES DE CASTRO OLIVEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor José Miguel Castro

Coorientador: Professor Doutor Luís Augusto Ferreira Rodrigues de Macedo

JUNHO DE 2019

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2018/2019

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2018/2019 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2019.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo autor, não podendo o editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo autor.

Aos meus Pais

“Structural engineering is the art of modelling materials we do not wholly understand, into shapes we cannot precisely analyse, so as to withstand forces we cannot properly assess, in such a way that the public at large has no reason to suspect the extent of our ignorance.”

Dykes, 1946 cit. Schmidt, 2009, p.9

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho resulta de um culminar de cinco anos de muita aprendizagem que traduz o meu percurso académico. Todos os colegas que vivenciaram comigo neste longo trajeto são dignos do meu respeito e agradecimento, pelos bons momentos que tivemos e a oportunidade de partilhar em contexto de estudo e fora deste, tornando esta fase da minha vida muito mais agradável e memorável.

Ao Professor José Miguel Castro por ter proposto o tema em que este trabalho se baseia, pela sua disponibilidade e por ter sugerido a escolha de um tema de dissertação que se apresentou como um estimulante desafio e não como um a opção menos laboriosa e não tão enriquecedora.

Ao Professor Luís Macedo, meu coorientador neste trabalho, por todo o excecional apoio prestado nestes meses e fundamentalmente pela transmissão de conhecimentos no setor do dimensionamento de estruturas metálicas.

À empresa SimpleAxis, nomeadamente ao Eng.º Gilberto Alves e ao Eng.º João Nogueira que contribuíram para que conseguisse superar dificuldades que foram surgindo, facultando-me informação pertinente.

Por último, à minha família, principalmente aos meus pais, por todo o sacrifício e esforço que fizeram por minha causa e que me moldou no homem que sou hoje.

RESUMO

O crescente investimento em novos projetos de parques fotovoltaicos deve-se essencialmente à significativa queda do custo dos painéis solares registada nos últimos anos, tornando a estrutura metálica na qual estes se apoiam, num elemento relevante em termos de custo neste tipo de fonte energética renovável.

Com o recurso à utilização de perfis de aço enformados a frio na composição da estrutura de suporte, obtêm-se soluções estruturais bastante leves e económicas, continuando a verificar-se todas as condições de segurança impostas pelas respetivas regulamentações nacionais e internacionais.

Neste trabalho começou-se por recorrer ao desenvolvimento de um modelo numérico de representação de uma estrutura original. Seguiu-se uma quantificação das ações atuantes a considerar na análise da estrutura. De seguida procedeu-se ao estudo das verificações de segurança, tendo-se encontrado de entre uma gama de perfis de aço de classe S280, disponíveis para utilização no dimensionamento, a solução da estrutura mais otimizada em termos de peso de aço.

Na sequência deste dimensionamento inicial, foram efetuadas variações que contemplaram entre outras, o número e o distanciamento entre pórticos existentes na estrutura, de forma a estudar o seu impacto no dimensionamento e nas soluções otimizadas encontradas. A discussão dos resultados obtidos desta análise pode ser encontrada no último capítulo deste trabalho, da qual se destacou uma redução de peso da estrutura em 17%, para o caso da mesma conter 6 vãos sobre uma distância de 1,85 m, comparativamente à estrutura original de 3 vãos.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas metálicas, energias renováveis, perfis de aço enformados a frio, dimensionamento de estrutura.

ABSTRACT

A greater investment in new solar parks projects is specially explained by the significant drop in photovoltaic panels cost over the recent years, making the metallic supporting structure into an element of higher consideration, for the project financially.

Cold formed steel profiles are used in the composition of such structures, leading to very light structural solutions as well as economic and still verify all the necessary safety conditions implanted by the respective regulation.

Initially, a numerical model was developed to represent the original structure for dimensioning. An analysis was followed involving the loads of the different actions applied to the structure, a study of safety verifications and within a set of cold formed S280 steel profiles, a lighter and more optimized steel structure was found.

Posteriorly to this dimensioning, some changes on the structural disposition were tested. The span between frames was modified to quantify its impacts on the possible solutions derived of proper dimensioning. In the last chapter of this thesis, the results are addressed and discussed, pointing to a cost reduction of 17% in comparison with the 3-span original structure, when a version of the same holds 6 spans of 1,85 m each.

KEYWORDS: Metallic structures, renewable energies, steel cold formed profiles, structure design, structural optimization.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA DE TRABALHO	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	2
2. ESTRUTURAS METÁLICAS PARA PARQUES FOTOVOLTAICOS	5
2.1. TECNOLOGIAS	5
2.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS	7
2.2.1. Perfis utilizados	7
2.2.2. Material – Aço vs. Alumínio.....	8
3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL PARA PARQUES FOTOVOLTAICOS	11
3.1. PERFIS ENFORMADOS A FRIO.....	11
3.2. AÇÕES	12
3.3. ANÁLISE ESTRUTURAL	17
4. CASO DE ESTUDO	27
4.1. APRESENTAÇÃO E DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	27
4.2. ANÁLISE ESTRUTURAL	28
4.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	29
4.3.1. Esforços atuantes.....	29
4.3.2. Esforços resistentes	29
4.3.3. Estado limite de utilização	36
5. ESTUDO PARAMÉTRICO.....	37
5.1. CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO	37
5.2. RESULTADOS OBTIDOS	38
6. CONCLUSÃO	43
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	43
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	43
BIBLIOGRAFIA	45

ANEXOS.....	47
ANEXO A: COMBINAÇÕES DE AÇÕES	48
ANEXO B: CORRESPONDÊNCIA ENTRE SEÇÃO TRANSVERSAL E CURVA DE ENCURVADURA	49
ANEXO C: PERFIS UTILIZADOS NO DIMENSIONAMENTO.....	51
ANEXO D: DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA INICIAL DE 3 VÃOS.....	55

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Tipologias de apoio (Comstock, O. 2014).....	5
Figura 2 – Comparação de produção energética entre a utilização de estruturas fixas e com rotação de um eixo (GTM Research, Solvida Energy Group, Inc.).....	6
Figura 3 – Exemplo de utilização de madres com seção em Z (Sanghvi Ispat Industries, India)	7
Figura 4 – Exemplo de recurso a madres com seção em Ω (Go Green Renewable Energies (P) Ltd, India).....	8
Figura 5 – Comparação de custos dos diferentes setores do projeto apresentada em \$/W (Werner, C.2013).....	9
Figura 6 – Seção em aço galvanizado (Product lab by “O Feliz”)	10
Figura 7 – Seção em alumínio extrudido (Hentec Industry).....	10
Figura 8 – Mapa das diferentes zonas (adaptado de EN 1991-1-3, 2009).....	13
Figura 9 – Coeficiente de rugosidade (adaptado de EN 1991-1-4, 2010).....	14
Figura 10 – Representação do escoamento de ar numa cobertura isolada sem obstrução sob a mesma (adaptado de EN 1991-1-4, 2010).....	15
Figura 11 – Localização e sentido do centro de força para coberturas isoladas de uma vertente (adaptado de EN 1991-1-4, 2010).....	16
Figura 12 – Divisão da área da cobertura em planta (adaptado de EN 1991-1-4, 2010).....	16
Figura 13 – Curvas de encurvadura (adaptado de EN 1993-1-1, 2010).....	22
Figura 14 – Deslocamentos verticais a considerar (adaptado de EN 1993-1-1, 2010)	25
Figura 15 – Modelo de barras da estrutura	27
Figura 16 – Complementos na determinação dos parâmetros C1, C2 e C3 (Simões da Silva, 2007)	31
Figura 17 – Diagrama de momento fletor em y-y de um vão de madre	31
Figura 18 – Diagrama de momento fletor em y-y de um vão de viga	32
Figura 19 – Diagrama de momento fletor em y – y de um poste traseiro	35
Figura 20 – Fundações típicas para estruturas de suporte de painéis solares (Bushong, S., 2014) ...	39
Figura 21 – Contributo das madres para o peso total da estrutura	40
Figura 22 – Custo total das estruturas como dos seus elementos	41
Figura 23. 1 - Casos de carga considerados	48
Figura 23. 2 - Combinações para ULS e SLS.....	48
Figura 24. 1 - Curvas de encurvadura de acordo com o tipo de seção transversal (adaptado de EN 1993-1-3)	49
Figura 24. 2 - Seções transversais monossimétricas suscetíveis de sofrer efeito de encurvadura devido à torção-flexão (adaptado de EN 1993-1-3).....	50
Figura 25. 1 - Seção Ω 80 (retirado do catálogo “O Feliz”).....	51
Figura 25. 2 - Seção Ω 120 (retirado do catálogo “O Feliz”).....	51
Figura 25. 3 - Seção Ω 160 (retirado do catálogo “O Feliz”)	52
Figura 25. 4 - Seção C 140 (retirado do catálogo “O Feliz”).....	52
Figura 26. 1 - Perfis de seção C disponibilizados pela SimpleAxis	53
Figura 26. 2 - Perfis em seção C disponibilizados pela SimpleAxis	54
Figura 27. 1 - Cálculos para a madre de seção Ω 120 x 1,0	55
Figura 27. 2 - Cálculos para a madre de seção Ω 120 x 1,0	55
Figura 27. 3 - Cálculos para a viga de seção C 70 x 2,0	56
Figura 27. 4 - Cálculos para a viga de seção C 70 x 2,0	57
Figura 27. 5 - Cálculos para os postes traseiros e dianteiros de seção C 70 x 1,5.....	58
Figura 27. 6 - Cálculos para os postes traseiros e dianteiros de seção C 70 x 1,5.....	59

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Comparação entre valor reciclado dos metais expressos em \$/lbs (Werner, C.2013)	9
Tabela 2 – Valores de cp, net e de cf para coberturas isoladas de uma vertente (adaptado de EN1991-1-4, 2010)	17
Tabela 3 - Valores recomendados para os coeficientes Ψ para edifícios (adaptado de EN1990, 2009)	19
Tabela 4 - Determinação do valor de fbv (adaptado de EN1993-1-3, 2006)	21
Tabela 5 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (adaptado de EN1993-1-1, 2010)	23
Tabela 6 – Valores recomendados para os limites de deslocamentos verticais (adaptado de EN1993-1-1, 2010)	25
Tabela 7 – Valores base para o cálculo das ações do vento e neve.....	28
Tabela 8 – Resultados das ações do vento e da neve expressos em kN/m^2	28
Tabela 9 – Esforços atuantes expressos em $kN \cdot m$ e kN	29
Tabela 10 – Verificações seccionais da madre	30
Tabela 11 – Procedimento de cálculo na obtenção dos valores de C1 e C3 (Simões da Silva 2007).	30
Tabela 12 – Valor do momento fletor resistente para a madre e os valores necessários na sua determinação.....	31
Tabela 13 – Verificação de segurança à encurvadura lateral da madre	32
Tabela 14 – Verificações seccionais da viga	32
Tabela 15 – Valor do momento fletor resistente da viga e os valores necessários na sua determinação	32
Tabela 16 – Verificação de segurança à encurvadura lateral da viga	33
Tabela 17 – Esforço crítico axial para a viga no plano e fora do plano	33
Tabela 18 – Valores resistentes ao esforço axial perante o efeito de encurvadura da viga	33
Tabela 19 – Verificação de segurança à encurvadura da viga comprimida e verificação da interação do momento fletor e esforço de compressão axial	33
Tabela 20 – Verificações seccionais do poste	35
Tabela 21- Valor do momento fletor resistente do poste e os valores necessários na sua determinação	35
Tabela 22 - Verificação de segurança à encurvadura lateral do poste.....	36
Tabela 23 - Esforço crítico axial para o poste no plano e fora do plano	36
Tabela 24 - Valores resistentes ao esforço axial perante o efeito de encurvadura do poste	36
Tabela 25 - Verificação de segurança à encurvadura do poste comprimido e verificação da interação do momento fletor e esforço de compressão axial	36
Tabela 26 – Verificações de segurança em estado limite de utilização	36
Tabela 27 – Dimensões dos vãos nas diferentes versões estudadas	37
Tabela 28 – Constituição das estruturas otimizadas	38
Tabela 29 – Custo das soluções estruturais e os seus contribuintes	40

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

Simbologia

Letras maiúsculas latinas

A	Ação de acidente
A_{eff}	Área efetiva de uma seção transversal
A_g	Área bruta de uma seção transversal
C_1	Coeficiente dependente da forma do diagrama de momento fletor e das condições de apoio, obtidas a partir da Tabela 12
C_2	Coeficiente dependente da forma do diagrama de momento fletor e das condições de apoio, obtidas a partir da Tabela 12
C_3	Coeficiente dependente da forma do diagrama de momento fletor e das condições de apoio, obtidas a partir da Tabela 12
C_d	Valor nominal ou uma função dos valores de cálculo de certas propriedades dos materiais
C_z	Coeficiente dependente da zona
E	Módulo de elasticidade
E_d	Valor de cálculo do efeito das ações
G	Ação permanente; Módulo de distorção
H	Altitude do local, em metros
I_t	Constante de torção de St.Venant
I_v	Intensidade de turbulência à altura
I_w	Constante de empenamento
I_y	Valor da inércia de uma seção transversal segundo o eixo y-y
I_z	Valor da inércia de uma seção transversal segundo o eixo z-z
L	Comprimento referência do elemento linear
L_T	Comprimento de encurvadura por torção e/ou flexão-torção
L_y	Comprimento de encurvadura no plano
L_z	Comprimento de encurvadura fora do plano
$M_{b,RD}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura
$M_{c,RD}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma seção transversal
M_{cr}	Momento crítico elástico de encurvadura lateral

$M_{cy,ED,com}$	Valor do momento fletor resistente da seção transversal, sujeita à máxima compressão, devida à flexão em torno do eixo y-y
$M_{cy,ED,ten}$	Valor do momento fletor resistente da seção transversal, sujeita à máxima tração, devida à flexão em torno do eixo y-y
$M_{cy,RD}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo y-y de uma seção transversal
$M_{cz,ED,com}$	Valor do momento fletor resistente da seção transversal, sujeita à máxima compressão, devida à flexão em torno do eixo z-z
$M_{cz,ED,ten}$	Valor do momento fletor resistente da seção transversal, sujeita à máxima tração, devida à flexão em torno do eixo z-z
$M_{cz,RD}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo z-z de uma seção transversal
M_{ED}	Valor de cálculo do momento fletor atuante
$M_{y,ED}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y
$M_{z,RD}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z
N	Valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástico considerado, determinado com base nas propriedades da seção transversal bruta
$N_{b,RD}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
$N_{c,RD}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma seção transversal
$N_{cr,T}$	Valor crítico de esforço de encurvadura elástica por torção
$N_{cr,TF}$	Valor crítico de esforço de encurvadura elástica por flexão-torção
$N_{cr,y}$	Valor crítico do esforço de encurvadura elástica segundo o eixo y-y da seção transversal
$N_{cr,z}$	Valor crítico do esforço de encurvadura elástica segundo o eixo z-z da seção transversal
N_{ED}	Valor de cálculo do esforço normal atuante
$N_{t,RD}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à tração de uma seção transversal
Q	Ação variável
R_d	Valor de cálculo da resistência
$V_{b,RD}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente
W_{eff}	Módulo de flexão de uma seção transversal efetiva
W_y	Módulo de flexão em torno do eixo y-y

Letras minúsculas latinas

c_f	Coeficiente de força global
c_o	Coeficiente de orografia
$c_{p,net}$	Coeficiente de pressão resultante
c_r	Coeficiente de rugosidade
f_{bv}	Tensão de cedência de acordo com o efeito de encurvadura definida na Tabela 5
f_y	Tensão de cedência
f_{ya}	Tensão de cedência média
f_{yb}	Tensão de cedência base
h_w	Altura da alma;
i_0	Raio de giração polar da seção em relação ao centro de corte
I_{fc}	Inércia do banzo comprimido
I_{ft}	Inércia do banzo tracionado
k_w	Parâmetro de restrição ao empenamento das seções de extremidade
k_z	Fator de rotação das seções extremas, em torno do eixo de menor inércia z-z
q_p	Pressão dinâmica de pico
s_k	Valores característicos da carga da neve ao nível do solo
t	Espessura
v_b	Valor de referência da velocidade do vento
$v_{b,o}$	Valor básico da velocidade de referência
v_m	Velocidade média do vento
y_0	Coordenada em relação ao eixo y-y
y-y	Eixo de uma seção transversal
z_0	Comprimento de rugosidade
z_g	Parâmetro dependente da geometria da seção transversal
z_j	Parâmetro dependente da geometria da seção transversal
z_{min}	Altura mínima definida na Tabela 2
z-z	Eixo de uma seção transversal

Letras maiúsculas gregas

$\Delta M_{y,ED}$	Valor do momento fletor devido à excentricidade ao eixo baricêntrico y-y
$\Delta M_{z,ED}$	Valor do momento fletor devido à excentricidade ao eixo baricêntrico z-z

Letras minúsculas gregas

α	Inclinação da cobertura/“mesa”; Fator de imperfeição associado ao modo de encurvadura considerado
β	Parâmetro de assimetria
β_w	Quociente entre o módulo de flexão efetivo e módulo de flexão bruto
γ_G	Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, que também cobre incertezas de modelação e desvios nas dimensões
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe
γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
γ_Q	Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, que também cobre incertezas de modelação e desvios nas dimensões
γ_{Rd}	Coeficiente parcial associado à incerteza do modelo de resistência
γ_{Sd}	Coeficiente parcial associado à incerteza do modelo das ações e/ou dos seus efeitos
δ_0	Contra-flecha da viga no estado não carregado, (estado (0))
δ_1	Variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação, (estado (1))
δ_2	Variação da flecha da viga devido à ação variável de base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis (estado (2))
δ_{max}	Flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios
ρ	Massa volúmica do ar
σ_v	Desvio padrão da turulência da velocidade do vento
φ	Fator de obstrução
ϕ	Inclinação da alma da seção; Parâmetro de cálculo do coeficiente de redução χ
χ	Coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
χ_{LT}	Coeficiente de redução para a encurvadura lateral
Ψ_0	Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável

Ψ_1	Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
Ψ_2	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável
Ψ_f	Parâmetro obtido através da expressão presente na Figura 17
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbelteza normalizada para encurvadura lateral
$\bar{\lambda}_w$	Esbelteza normalizada da alma

Abreviaturas

AISI	American Iron and Steel Institute
CEN	Comité Européen de Normalização
EN	Norma Europeia
LSF	Light Steel Framing
MIT	Instituto de Tecnologia de Massachussets
NA	Anexo Nacional
SA	SimpleAxis
SLS	Estado limite de utilização
ULS	Estado limite último

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

A aposta em energias renováveis não para de crescer, em todo o mundo e o contributo da energia a partir de fontes renováveis tem aumentado progressivamente, tal deve-se à maior quantidade de projetos envolvendo energias renováveis e ao aprimorar contínuo dessas mesmas tecnologias.

A necessidade de substituir o petróleo por um combustível “limpo” e renovável tem vindo a ganhar interesse sobretudo devido a questões ambientais. A utilização de energias fósseis e dentro delas o petróleo e os seus derivados, têm comprovadamente sido associadas à degradação das condições ambientais (entre elas o aumento do buraco na camada de ozono com o consequente aumento da temperatura do globo, do recuo dos glaciares do Ártico e Antártico, da invasão de plásticos espalhados pelos oceanos, assim como da qualidade do próprio ar que respiramos).

Como referido anteriormente, os setores das energias renováveis têm vindo a adquirir protagonismo enquanto fornecedores alternativos às fontes fósseis e nucleares. De entre as energias renováveis (eólica, hidráulica, geotérmica, biomassa ou a partir do hidrogénio), a energia fotovoltaica, destaca-se das restantes pela mais fácil obtenção, aplicabilidade e de retorno financeiro mais rápido e com menores riscos.

Investigadores do Instituto de Tecnologia de Massachussets (MIT) analisaram as principais causas da queda contínua do preço da energia solar nas últimas quatro décadas. Segundo o relatório, a pesquisa e desenvolvimento neste setor, a política governamental para ajudar a crescer o mercado a nível global e a maior eficiência da conversão de energia solar em energia elétrica foram as principais causas que contribuíram para a queda dos preços em projetos de parques solares. A economia de escala também contribui muito na redução de custos, apontando o estudo para uma queda total de custos de 99% comparativamente a 1980 (Chandler, D. 2018).

Em Portugal e no mundo, licenças de projeto para novos parques solares continuam a surgir e com a drástica redução de preço nestes projetos devido à evolução, principalmente dos painéis fotovoltaicos, as estruturas metálicas que servem de apoio aos mesmos passaram a adquirir maior peso no custo total do projeto, face à tecnologia envolvida nas primeiras gerações de parques solares.

1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA DE TRABALHO

A pertinência na redução de custos por parte das estruturas metálicas de suporte na instalação de um parque fotovoltaico tem vindo a evoluir, sendo possível mitigar estes custos recorrendo a soluções que envolvem a utilização de diferentes perfis metálicos, ao emprego de disposições de pórtico-madre

alternativos, a fundações menos complexas e de mais rápida instalação, mantendo os necessários níveis de robustez e segurança exigíveis, passando inclusive pela possível substituição do aço por outros metais.

Este trabalho é desenvolvido em ambiente empresarial, na empresa SimpleAxis, em torno da análise estrutural de uma “mesa” de suporte a painéis fotovoltaicos composta por perfis em aço S280 enformados a frio com 1,0 a 2,5 mm de espessura. Pretende-se analisar o processo de dimensionamento da mesma e estudar as ações a considerar, através da aplicação da norma EN 1991 – Ações em estruturas, nomeadamente parte 1-3 e parte 1-4. Como objetivo complementar serão também quantificados os esforços resistentes através do uso da norma EN 1993 – Projetos de estruturas de aço, mais concretamente parte 1-3 e 1-5.

Visto tratar-se de uma estrutura constituída por perfis enformados a frio, a esbelteza dos elementos faz com que as propriedades geométricas e mecânicas envolvidas no seu dimensionamento nem sempre correspondam às propriedades brutas que muitos catálogos destes perfis metálicos optam apenas por apresentar. De facto, recorrendo à norma EN 1993 – parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas, é possível determinar as propriedades efetivas a partir das propriedades brutas. Contudo, para a realização dos cálculos de dimensionamento neste trabalho admitiu-se trabalhar com catálogos de perfis de aço enformados a frio que já disponibilizem essas mesmas propriedades efetivas. Assim, recorreu-se a um catálogo comercial para obtenção de informação dos perfis que seriam utilizados na estrutura em questão. A SimpleAxis (S.A.) forneceu informação adicional de perfis enformados a frio para possibilitar uma otimização de dimensionamento que foi necessária para o caso do estudo e estudo paramétrico que são desenvolvidos no capítulo 4 e 5 deste trabalho.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação é composta por seis capítulos, seguindo estes sempre uma lógica sequencial.

Neste primeiro capítulo é apresentado um breve enquadramento do tema e dos objetivos do mesmo.

No Capítulo 2 encontra-se uma apresentação do panorama dos parques solares que estão em exploração, fazendo uma breve comparação entre diferentes projetos de estruturas de suporte a painéis fotovoltaicos, relativamente às tipologias e variações nos elementos estruturais utilizadas e o seu impacto no custo do projeto.

De seguida, no Capítulo 3, são abordados os métodos de cálculo utilizados neste trabalho relativamente à determinação e quantificação de esforços atuantes e esforços resistentes envolvidos no dimensionamento de uma estrutura metálica de suporte a painéis solares baseados nos regulamentos de dimensionamento correntes.

O Capítulo 4 serve de aplicação do que foi abordado no capítulo anterior sobre um caso de estudo de uma estrutura específica, propositadamente desenvolvida para este estudo, detalhando os resultados da análise do dimensionamento de cada elemento envolvido (madre, viga e poste traseiro e poste dianteiro).

Um estudo paramétrico é realizado e descrito no Capítulo 5, apoiado na alteração do comprimento do vão entre pórticos da estrutura original do caso de estudo (com 3 vãos) e consequente adição (até ao máximo de 3) ou remoção (1) de pórticos, procedendo-se à análise desse impacto no dimensionamento e no peso relativo das madres sobre o peso total da estrutura, bem como o peso económico de cada uma destas soluções.

Por fim, as considerações finais do trabalho desenvolvido são apresentadas no Capítulo 6, assim como sugestões para eventuais desenvolvimentos futuros.

2

ESTRUTURAS METÁLICAS PARA PARQUES FOTOVOLTAICOS

2.1. TECNOLOGIAS

A evolução no setor da energia solar, nomeadamente, dos parques fotovoltaicos, levou a adoção de sistemas estruturais de apoio aos painéis fotovoltaicos que maximizassem a incidência de luz solar nos painéis e também que minimizassem o custo de instalação, operação e manutenção dos mesmos.

As estruturas de suporte a painéis fotovoltaicos diferem de projeto para projeto e a tecnologia da estrutura é uma dessas variáveis. Existem três principais tipos estruturais para parques fotovoltaicos: o fixo, o de rotação relativa a um eixo e o de rotação relativa a dois eixos. Estas tipologias estão esquematicamente apresentadas na Figura 1.

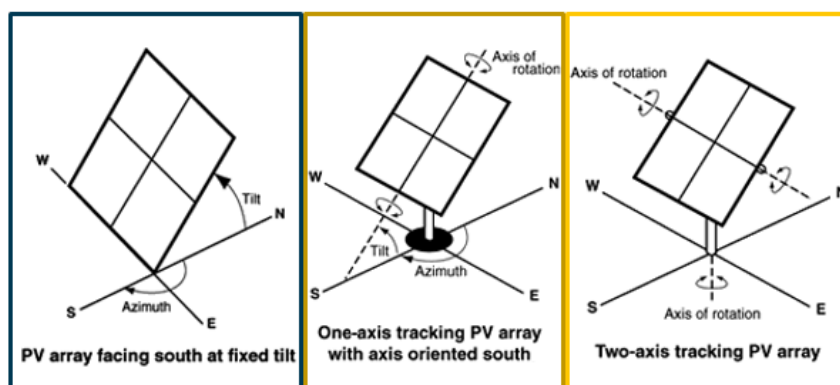


Figura 1 – Tipologias de apoio (Comstock, O. 2014)

Inegavelmente, os parques que apresentam estruturas com a possibilidade de rotação dos painéis fotovoltaicos são o que mais energia solar em energia elétrica conseguem converter, uma vez que a incidência solar sobre os painéis é superior ao longo do dia e, no caso de rotação biaxial, ao longo do ano. O desenvolvimento do sistema que permite a rotação dos painéis já conta com grandes avanços que proporcionaram a redução do custo desta tecnologia mais eficiente, no entanto, a viabilidade de optar por esta tecnologia em detrimento de estruturas fixas envolve análise de um conjunto de parâmetros.

Seria de presumir que as empresas optassem cada vez mais pela tecnologia que permite aos painéis solares acompanharem o movimento do sol para possibilitar maior produção de energia, contudo, a realidade é que muitas empresas, em muitos projetos continuam a recorrer às estruturas fixas simples.

A razão disto advém do facto de que, como em muitas decisões no projeto, a tecnologia de rotação apresenta vantagens e desvantagens. A maior vantagem é bastante óbvia (já anteriormente exposta), é a sua eficiência de produção energética. Em parques solares de dimensões idênticas, o acréscimo de produção encontra-se entre os 15 e 30%, relativamente às estruturas fixas. Esta diferença é visível na Figura 2 abaixo apresentada, onde vários casos em diferentes cidades do mundo são comparados.

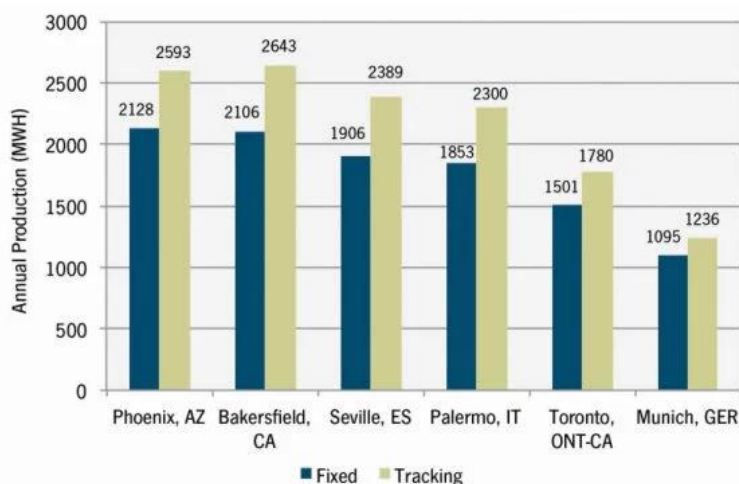


Figura 2 – Comparação de produção energética entre a utilização de estruturas fixas e com rotação de um eixo (GTM Research, Solvida Energy Group, Inc.)

A diferença de produção de energia entre estruturas com rotação a um eixo e a dois é bastante menos significativa, havendo apenas um aumento de 5 a 10%. Os custos de instalação, operação e manutenção são mais elevados em estruturas com rotação a dois eixos, tornando a viabilidade de optar por esta tecnologia mais difícil e, por isso, raramente se utiliza.

As principais desvantagens das estruturas com rotação a um eixo estão relacionadas com as características do terreno onde se encontram. Vento, topografia acidentada e características do solo são fatores que potencialmente podem inviabilizar a escolha desta tecnologia. Na eventualidade de ventos na ordem dos 95 km/h ou superiores, os painéis adotam a posição horizontal de maneira a reduzir os esforços instalados na estrutura metálica, o que minimiza a incidência solar sobre as células fotovoltaicas, levando a uma consequente redução na conversão de energia solar em energia elétrica. A topografia do terreno também necessita de ser controlada uma vez que, uma inclinação superior a 5% na direção perpendicular à rotação da estrutura pode impedir o movimento da mesma, visto tratar-se de mesas rotativas normalmente de grande dimensão. Por último, as características do solo também podem condicionar estas estruturas visto necessitarem de fundações maiores e mais profundas, potenciadas pela rotação da “mesa” de suporte que leva ao aumento do esforço de momento fletor no poste. Na hipótese do maciço rochoso se encontrar a pouca profundidade, a fundação por cravação dos postes não é exequível, sendo necessário recorrer a perfuração o que, por si, eleva os custos de instalação. Por norma, os projetos de parques fotovoltaicos têm um período de vida de 25 anos, o que faz com que a manutenção de sensores, motores e partes móveis seja mais significativa quando em comparação com estruturas de apoio fixas desprovidas destes elementos (McGee, D. 2016).

Assim, a realidade revela que grande parte das estruturas destes projetos são na verdade estruturas de apoio fixas apesar de acusarem valores de conversão energética inferiores.

2.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os perfis metálicos utilizados, tal como o material desses perfis, são outros parâmetros que distinguem os vários parques solares. A escolha destes fatores pode influenciar bastante os custos da obra, desde a produção da matéria prima dos perfis, o transporte, a instalação, a manutenção e até o valor residual dos elementos estruturais no final de vida do projeto.

2.2.1. PERFIS UTILIZADOS

A escolha dos perfis a incorporar nas estruturas assenta na maior parte dos casos em perfis de aço enformados a frio, isto porque estes perfis apresentam características ideais para este tipo de estruturas que têm uma altura reduzida e que estão expostas a ações relativamente baixas.

Estes perfis são produzidos a partir de chapa de aço de reduzida espessura, o que lhes atribui um peso significativamente mais baixo quando comparados com perfis metálicos laminados a quente. Assim, a estrutura apresenta um peso global significativamente menor, continuando a resistir às ações existentes. A instalação também é facilitada visto não ser necessário maquinaria pesada para transporte dos perfis metálicos.

Há casos onde perfis de aço laminados suportam painéis solares e até perfis metálicos tubulares, mas só em aplicações de menor escala, como aplicações domésticas, é que se encontram estes casos e onde a otimização da estrutura não tem a pertinência que ocupa no caso de grandes projetos de parques fotovoltaicos.

Os perfis mais utilizados são de seção transversal em C, Z e Ω , sendo o perfil C usualmente utilizado nos postes e vigas e o perfil Z e Ω nas madres. Na Figura 3 e Figura 4 que se seguem são apresentados exemplos da utilização destes perfis.



Figura 3 – Exemplo de utilização de madres com seção em Z (Sanghvi Ispat Industries, India)



Figura 4 – Exemplo de recurso a madres com seção em Ω (Go Green Renewable Energies (P) Ltd, India)

2.2.2. MATERIAL – AÇO VS. ALUMÍNIO

As estruturas metálicas presentes nestes investimentos variam também de tipo de material, podendo ser de alumínio, aço ou até uma combinação de ambos.

A utilização de perfis de alumínio extrudido é significativamente mais alta em aplicações domésticas e principalmente em estruturas sobre coberturas de edifícios devido às restrições de sobrecarga das mesmas. A grande razão pela qual a opção deste material parece mais evidente em relação ao aço, deve-se à diferença de peso, apresentando o aço e alumínio densidades de 2,70 e 7,85 g/cm³, respetivamente.

Focando a análise nos projetos de parques solares, a escolha de material a utilizar não é tão óbvia, havendo múltiplos fatores a ter em consideração. A aquisição dos perfis de metais distintos, a instalação e até a reciclagem das estruturas no final do seu período de vida diferem consoante a escolha.

Devido à diferença de peso próprio dos perfis de alumínio, o transporte e instalação destes na obra levam a uma poupança, comparativamente aos perfis em aço galvanizado, uma vez que necessitam de menos mão de obra para manipular os elementos, traduzindo-se também numa montagem mais rápida das estruturas. Apesar do custo de produção da matéria prima do alumínio ser mais elevado do que o do aço e de, neste caso, os perfis sofrerem um processo de extrusão em fábrica que os perfis enformados a frio não sofrem, o custo final é bastante competitivo em relação ao custo utilizando perfis de aço. Na Figura 5 que se segue é demonstrada a diferença de custos em diferentes setores para os casos de estruturas em coberturas planas domésticas, em parques fotovoltaicos de pequena, média e de grande dimensão.

PV Mounting Structure Cost (\$/W)

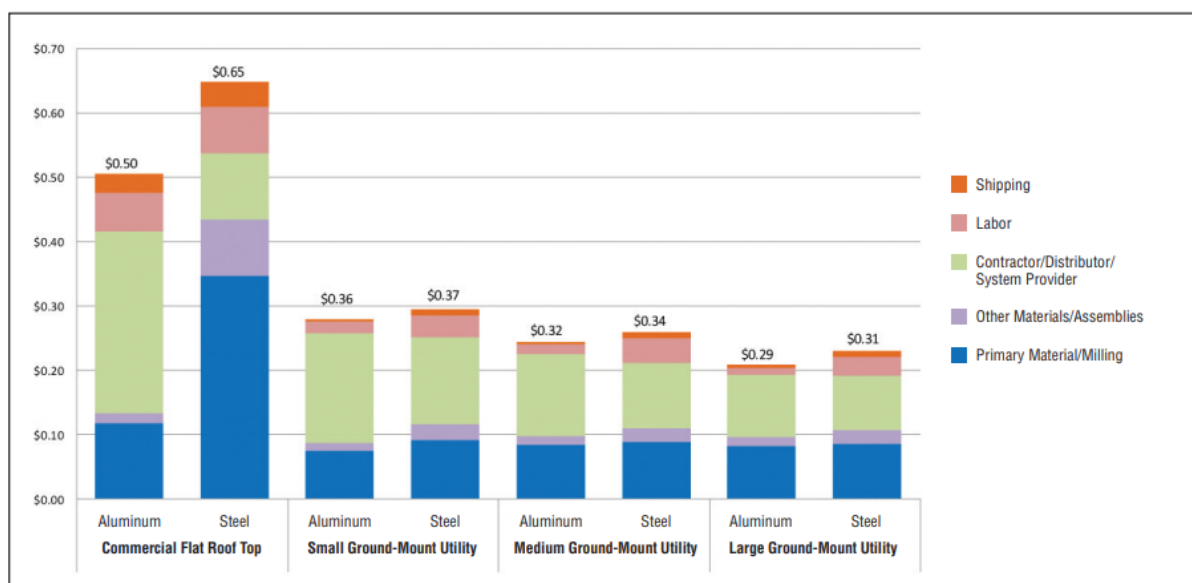


Figura 5 – Comparação de custos dos diferentes setores do projeto apresentada em \$/W (Werner, C. 2013)

Uma característica relevante do alumínio é o facto de este ser facilmente reciclado a nível energético, preservando a sua qualidade integral no processo, independentemente das vezes que é reciclado, o que já não acontece no caso do aço.

Apenas 5% da energia necessária na produção da matéria prima do alumínio é precisa para a refusão do mesmo, traduzindo numa menor emissão de gases estufa para a atmosfera neste procedimento. Devido à conservação da qualidade do alumínio na reciclagem, este metal reciclado é significativamente mais valorizado de que o aço reciclado (ver Tabela 1).

Tabela 1 – Comparação entre valor reciclado dos metais expressos em \$/lbs (Werner, C. 2013)

50 Mega Watt System	Aluminum	Steel
Total Mass of Structure (lbs)	2,473,348	6,835,683
Scrap Price (\$/lb)*	\$0.79	\$0.09
Total Recycled Value	\$1,961,365	\$635,719

* USGS Minerals Yearbook 2009 - Recycling Statistics

Relativamente à sustentabilidade, o alumínio apresenta uma resistência à corrosão muito superior em relação ao aço. Os perfis de alumínio extrudido, a não ser sob condições de serviço severas ou para fins estéticos, não necessitam de qualquer tipo de tratamento contra a corrosão, enquanto que os perfis de aço devem passar por um processo de galvanização para adquirirem um filme, normalmente de zinco, que os protege dos efeitos oxidativos.

Um estudo levado a cabo pela IBIS Associates, Inc comparando projetos de parques solares com estruturas de alumínio e outros com estruturas de aço concluiu que era possível reduzir os custos de

fabricao, proteção à corrosão, transporte e instalação em cerca de 20 a 30% com a substituição do aço pelo alumínio (Mascarin, A. e Hannibal, T. 2012).

No entanto, o uso de perfis de aço para estes projetos continua a prevalecer em muitos casos. O módulo de elasticidade do aço é cerca de três vezes superior ao do alumínio, o que influencia bastante no dimensionamento da estrutura. As deformações que estas estruturas podem apresentar são limitadas, sendo que o aço se deforma menos do que o alumínio. A resistência mecânica do aço é vista como ideal para o caso dos postes das estruturas, de acordo com os esforços que estes elementos apresentam. Um dos processos de fundações mais utilizados nestes projetos é o da cravação dos próprios postes no solo, o que se torna inviável caso sejam de alumínio, pelo facto de estes perfis não suportarem as ações de cravação. O módulo de elasticidade do alumínio encontra-se no patamar dos 70 GPa, enquanto o do aço está por volta dos 200 GPa, levando a que o alumínio sofra maiores deformações sobre as mesmas ações, relativamente ao aço, explicando porque é que perfis deste material não suportam as pancadas provenientes da maquinaria de cravação de perfis.

As estruturas de aço enformado a frio (ver Figura 6) são muito estudadas pelos engenheiros e projetistas existindo um vasto corpo de conhecimento nesta área, compreendendo-se assim a sua alargada utilização. Contudo, a utilização de perfis de alumínio extrudido (ver Figura 7) carece de um volume de estudos mais extenso e incisivo sobre as condições da sua utilização e do seu comportamento a curto, médio e longo prazo, por forma a tornar-se uma opção válida para as equipas projetistas.

A dificuldade na modelação de estruturas em alumínio extrudido tem condicionado a incorporação deste material em projetos, nomeadamente das estruturas de apoio a painéis solares. A emergência de configuração de software dedicado ao comportamento deste tipo de perfis constitui para além de uma dificuldade, uma oportunidade para novas equipas projetistas (Werner, C. 2013).



Figura 6 – Seção em aço galvanizado (Product lab by “O Feliz”)



Figura 7 – Seção em alumínio extrudido (Hentec Industry)

3

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE PARQUES FOTOVOLTAICOS

3.1. PERFIS ENFORMADOS A FRIO

As estruturas em estudo neste trabalho são constituídas por perfis de aço galvanizado enformados a frio, distinguindo-se estes perfis dos laminados a quente pelo facto de adquirirem a sua forma final através de moldagem mecânica à temperatura ambiental. Quinagem, prensagem ou perfilagem da chapa de aço no fabrico destes perfis apenas são possíveis devido à reduzida espessura que estes apresentam, podendo usualmente variar entre 0,3 e 6 mm (Futureng a)).

Admite-se que as primeiras utilizações destes perfis metálicos na construção civil remontam à década dos anos 50 do séc. XIX, tanto nos E.U.A., como na Grã-Bretanha. De facto, por volta desta época, o crescimento populacional nos E.U.A. exigiu um aumento significativo e rápido do edificado, que na altura apenas era possível com a utilização dos recursos naturais que se encontravam nas proximidades, sendo neste caso específico o recurso à madeira.

Uma das primeiras aplicações documentadas de perfis enformados a frio na construção civil deu-se por volta de 1925 com a construção do Virginia Baptiste Hospital, no estado de Virgínia, E.U.A., onde, a utilização de perfis de seção em C, dispostos aos pares e unidos pela alma, proporcionaram a integridade do chão do edifício.

No final da segunda guerra mundial havia uma abundância de aço que desencadeou a sua integração nos perfis enformados a frio nas divisórias de edifícios de habitação, proporcionando o desenvolvimento da hipótese de que estes poderiam vir a substituir a totalidade da estrutura de madeira.

No entanto, na década de 1930 a regulamentação americana para projetos de estruturas metálicas foi adotada apenas a perfis metálicos laminados a quente, deixando de fora, a aplicação de perfis metálicos enformados a frio, uma vez estes apresentarem maior suscetibilidade ao efeito de encurvadura e a mesma à época, não se encontrava devidamente estudada. Nos anos 80 do séc. XX, várias florestas foram vedadas à indústria madeireira e a qualidade da madeira disponível para fins construtivos diminuiu consideravelmente, levando a grandes flutuações no seu preço, a um acréscimo do seu preço e uma elevada dificuldade na sua obtenção.

Em 1991, o preço da madeira atingiu valores que rapidamente levou empresas de construção civil a recorrerem ao aço para os seus projetos. A construção com estes elementos disparou, levando a uma necessidade de criar associações de técnicos e construtores para este tipo de elementos e assim o aço enformado a frio começou a ser encarado profissionalmente.

A primeira edição por parte de American Iron and Steel Institute (AISI), onde se expunham especificações de projeto com elementos de aço enformados a frio, foi publicada em 1946, sendo continuamente melhorada e atualizada devido ao trabalho de investigação por parte de inúmeras universidades norte americanas. Hoje a regulamentação em vigor é uma versão publicada em 2007 (Futureng b)).

Em Portugal é utilizado, como em muitos outros países europeus, o Eurocódigo 3, mais especificamente a norma EN 1993 - Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting, onde se apresentam metodologias de cálculo, verificações de segurança, propriedades dos materiais, entre outras.

3.2. AÇÕES

As ações a contabilizar para o dimensionamento de uma estrutura de suporte a painéis fotovoltaicos são o peso próprio dos elementos estruturais, neste caso, os perfis de aço enformados a frio, a sobrecarga, que é assegurada pelos painéis fotovoltaicos, o vento e a neve. Estas duas últimas necessitam de especial análise, estando esta detalhada no Eurocódigo 1 – Ações em estruturas:

- EN 1991-1-3: Ações gerais, Ações da neve;
- EN 1991-1-4: Ações gerais, Ações do vento.

Relativamente à neve, seguindo a norma adequada, anteriormente referida, recorrendo também a informação presente no respetivo anexo nacional, é possível quantificar a sua ação sobre a estrutura, onde está indicado que esta depende da zona do país onde o parque fotovoltaico está instalado e a que altitude o mesmo se encontra. A expressão e zoneamento devido estão expostos abaixo (Equação 1 e Figura 8), onde C_z toma valores de 0,10, 0,20 ou 0,30 consoante seja zona 1, 2 ou 3, respetivamente, e em que H é a altitude do local em metros ("Comité Européen de Normalização (CEN) EN 1991-3 – Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 3: Ações gerais, Ações da neve"):

Valores característicos da carga da neve ao nível do solo:

$$s_k = C_z \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (1)$$

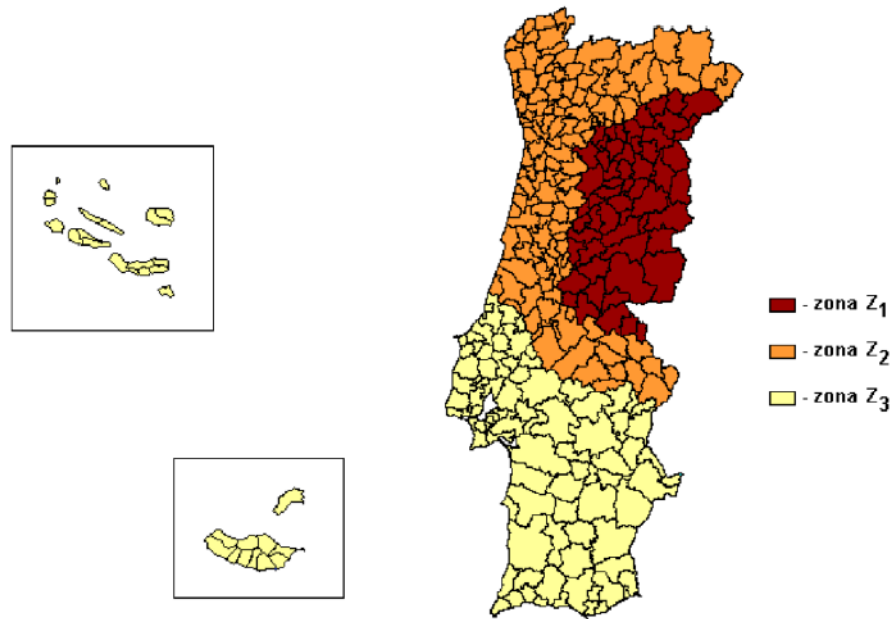


Figura 8 – Mapa das diferentes zonas (adaptado de EN 1991-1-3, 2009)

Quanto à determinação das ações do vento sobre a estrutura, é necessário determinar a velocidade do vento, pressão dinâmica consoante a zona e a categoria do terreno em estudo. A altura da estrutura e a inclinação dos painéis solares são outros fatores que fazem variar a interação do vento com a estrutura.

Para obter o valor da pressão que o vento exerce sobre a estrutura metálica é necessário primeiro calcular o valor da velocidade média do vento (Equação 2) a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$, através do valor de referência de velocidade do mesmo, v_b , e dos coeficientes de rugosidade $c_r(z)$ e orografia e $c_o(z)$ ("Comité Européen de Normalização (CEN) EN 1991 - 4 – Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 4: Ações gerais, Ações do vento").

Velocidade média do vento:

$$v_m(z) = v_b c_r(z) c_o(z) \quad (2)$$

O coeficiente de rugosidade está representado na Tabela 2, variando com a altura da estrutura e a categoria do terreno onde se localiza, estando esta detalhada na Figura 9 que se segue:

Tabela 2 – Categoria do terreno e respectivos parâmetros (adaptado de EN 1991-1-4, 2010)

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.

NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.

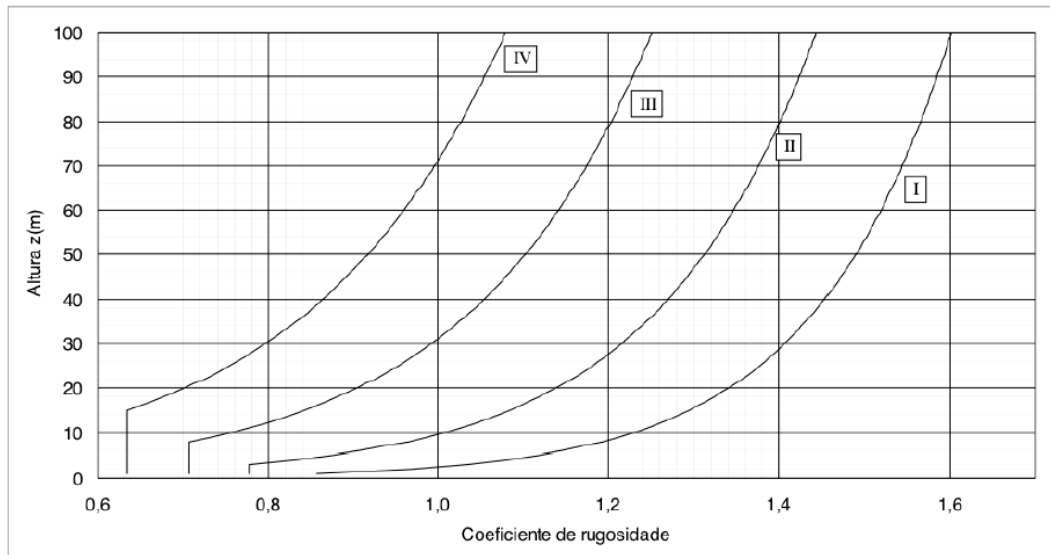


Figura 9 – Coeficiente de rugosidade (adaptado de EN 1991-1-4, 2010)

A turbulência da velocidade do vento, $I_v(z)$, é determinada (ver Equação 3) e posteriormente determina-se a pressão dinâmica de pico, $q_p(z)$ (ver Equação 4), sendo a turbulência da velocidade do vento o quociente entre o desvio padrão, σ_v , da mesma e o valor da velocidade média.

Turbulência do vento:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad (3)$$

Pressão dinâmica de pico:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \quad (4)$$

Onde ρ representa a massa volúmica do ar.

Este tipo de estrutura enquadra-se na caracterização de uma cobertura isolada, segundo a norma em questão, podendo considerar-se o fator de obstrução, ϕ , nulo (ver Figura 10), de maneira a simplificar os cálculos. Este fator é resultado do quociente entre a área de eventuais obstáculos e a área da seção transversal, ambas sob a cobertura.

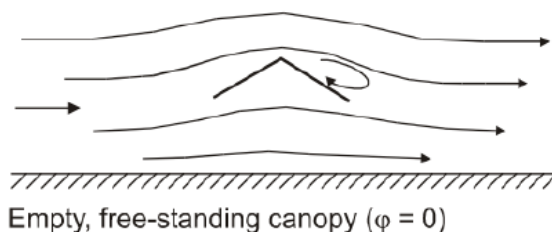


Figura 10 – Representação do escoamento de ar duma cobertura isolada sem obstrução sob a mesma
(adaptado de EN 1991-1-4, 2010)

Na caracterização das ações envolvidas no cálculo desta estrutura é necessário, por último, multiplicar o valor da pressão dinâmica de pico por dois coeficientes, o coeficiente de força global, c_f , e coeficiente de pressão resultante, $c_{p,net}$. O coeficiente de força global representa a força resultante, enquanto o coeficiente de pressão resultante traduz a pressão local máxima para todas as direções do vento, este último destina-se a ser utilizado no cálculo dos elementos de cobertura, neste caso, as madres. Na obtenção dos valores finais das ações do vento a atuar sobre a estrutura é necessário seguir o procedimento indicado na norma EN 1991-1-4: Ações gerais, Ações do vento.

As ações resultantes da utilização dos coeficientes de força global dividem-se em quatro casos diferentes, onde a força resultante da carga a atuar se encontra a um quarto da largura da “mesa” consoante a direção da ação do vento, estando a carga a atuar perpendicularmente à cobertura e tendo sentido descendente ou ascendente conforme a estrutura esteja a barlavento¹ e a sotavento², respetivamente. O sinal positivo do coeficiente de força global indica a pressão sobre a estrutura e o sinal negativo indica a sucção, como demonstra a Figura 11 que se segue.

¹ Barlavento: É o lado de onde vem o vento

² Sotavento: É o lado para onde se desloca o vento

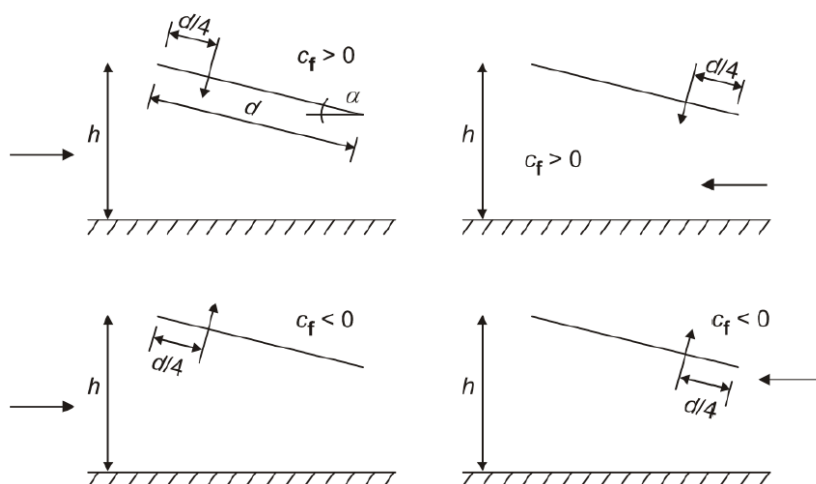


Figura 11 – Localização e sentido do centro de força para coberturas isoladas de uma vertente (adaptado de EN 1991-1-4, 2010)

No cálculo dos elementos de cobertura, como anteriormente referido, entram os coeficientes de pressão resultante, sendo que, para os aplicar corretamente é essencial dividir a área da cobertura em três zonas A, B e C, como indicado na Figura 12.

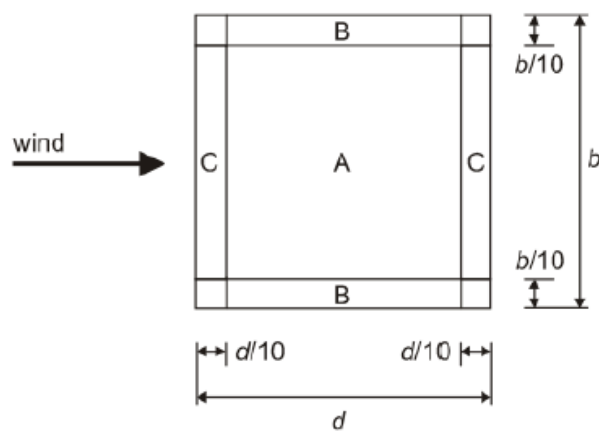


Figura 12 – Divisão da área da cobertura em planta (adaptado de EN 1991-1-4, 2010)

Por fim, tendo presente a inclinação da “mesa” /painéis solares, α , e o fator de obstrução, ϕ , com recurso à Tabela 2 abaixo exposta, é possível chegar aos valores finais da ação do vento sobre a estrutura.

Tabela 3 – Valores de $c_{p,net}$ e de c_f para coberturas isoladas de uma vertente (adaptado de EN 1991-1-4, 2010)

Inclinação da cobertura α	Obstrução φ	Coefficientes de força global c_f	Zona A	Zona B	Zona C
0°	Máximo, qualquer φ	+ 0,2	+ 0,5	+ 1,8	+ 1,1
	Mínimo, $\varphi = 0$	- 0,5	- 0,6	- 1,3	- 1,4
	Mínimo, $\varphi = 1$	- 1,3	- 1,5	- 1,8	- 2,2
5°	Máximo, qualquer φ	+ 0,4	+ 0,8	+ 2,1	+ 1,3
	Mínimo, $\varphi = 0$	- 0,7	- 1,1	- 1,7	- 1,8
	Mínimo, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,6	- 2,2	- 2,5
10°	Máximo, qualquer φ	+ 0,5	+ 1,2	+ 2,4	+ 1,6
	Mínimo, $\varphi = 0$	- 0,9	- 1,5	- 2,0	- 2,1
	Mínimo, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,6	- 2,6	- 2,7
15°	Máximo, qualquer φ	+ 0,7	+ 1,4	+ 2,7	+ 1,8
	Mínimo, $\varphi = 0$	- 1,1	- 1,8	- 2,4	- 2,5
	Mínimo, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,6	- 2,9	- 3,0
20°	Máximo, qualquer φ	+ 0,8	+ 1,7	+ 2,9	+ 2,1
	Mínimo, $\varphi = 0$	- 1,3	- 2,2	- 2,8	- 2,9
	Mínimo, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,6	- 2,9	- 3,0
25°	Máximo, qualquer φ	+ 1,0	+ 2,0	+ 3,1	+ 2,3
	Mínimo, $\varphi = 0$	- 1,6	- 2,6	- 3,2	- 3,2
	Mínimo, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,5	- 2,5	- 2,8
30°	Máximo, qualquer φ	+ 1,2	+ 2,2	+ 3,2	+ 2,4
	Mínimo, $\varphi = 0$	- 1,8	- 3,0	- 3,8	- 3,6
	Mínimo, $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,5	- 2,2	- 2,7
NOTA: O sinal + indica uma acção resultante do vento com sentido descendente. O sinal - indica uma acção resultante do vento com sentido ascendente.					

3.3. ANÁLISE ESTRUTURAL

Tratando-se de uma estrutura metálica deste tipo, a norma mais indicada para basear a sua análise é o Eurocódigo 3, mais concretamente a EN 1993-1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting (“European Committee for Standardization (CEN) EN 1993-1-3. – Eurocode 3 - Design of steel structures – Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold formed members and sheeting”). Assim, é necessário que a estrutura obedeça a determinados requisitos impostos, como os estados limites últimos (ULS) e estados limites de utilização (SLS).

Segundo a norma EN 1990: Bases para o projeto de estruturas, os estados limites últimos foram definidos tendo como objetivo principal garantir a segurança das pessoas e da estrutura (“Comité Européen de Normalização (CEN) EN 1990: Bases para projecto de estruturas”). A satisfação deste critério vem com a resistência ao colapso por parte da estrutura quando carregada com as ações de pico para as quais foi projetada. Esforços de flexão, transversos, compressão e tração têm de se encontrar abaixo da resistência dos elementos que compõem a estrutura. Enquanto que as ações a atuar sobre a estrutura são magnificadas por determinados fatores, γ_{sd} , as resistências dos elementos estruturais são minimizadas através do uso de outros fatores, γ_{rd} garantindo uma maior segurança no dimensionamento estrutural face às incertezas da quantificação das ações e resistências como dos eventuais erros de fabrico de certos elementos. Assim, a resistência da estrutura R_d (ver Equação 5) tem de ser superior ou igual à ação presente (E_d):

Verificação do equilíbrio estático e da resistência:

$$R_d \geq E_d \quad (5)$$

No caso dos estados limites de utilização, é avaliado o funcionamento da estrutura em condições normais de utilização, como o conforto das pessoas e aspeto da estrutura. O valor das ações deve ser menor ou igual ao valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização (C_d) (ver Equação 6):

Verificação do estado limite de utilização:

$$E_d \leq C_d \quad (6)$$

No Eurocódigo 0, da classificação de ações, resultam as ações permanentes (G), como o peso próprio da estrutura, ações variáveis (Q), como a sobrecarga de pavimentos ou ação do vento ou neve e ainda ações acidentais (A), como explosões ou choque provocados por veículos.

As ações variáveis são de carácter variável de base e variável acompanhante, traduzindo numa necessidade de gerar combinações de ações consoante o número de ações variáveis. Sendo as combinações utilizadas neste estudo as seguintes (ver Equação 7):

Combinação de ações:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7)$$

Em que o fator de segurança, γ_G , toma valor igual a 1,35, no caso de ser uma ação desfavorável ou igual a 1,0, no caso em que uma ação possa ser favorável. O fator de segurança, γ_Q , tem um comportamento semelhante, adotando o valor de 1,50 para ações desfavoráveis e valor nulo para ações favoráveis. O valor do coeficiente Ψ varia com o tipo de edifício em estudo.

Conforme apresentado na Tabela 3, este parâmetro toma o valor de 0,6 para a ação do vento e 0,5 para a neve em Portugal, admitindo que a maioria de parques solares no nosso território nacional se encontra no centro e sul e, portanto, a uma altitude inferior a 1000 m acima do nível do mar (Comité Européen de Normalização (CEN) EN 1990 – Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas):

Tabela 4 - Valores recomendados para os coeficientes Ψ para edifícios (adaptado de EN 1990, 2009)

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ^{*)}			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTA: Os valores de ψ poderão ser definidos no Anexo Nacional. ^{*)} Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.			

Do subcapítulo 3.2. Ações e do que foi referido anteriormente, resultam um total de 30 combinações de ações (ver Anexo A), sendo 18 em ULS e 12 em SLS, com base em 9 casos de carga, 2 permanentes, relativos ao peso próprio da estrutura metálica e aos painéis fotovoltaicos e 7 variáveis correspondentes à neve e vento. Destes 7 casos de carga, 1 diz respeito à neve, 2 referem-se à ação do vento para elementos da cobertura, sendo neste caso as madres da estrutura e os restantes 4 representam também a ação do vento, mas para o dimensionamento dos restantes elementos estruturais.

Na verificação do cumprimento dos critérios estabelecidos na norma do Eurocódigo 3 para os estados limites últimos, uma análise é feita para toda a estrutura sob todas as combinações de carga correspondentes ao ULS, com o objetivo de encontrar as seções críticas (com valores de esforços maiores) de todos os elementos estruturais. Escolhendo depois perfis para os elementos estruturais, calculam-se as resistências que estes apresentam às diversas naturezas de esforços. Estas resistências dependem das características mecânicas e geométricas de cada perfil. A verificação de segurança é ou não verificada, caso os valores apresentados de resistência superem os dos esforços envolvidos.

São dois os tipos de verificação à segurança que a norma exige, verificação seccional e verificação à instabilidade do perfil, também conhecida como efeito de encurvadura.

As verificações seccionais dependem apenas das propriedades efetivas da seção do perfil a analisar, enquanto a verificação aos diferentes tipos de instabilidade está também ligada às condições de apoio do perfil e existência ou não de travamentos.

As verificações seccionais baseiam-se em provar se a seção possui resistência superior aos diferentes esforços e também às interações entre os mesmos. É avaliada a resistência axial à compressão e à tração, a resistência ao esforço transversal e o momento fletor, sendo posteriormente analisada a interação entre momentos segundo os dois eixos da seção, y-y e z-z, como a interação dos mesmos com os esforços axiais e de transversais. Contudo, a interação do esforço transversal com o esforço do momento fletor apenas é necessária verificar-se caso o valor de esforço transversal atuante for superior ou igual a metade do valor da resistência de corte do perfil, o que não se verifica neste tipo de estrutura com este tipo de carregamento e, logo pode ser desprezada ("European Committee for Standardization (CEN). EN 1993-1-3 – Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting").

As verificações seccionais são as seguintes (adaptadas de EN 1993-1-3, 2006):

Resistência à tração:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya}A_g}{\gamma_{M0}} \quad (8)$$

Em que A_g é a área bruta da seção, f_{ya} é a tensão de cedência média e γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança. Neste caso a tensão de cedência é f_{ya} , visto ser uma situação incluída no ponto (5) de 3.2.2. de EN 1993-1-3.

Resistência à compressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{f_{yb}A_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad (9)$$

Em que A_{eff} corresponde à área efetiva da seção e f_{yb} é o valor da tensão de cedência base.

Momento fletor resistente:

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{yb}W_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad (10)$$

Em que W_{eff} é o módulo de flexão de uma seção transversal efetiva.

Esforço transversal resistente:

$$V_{b,Rd} = \frac{f_{bv} t \frac{h_w}{\sin \phi}}{\gamma_{M0}} \quad (11)$$

Onde f_{bv} é um parâmetro dependente da existência ou não de reforço da alma do perfil sobre o apoio, do efeito de encurvadura e, portanto, variando consoante a esbelteza da alma, $\bar{\lambda}_w$, como está indicado na Tabela 5. Também aqui presentes estão h_w que representa a altura da alma do perfil e t a sua espessura. O ângulo ϕ é o ângulo que a alma do perfil faz com a horizontal, tendo neste trabalho obtido sempre o valor de 90° por razões de simplificação e segurança.

Tabela 5 - Determinação do valor de f_{bv} (adaptado de EN 1993-1-3, 2006)

Relative web slenderness	Web without stiffening at the support	Web with stiffening at the support ¹⁾
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
¹⁾ Stiffening at the support, such as cleats, arranged to prevent distortion of the web and designed to resist the support reaction.		

Interação de momentos fletores sobre os eixos y-y e z-z:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1 \quad (12)$$

Onde M_{Ed} é o valor do esforço de momento fletor atuante segundo o respetivo eixo.

Interação entre esforço axial de tração e os momentos fletores atuantes segundo os dois eixos, y-y e x-x:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Ed,ten}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Ed,ten}} + \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (13)$$

Interação entre esforço axial de compressão e os momentos fletores atuantes segundo os dois eixos, y-y e x-x:

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Ed,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Ed,com}} + \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (14)$$

Por vezes, o possível colapso da estrutura não se deve à insuficiência da resistência seccional, mas devido à encurvadura de um ou mais perfis. Os perfis enformados a frio, devido à reduzida espessura que apresentam são especialmente suscetíveis a este efeito. De facto, é necessário verificar a possível ocorrência de encurvadura sobre ambos os eixos principais de inércia da seção, i.e., segundo os eixos y-y, no plano, e z-z, fora do plano, e ainda encurvadura por torção (ver equações 15 a 25). Estes efeitos são causados caso uma determinada carga resistente seja ultrapassada. No caso da encurvadura segundo os eixos da seção, esta depende da carga crítica de Euler e, no caso de encurvadura por torção, está envolvida a carga crítica torsional. As expressões seguintes explicitam as diferentes cargas críticas:

Carga crítica de Euler segundo o eixo dos y-y:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_y^2} \quad (15)$$

Em que E é o valor de do módulo de elasticidade do respetivo material, I_y é o valor da inércia em torno do eixo dos y-y e L_y é o comprimento de encurvadura do segmento do perfil em causa.

Carga crítica de Euler segundo o eixo dos z-z:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_z^2} \quad (16)$$

Carga crítica de encurvadura para o efeito de torção:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_o^2} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{l_T^2} \right) \quad (17)$$

Em que i_o depende do raio de giração dos eixos de y-y e z-z, G representa o valor do módulo de torção do material, I_t é a inércia da seção à torção, I_w a constante de empenamento e l_T o comprimento de encurvadura conforme o efeito de torção.

Caso a seção do perfil a analisar seja de carácter monossimétrico, com simetria segundo o eixo dos y-y, então a carga crítica de torção-flexão tem de ser determinada para garantir que não é a mais condicionante:

Carga crítica devido ao efeito de torção-flexão:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{y_o}{i_o} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right] \quad (18)$$

Onde β é uma medida dependente de i_o e da ordenada do centro de corte da seção transversal, y_o .

A esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$, é então determinada a partir do valor mais condicionante das cargas críticas anteriormente calculadas (ver Equação 19). Posteriormente, se este parâmetro tiver valor superior a 0,2, então o coeficiente de redução, χ , entra em ação e minimiza o valor do esforço normal resistente, $N_{b,Rd}$, (ver Equação 22). Este coeficiente depende da curva de encurvadura (ver Figura 14), como da esbelteza normalizada. As curvas de encurvadura dependem da seção de perfil (ver Anexo B).

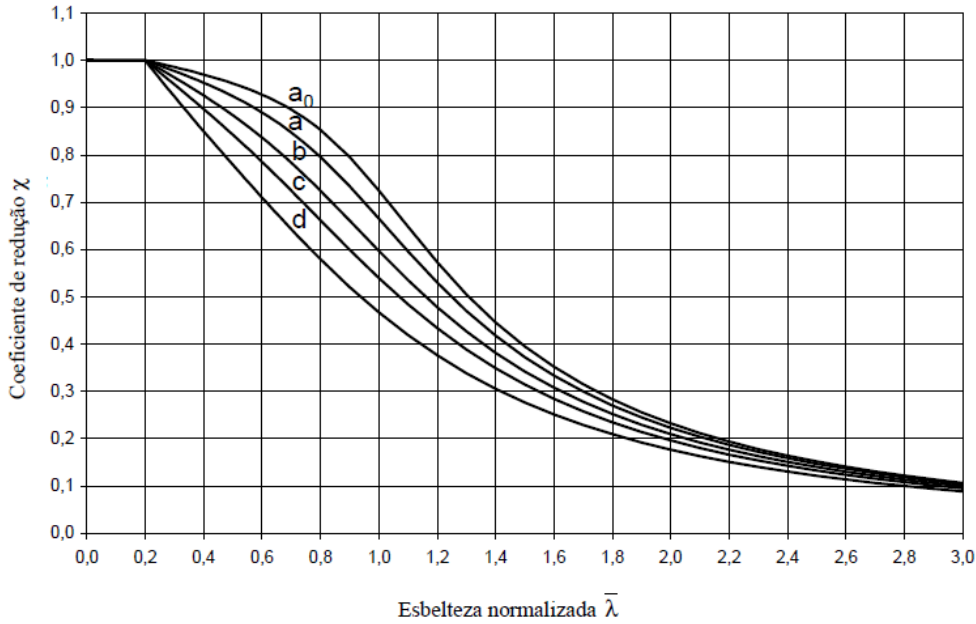


Figura 13 – Curvas de encurvadura (adaptado de EN 1993-1-1, 2010)

Esbelteza normalizada

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad (19)$$

Parâmetro ϕ :

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (20)$$

Em que α corresponde ao fator de imperfeição associado a uma determinada curva de encurvadura (ver Tabela 5)

Tabela 6 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (adaptado de EN 1993-1-1, 2010)

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

Coefficiente de redução:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (21)$$

Esforço normal resistente:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (22)$$

Existe ainda encurvadura lateral potenciada por um esforço de momento fletor superior ao valor do momento resistente à encurvadura. No caso de haver flexão em elementos não restringidos lateralmente a expressão a recorrer, para determinar o valor do momento crítico elástico, é a presente na equação (23) (Simões da Silva, L. e Gervásio, H. 2007):

Momento crítico:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + [C_2 z_g - C_3 z_j]^2 \right]^{0,5} - [C_2 z_g - C_3 z_j] \right\} \quad (23)$$

Em que “ k_z e k_w são factores de comprimento efectivo dependentes das condições de apoio nas extremidades. O factor k_z refere-se a rotações nas secções extremas, em torno do eixo de menor inércia z e k_w refere-se à restrição ao empenamento nas mesmas secções. Estes factores variam entre 0.5 (deformações impedidas) e 1.0 (deformações livres), ...” (Simões da Silva, 2007, p.424). Considerou-se estes valores sempre igual a um para simplificação de cálculo. “ C_1 , C_2 e C_3 são coeficientes dependentes da forma do diagrama de momentos flectores e das condições de apoio, obtidos a partir dos quadros B.1 e B.2” (Boissonade *et al.*, 2006, cit. Simões da Silva, L. e Gervásio, T. 2007, p.423). Os parâmetros z_g e z_j dependem da geometria da seção do perfil em questão.

À semelhança do esforço axial resistente, para determinar o valor do momento fletor resistente, uma aplicação do coeficiente de redução, χ_{LT} , também é necessária, sendo para isso, o cálculo dos mesmos três parâmetros anteriormente explicitados também efetuados. No entanto, os seguintes parâmetros sofrem uma ligeira alteração, conforme as equações 24 e 25 mostram.

Esbelteza normalizada para encurvadura lateral:

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (24)$$

Momento fletor resistente:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_y f_y}{\gamma_{M1}} \quad (25)$$

Onde β_w é o rácio entre o módulo de flexão efetivo e módulo de flexão bruto.

A segurança à encurvadura é garantida através das equações 26 e 27, que se seguem:

Verificação de segurança de resistência à encurvadura:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (26)$$

Verificação de segurança de resistência à encurvadura:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (27)$$

Por último, a segurança ao efeito de encurvadura é verificada quando a interação entre os esforços atuantes e esforços resistentes cumprem o segundo critério, abaixo presente:

Verificação da interação entre momento fletor e esforço axial de compressão:

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

Visto que este tipo de estrutura se enquadra na categoria de cobertura isolada, segundo a norma EN 1993-1-1, as limitações de deslocamentos das vigas, segundo critérios de SLS, não podem ser superiores aos limites presentes na Tabela 6, apoiada pela Figura 15 que se seguem:

Tabela 7 – Valores recomendados para os limites de deslocamentos verticais (adaptado de EN 1993-1-1, 2010)

Condições	Limites (ver a Figura NA.I)	
	$\delta_{\max}$	δ_2
Coberturas em geral	$L/200$	$L/250$
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	$L/250$	$L/300$
Pavimentos em geral	$L/250$	$L/300$
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	$L/250$	$L/350$
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	$L/400$	$L/500$
Quando $\delta_{\max}$ possa afectar o aspecto do edifício	$L/250$	-

NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.

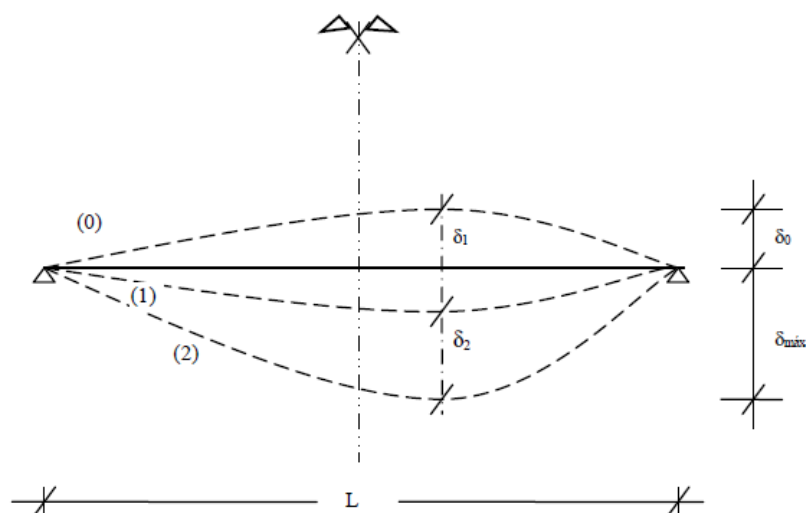


Figura 14 – Deslocamentos verticais a considerar (adaptado de EN 1993-1-1, 2010)

4

CASO DE ESTUDO

4.1. APRESENTAÇÃO E DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura em estudo é uma estrutura original, não pertencendo a nenhuma obra real e apenas criada no âmbito deste trabalho. Esta estrutura apresenta uma tipologia fixa, biposte com os postes distanciados de 1,95 m e travados longitudinalmente como transversalmente, tendo 3 vãos de 3,6 m e uma altura de 2,26 m. Possui uma inclinação de “mesa” de 25°, um desenvolvimento total de 12,18 m e uma largura de “mesa” de 3,71 m. A área da “mesa” que suporta os painéis solares é de 45,07 m², estando afixados um total de 60 painéis retangulares de dimensões 0,6 por 1,2 m (Figura 15).

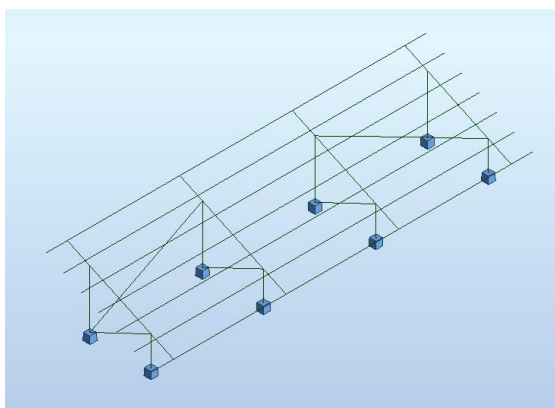


Figura 15 – Modelo de barras da estrutura

Admitiu-se que este projeto estivesse localizado em Portugal, nomeadamente na cidade de Évora para que as normas em vigor fossem as normas anteriormente referidas com utilização dos anexos nacionais aplicáveis a Portugal. A escolha desta cidade deve-se ao facto de que esta se encontra numa região onde a presença deste tipo de projetos de parques fotovoltaicos é comum e novos projetos para esse local estão previstos nos próximos anos.

Os perfis enformados a frio escolhidos nos dimensionamentos efetuados nesta dissertação são provenientes do catálogo da metalomecânica “O Feliz” (ver Anexo C.1) sendo que este, não possuía perfis de uma gama inferior e mais leve, necessária para a otimização desta estrutura em determinadas instâncias. Assim, a empresa SimpleAxis forneceu perfis adicionais que permitiu a redução de peso na estrutura (ver Anexo C.2).

O dimensionamento é um processo iterativo, tendo em conta que a estrutura em estudo é uma estrutura hiperestática, a variação da rigidez da estrutura, através da mudança de perfis para certos elementos

estruturais, resulta numa redistribuição de esforços presentes por toda a estrutura. Desta forma, teve-se este fenómeno em consideração, avaliando no final o seu efeito sobre o dimensionamento, como também, na validação das verificações de segurança

Na fase inicial deste processo, optou-se pela utilização de perfis C, com seção de 140 mm de altura e 1,5 mm de espessura para a constituição dos pórticos (postes mais viga principal) e perfil ómega com uma seção a apresentar 120 mm de altura e 2,0 mm de espessura.

Recorreu-se ao software AutoCAD (Autodesk, 2018) para a criação do modelo de barras e posteriormente ao software Autodesk Robot Structural Analysis Professional (Autodesk, 2019) para determinação de deslocamentos e dos esforços nos elementos estruturais.

4.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

Na determinação das ações atuantes do vento e da neve na estrutura em estudo, foi necessário estabelecer valores base para o procedimento de cálculo dessas presentes nas normas EN 1991-1-3 e EN 1991-1-4. Na Tabela 8 abaixo colocada, estão apresentados esses valores base, dependentes da estrutura e do terreno onde a mesma se enquadra.

Tabela 8 – Valores base para o cálculo das ações do vento e neve

Variáveis	
Altitude (m)	250,00
z (m)	2,26
$v_{b,0}$ (m/s)	27,00
Categoria	2
α (°)	25,00
Zona	3

Aplicando os procedimentos descritos no subcapítulo 3.2. Ações, resultaram valores de carga referentes ao vento e neve que foram incorporados nos vários casos de carga existentes. Estes valores estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Resultados das ações do vento e da neve expressos em kN/m²

Vento	$p_q(z) \times c_{p,net}$	A	Pressão	0,76
			Sucção	1,04
		B	Pressão	1,10
			Sucção	1,31
		C	Pressão	0,83
			Sucção	1,24
	$p_q(z) \times c_f$	Pressão		0,41
		Sucção		0,62
Neve				0,12

4.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Nesta fase estuda-se o comportamento da estrutura sob as ações a atuar no modelo quanto à grandeza e natureza dos esforços, em estado limite último (ULS), e também os valores de deslocamentos que as madres e vigas sofrem, em estado limite de utilização (SLS).

4.3.1. ESFORÇOS ATUANTES

Após o estudo das várias combinações ULS, verificou-se que a seção crítica para os diferentes elementos estruturais se encontra nos pontos de comunicação entre os mesmos, isto é, nos pontos de distribuição de esforços das madres para as vigas e destas para os postes.

Procedeu-se à análise dos esforços condicionantes nas madres e vigas, como também nos postes traseiros e dianteiros da estrutura, através dos diagramas de momento fletor e de esforço transversal nas direções y-y e z-z, como dos diagramas de esforço axial. Os esforços nas seções críticas encontram-se na Tabela 10, que está atualizada com a solução otimizada encontrada:

Tabela 10 – Esforços atuantes expressos em kN·m e kN

	$M_{y,Ed}$		$M_{z,Ed}$	$V_{y,Ed}$	$V_{z,Ed}$	$F_{x,Ed}$	
	+	-				+	-
Madre	1,43 Comb.7	1,54 Comb.10	0,70 Comb.7	1,02 Comb.1	2,42 Comb.10		
Viga	(0,82) Comb.13	1,44 Comb.12			3,91 Comb.12	2,37 Comb.12	3,38 Comb.14
Poste traseiro	0,13 Comb.18	(0,07) Comb.18			0,10 Comb.18	5,14 Comb.13	7,34 Comb.12
Poste dianteiro	(0,12) Comb.13	0,18 Comb.13			0,26 Comb.13	2,47 Comb.17	5,18 Comb.16

4.3.2. ESFORÇOS RESISTENTES

A escolha aleatória de perfis no pré dimensionamento levou a um claro sobredimensionamento face às resistências mínimas necessárias, sendo a estrutura depois iterativamente aprimorada, recorrendo a perfis mais leves e que assegurassem as condições mencionadas no subcapítulo 3.3.

Certas verificações de segurança não foram necessárias de ser abordadas em certos casos, uma vez que alguns dos esforços apresentavam valores nulos ou desprezáveis. Estes casos estão assinalados na Tabela 10 com célula rasurada. Assim, apenas estão aqui presentes as verificações estritamente necessárias.

Os resultados a seguir exibidos contam já com otimização da estrutura e com a redistribuição de esforços já anteriormente mencionada, sendo referentes ao perfil Ω 120 x 1.0 para a madre, C 70 x 2.0 para a viga e C 70 x 1.5 para ambos os postes (ver Anexo D).

Madre:

Tabela 11 – Verificações seccionais da madre

Flexão positiva y	$M_{cy, RD}$	3,10	>	1,43	ok
Flexão negativa y	$M_{cy, RD}$	3,20	>	1,54	ok
Flexão z	$M_{cz, RD}$	2,85	>	0,70	ok
Interação M_y e M_z		1,00	>	0,73	ok
Esforço transversal	$V_{b, RD}$	19,49	>	2,42	ok

Na análise da instabilidade da madre, não estão presentes esforços axiais, pelo que a verificação à encurvadura lateral é suficiente. Para tal, recorreu-se à equação do momento crítico (ver Equação 23) tendo sido necessário determinar, entre outros parâmetros, os valores de C_1 , C_2 e C_3 . Pela Tabela 12 a seguir apresentada e como pela Figura 16 e Figura 17, foi possível determinar estes valores, tendo sido necessário dividir o vão da madre em 4 troços e analisá-los individualmente.

Tabela 12 – Procedimento de cálculo na obtenção dos valores de C_1 e C_3 (Simões da Silva, 2007)

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1	C_3	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	$\Psi = +1$	1.0 0.5	1.00 1.05	1.000 1.019	
	$\Psi = +3/4$	1.0 0.5	1.14 1.19	1.000 1.017	
	$\Psi = +1/2$	1.0 0.5	1.31 1.37	1.000 1.000	
	$\Psi = +1/4$	1.0 0.5	1.52 1.60	1.000 1.000	
	$\Psi = 0$	1.0 0.5	1.77 1.86	1.000 1.000	
	$\Psi = -1/4$	1.0 0.5	2.06 2.15	1.000 1.000	0.850 0.650
	$\Psi = -1/2$	1.0 0.5	2.35 2.42	1.000 0.950	$1.3 - 1.2\psi_f$ $0.77 - \psi_f$
	$\Psi = -3/4$	1.0 0.5	2.60 2.45	1.000 0.850	$0.55 - \psi_f$ $0.35 - \psi_f$
	$\Psi = -1$	1.0 0.5	2.60 2.45	$-\psi_f$ $-0.125 - 0.7\psi_f$	$-\psi_f$ $-0.125 - 0.7\psi_f$

- Em vigas submetidas a momentos de extremidade, por definição $C_2 z_g = 0$;
- $\psi_f = \frac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}$, sendo I_{fc} e I_{ft} os momentos de inércia dos banzos comprimido e traccionado, respectivamente, em relação ao eixo de menor inércia da secção;
- C_1 deve ser dividido por 1.05 quando $\frac{\pi}{k_w L} \sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} \leq 1.0$, mas $C_1 \geq 1.0$.

Figura 16 – Complementos na determinação dos parâmetros C1, C2 e C3 (Simões da Silva, 2007)

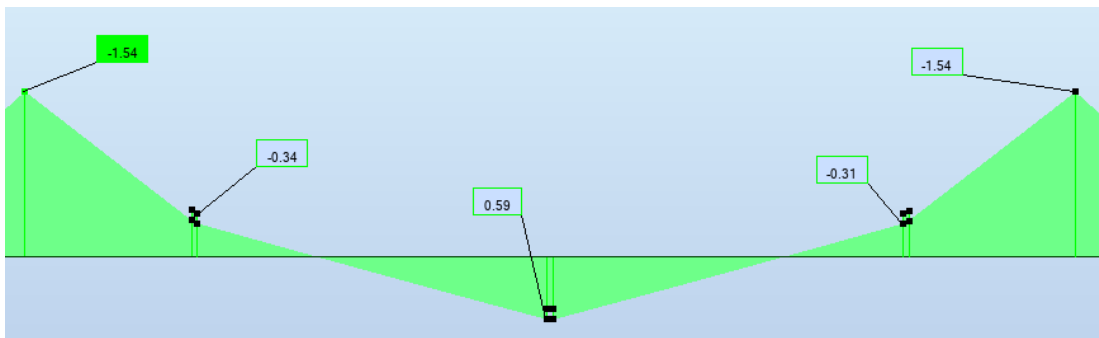


Figura 17 – Diagrama de momento fletor em y-y de um vão de madre

Na verificação ao bambeamento, uma viga é dividida em troços em função dos pontos travados lateralmente. As quebras no diagrama de momento fletor presente na Figura 18 resultam de pontos de aplicação de cargas transmitidas pelos painéis, estes que, conferem o travamento lateral nesses pontos. Desta forma, é necessário analisar troço a troço o valor do momento crítico. Neste caso, de entre os 4 troços existentes, o 3º foi o que apresentou um valor de momento fletor crítico mais baixo ($M_{cr} = 735,30$ kN·m), logo mais condicionante. Os valores necessários para a verificação de segurança estão na Tabela 13 abaixo exposta, tal como a própria verificação.

Tabela 13 – Valor do momento fletor resistente para a madre e os valores necessários na sua determinação

$M_{b, RD}$	3,20
χ_{LT}	1,00
ϕ_{LT}	0,47
λ_{nLT}	0,07
α_{LT}	0,42
β_w	0,99
M_{cr}	735,30
C_1	2,38
C_2	0
C_3	1,00
L	1,20

Tabela 14 – Verificação de segurança à encurvadura lateral da madre

$M_{ED}/M_{b, RD}$	0,48	<	1,00	ok
--------------------	------	---	------	----

Viga:

Tabela 15 – Verificações seccionais da viga

Tração	$N_{t, RD}$	107,52	>	2,37	ok
Compressão	$N_{c, RD}$	104,10	>	3,38	ok
Flexão y	$M_{cy, RD}$	2,56	>	1,44	ok
Esforço transversal	$V_{b, RD}$	41,53	>	3,91	ok
Flexão e tração		1,00	>	0,59	ok
Flexão e compressão		1,00	>	0,60	ok

À semelhança da madre, a viga também necessita de ser dividida em 4 troços devido ao aspeto do seu diagrama de momentos, consequência da presença de cargas concentradas ao longo deste elemento, apresentando neste caso, o 3º troço o valor de momento crítico mais condicionante ($M_{cr} = 122,88 \text{ kN}\cdot\text{m}$).

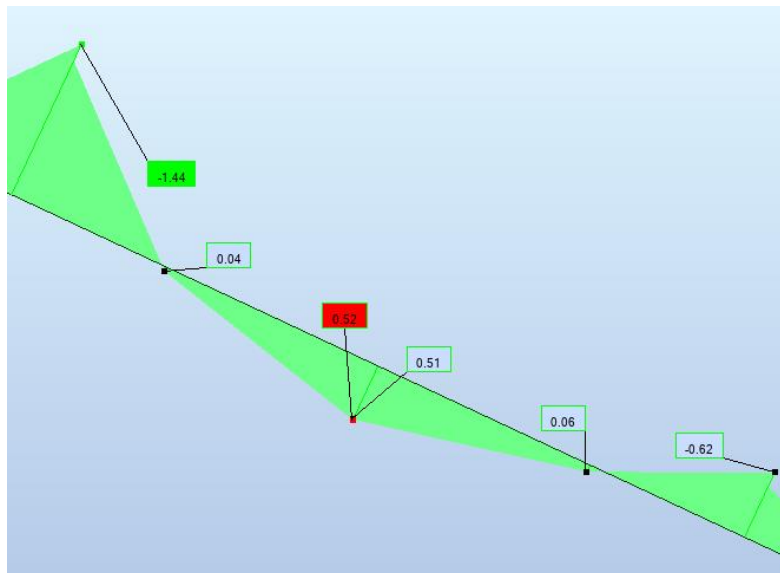


Figura 18 – Diagrama de momento fletor em y-y de um vão de viga

Tabela 16 – Valor do momento fletor resistente da viga e os valores necessários na sua determinação

$M_{b, RD}$	2,56
χ_{LT}	1,00
ϕ_{LT}	0,50
λ_{nLT}	0,14
α_{LT}	0,34
β_w	0,98
M_{cr}	122,88
C_1	1,60
C_2	0
C_3	1,00
L	0,62

Tabela 17 – Verificação de segurança à encurvadura lateral da viga

$M_{ED}/M_{b, RD}$	0,56	<	1,00	ok
--------------------	------	---	------	----

No caso da viga, as verificações adicionais de segurança relativas à encurvadura no plano, fora do plano e de torção, são necessárias, uma vez que este elemento possui esforço axial. Nas verificações de segurança quanto à encurvadura no plano e fora do plano, o segmento da viga mais condicionante foi analisado, coincidindo em ambos os casos o comprimento de encurvadura com o comprimento do segmento, obtendo-se os resultados presentes na Tabela 18.

Tabela 18 – Esforço crítico axial para a viga no plano e fora do plano

L	2,15	L	0,62
L_y	2,15	L_z	0,62
$N_{cr,y}$	134,81	$N_{cr,z}$	703,68

O valor resistente relativo à torção-flexão acabou por se revelar como sendo o mais condicionante ($N_{cr,TF} = 16,37$ kN), como está evidenciado na Tabela 19.

Tabela 19 – Valores resistentes ao esforço axial perante o efeito de encurvadura da viga

$N_{b, RD}$	14,31
χ	0,14
ϕ	4,07
λ_n	2,52
L	2,15
L_t	2,15
$N_{cr,T}$	35,91
$N_{cr,TF}$	16,37

Por fim as últimas verificações de ULS necessárias à viga estão presentes na Tabela 20, a seguir exposta.

Tabela 20 – Verificação de segurança à encurvadura da viga comprimida e verificação da interação do momento fletor e esforço de compressão axial

$N_{ed}/N_{b,Rd}$	0,24	<	1,00	ok
$(N_{ed}/N_{b,Rd})^{0,8} + (M_{ed}/M_{b,Rd})^{0,8}$	0,95	<	1,00	ok

Quanto às verificações de segurança dos elementos estruturais que suportam a supraestrutura, i.e., os postes, apenas foram apresentadas para os postes traseiros. Estes têm um comprimento superior ao dianteiro, como também apresentam esforços axiais mais elevados e sendo os restantes esforços relativamente idênticos, sendo estes elementos traseiros claramente os mais condicionantes.

Poste:

Tabela 21 – Verificações seccionais do poste

Tração	$N_{t,RD}$	81,48	>	5,11	ok
Compressão	$N_{c,RD}$	72,30	>	7,34	ok
Flexão y	$M_{cy,RD}$	1,87	>	0,14	ok
Esforço transversal	$V_{b,RD}$	23,36	>	0,10	ok
Flexão e tração		1,00	>	0,14	ok
Flexão e compressão		1,00	>	0,18	ok

O procedimento de verificação de segurança destes perfis é semelhante ao da viga, com a diferença de que, no caso de encurvadura lateral não foi necessário segmentar o poste, visto que este não é carregado pontualmente como a madre e viga, não sendo, portanto, necessário proceder a essa análise.

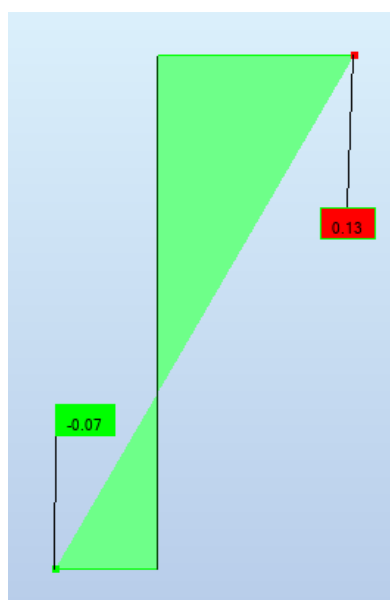


Figura 19 – Diagrama de momento fletor em y – y de um poste traseiro

Tabela 22- Valor do momento fletor resistente do poste e os valores necessários na sua determinação

$M_{b,RD}$	1,81
χ_{LT}	0,97
ϕ_{LT}	0,56
λ_{nLT}	0,29
α_{LT}	0,34
β_w	0,94
M_{cr}	22,86
C_1	2,49
C_2	0
C_3	1,00
L	1,84

Tabela 23 - Verificação de segurança à encurvadura lateral do poste

$M_{ED}/M_{b,RD}$	0,08	<	1,00	ok
-------------------	------	---	------	----

O comprimento de encurvadura do poste, ao contrário dos outros elementos, não corresponde ao comprimento do próprio, mas a apenas a 70% deste, visto que se encontra encastrado na base e simplesmente apoiado no topo.

Tabela 24 - Esforço crítico axial para o poste no plano e fora do plano

L	1,84	L	1,84
L_y	1,29	L_z	1,29
$N_{cr,y}$	289,65	$N_{cr,z}$	127,31

Tabela 25 - Valores resistentes ao esforço axial perante o efeito de encurvadura do poste

$N_{b,RD}$	13,04
χ	0,18
ϕ	3,20
λ_n	2,17
L	1,84
L_t	1,84
$N_{cr,T}$	29,78
$N_{cr,TF}$	15,30

Tabela 26 - Verificação de segurança à encurvadura do poste comprimido e verificação da interação do momento fletor e esforço de compressão axial

$N_{ed}/N_{b,Rd}$	0,56	<	1,00	ok
$(N_{ed}/N_{b,Rd})^{0,8} + (M_{ed}/M_{b,Rd})^{0,8}$	0,76	<	1,00	ok

4.3.3. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Tendo em consideração a Tabela 7, de entre as 12 combinações SLS para a estrutura, a combinação 8 foi a que levou a deslocamentos maiores, tanto nas madres, como nas vigas. Verificaram-se os deslocamentos dos elementos no vão e em consola dos mesmos, estando as verificações presentes na Tabela 27, em que os valores estão expressos em mm:

Tabela 27 – Verificações de segurança em estado limite de utilização

Madre						
Lvão	3600	L/400	9	>	5,24	ok
Lconsola	690	L/200	3,45	>	3,06	ok
Viga						
Lvão	2152	L/400	5,38	>	1,62	ok
Lconsola	800	L/200	4	>	3,43	ok

5

ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1. CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO

Posteriormente ao dimensionamento da estrutura abordada no caso de estudo, realizou-se um estudo paramétrico para analisar como responderia a estrutura e quais seriam os seus resultados. O estudo paramétrico efetuado consistiu em variar o número de vãos e, conseqüentemente, os pórticos que a estrutura original possuía. Estas variações à estrutura resultaram em 4 versões adicionais da estrutura como a Tabela 28 que se segue demonstra:

Tabela 28 – Dimensões dos vãos nas diferentes versões estudadas

	<i>L vão (m)</i>	<i>L consola (m)</i>
2 vãos	5,20	0,89
3 vãos	3,60	0,69
4 vãos	2,70	0,59
5 vãos	2,20	0,59
6 vãos	1,85	0,54

As extremidades das madres na “mesa” terminam em consola, desempenhando uma função importante em termos de redução dos esforços instalados nas mesmas. A existência de consola levou a uma atenuação dos momentos positivos presentes nas madres e assim, possibilitou a utilização de madres mais leves para vencerem vãos que de outra maneira poderiam não vencer e, portanto, verificar-se as condições de segurança impostas. Foi então necessário adaptar a dimensão das consolas nas várias versões da estrutura de apoio, sendo que estas consolas não poderiam condicionar de forma alguma o dimensionamento.

5.2. RESULTADOS OBTIDOS

À semelhança do caso de estudo, foram também pré-dimensionadas as novas estruturas com perfis C 140 x 1,5 para o pórtico e Ω 120 x 2,0 para a madre. No fim do dimensionamento das estruturas, contabilizaram-se as redistribuições dos esforços presentes por toda a estrutura. Os perfis que verificaram todos os critérios necessários para estado limite último e estado limite de serviço, como também a percentagem de capacidade que apresentaram, estão exibidos para cada versão na Tabela 29 abaixo afixada, denotando que, tanto para o poste traseiro, como para o poste dianteiro, optou-se em todos os casos por utilizar o mesmo perfil, apenas por motivos de favorecimento à instalação da estrutura.

Tabela 29 – Constituição das estruturas otimizadas

	<i>Madre</i>	<i>Viga</i>	<i>Postes</i>
2 vãos	Ω 160x1.5	C 100x50x2.0	C 70x50x2.0
	(77,5%)	(99,1%)	(92,7%)
3 vãos	Ω 120x1.0	C 70x50x2.0	C 70x50x1.5
	(88,7%)	(94,7%)	(76,0%)
4 vãos	Ω 80x1.0	C 70x50x1.5	C 60x50x1.5
	(58,4%)	(95,4)	(75,4%)
5 vãos	Ω 80x1.0	C 60x50x1.5	C 50x50x1.5
	(37,6%)	(92,7%)	(75,6%)
6 vãos	C 50x40x1.5	C 50x50x1.5	C50x50x1.5
	(65,2%)	(95,7%)	(66,5%)

As diferentes constituições da estrutura permitiram que uma breve análise económica fosse possível e desta forma, chegar-se a expectativas de custo para cada uma das estruturas. Variando os perfis metálicos utilizados, assim como o número de pórticos presentes em cada estruturas, obteve-se um peso da estrutura diferente para cada caso.

Mencionado em capítulos prévios, a cravação de perfis dos postes no solo é uma das possibilidades de fundação para este tipo de estruturas. Em concreto, as fundações mais correntes para este tipo de estrutura recorrem à cravação no solo do perfil metálico, adotando a utilização de parafusos à terra ou de parafusos âncora como também fundação por sapatas isoladas, como se observa na Figura 20.

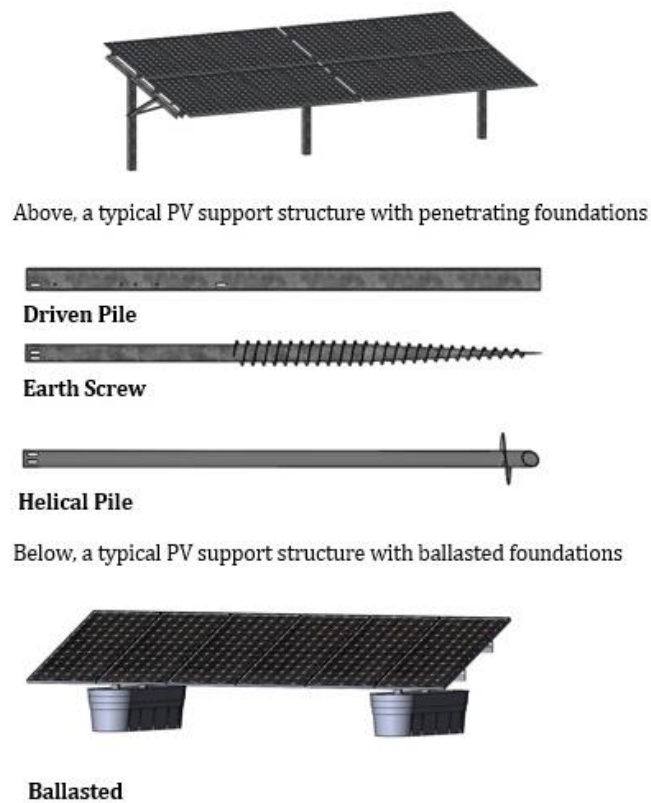


Figura 20 – Fundações típicas para estruturas de suporte de painéis solares (Bushong, S., 2014)

No âmbito do corrente estudo, optou-se por avaliar o custo da estrutura com fundações com sapatas isoladas, uma vez que não depende das características do solo onde a estrutura assenta, ao contrário das outras possibilidades de fundação. Tendo avaliado os esforços de tração dos postes, determinou-se o volume da sapata de betão necessária para contrabalançar os efeitos de sucção causados pelo vento.

Na Figura 21 estão representadas as curvas do peso da estrutura metálica e do peso das madres presentes na mesma. O peso das madres é dominante no peso total, contabilizando em 86% no caso de 2 vãos e 60% na situação de 6 vãos. De facto, este contributo vai continuamente decrescendo com o aumento do número de vãos, pelo que é possível observar pela divergência entre as curvas ao longo dos casos.

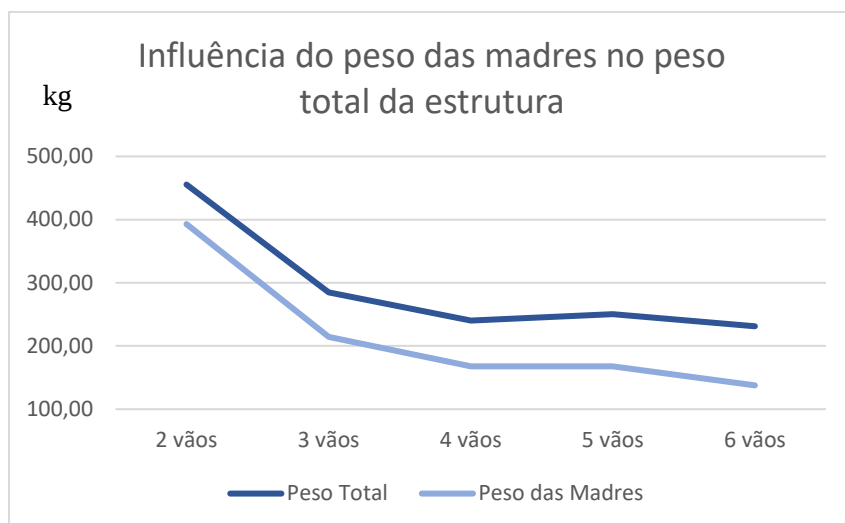


Figura 21 – Contributo das madres para o peso total da estrutura

Admitindo que o metro cúbico de betão tem um custo de aproximadamente 150 € e que o custo por kg de aço enformado a frio é de 3 €, foi elaborada a Tabela 30, que apresenta os diferentes custos da estrutura.

Tabela 30 – Custo das soluções estruturais e os seus contribuintes

	Peso de aço (kg)	Custo do aço (€)	Força de tração por poste (kN)	Volume de betão necessário (m ³)	Custo do betão (€)	Custo total (€)
2 vãos	455,52	1366,56	8,29	1,99	298,44	1665,00
3 vãos	284,72	854,16	5,11	1,64	245,28	1099,44
4 vãos	240,46	721,37	4,03	1,61	241,80	963,17
5 vãos	250,42	751,25	3,17	1,52	228,24	979,49
6 vãos	231,19	693,57	2,60	1,46	218,40	911,97

Analisando os resultados, torna-se evidente de que o caso com 2 vãos leva a uma solução estrutural com um peso bem acima dos outros casos, traduzindo claramente numa hipótese menos apelativa do ponto de vista financeiro, como é abordado mais à frente neste subcapítulo.

Finalizando este estudo temos a abordagem económica das soluções estruturais encontradas, para tal, reunidas na Tabela 30 e representada através de um gráfico (ver Figura 22) possibilitando uma mais fácil leitura e compreensão dos resultados do estudo económico obtido.

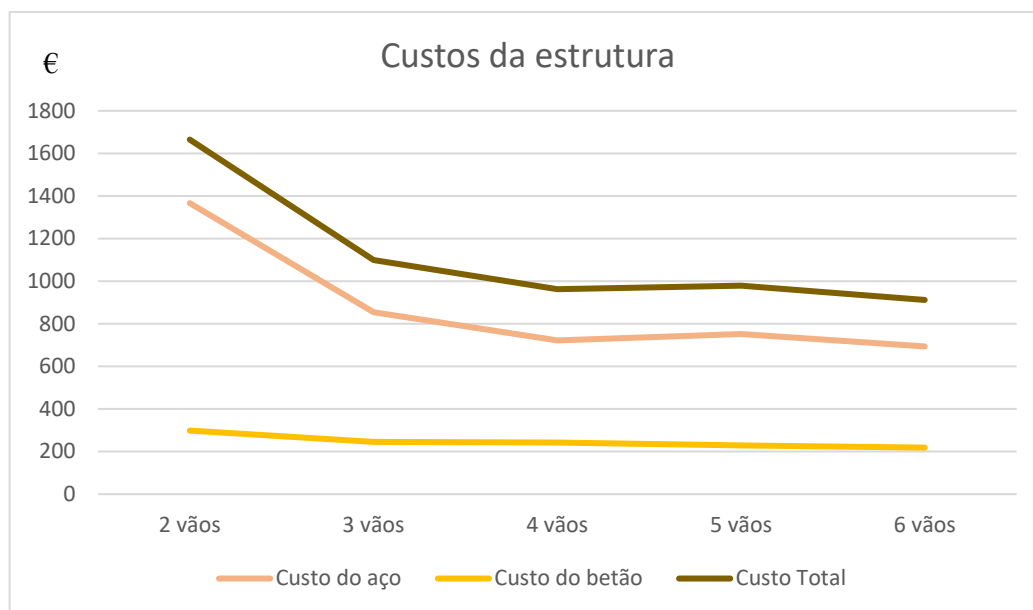


Figura 22 – Custo total das estruturas como dos seus elementos

Observa-se que, como anteriormente referido, a hipótese do caso com 2 vãos é inviável, pois apresenta uma solução significativamente mais dispendiosa em relação às restantes hipóteses.

Apesar do número de fundações variar em todos os casos, o custo do betão não sofreu alterações apreciáveis em nenhum dos 6 casos estudados.

Assim, a solução que demonstrou ser a mais interessante neste estudo foi a solução com 6 vãos que, relativamente à estrutura original de 3 vãos, conduziu a uma redução de 17% para o custo da estrutura de suporte.

É importante referir que não foram efetuados estudos envolvendo as variações com o custo no transporte e na instalação das diferentes versões estruturais pelo que, com um número mais elevado de vãos a estrutura adquire um maior número de pórticos e, consequentemente, de sapatas.

Um número de elementos estruturais superior ao da estrutura inicial de 3 vãos pode eventualmente, do ponto de vista do custo total de projeto, não traduzir benefícios económicos associados a esta solução, já que a redução introduzida de 17% no custo da estrutura, pode não ser suficiente para cobrir os possíveis acréscimos resultantes do transporte e da instalação de mais elementos estruturais.

6

CONCLUSÃO

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente dissertação consistiu num dimensionamento e numa otimização de uma estrutura metálica de suporte a painéis fotovoltaicos original, que foi desenvolvida no âmbito deste trabalho com o apoio da empresa SimpleAxis. A estrutura foi constituída por perfis de aço enformado a frio de classe S280, tendo-se procedido posteriormente a uma breve análise económica para testar a viabilidade das soluções estruturais encontradas.

Neste sentido, verificou-se que durante o dimensionamento, em estado limite último, a verificação de segurança relativa à combinação de esforço axial de compressão e de momento fletor foi a que mais condicionou os elementos de viga e postes. Quanto às madres, estas foram condicionadas essencialmente pelas limitações em estado limite de utilização para os deslocamentos verticais dos vãos e consolas.

Nos casos de 5 e 6 vãos, a otimização da estrutura foi prejudicada devido à limitação dos perfis utilizados para o dimensionamento. Recorrendo a perfis metálicos de uma gama mais leve, tanto para a madre, como para os restantes elementos estruturais, soluções mais leves e ótimas poderiam ser alcançadas.

Em suma, a diminuição do vão entre pórticos para uma estrutura do tipo da estudada, permitiu uma diminuição no peso total da estrutura, bem como uma redução do custo da própria estrutura.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No dimensionamento deste tipo estrutura, as limitações impostas para os deslocamentos podem não ser suficientes, pelo que nos regulamentos utilizados a estrutura é abordada como uma cobertura, não tendo em conta que esta serve de apoio a painéis rígidos que podem condicionar os deslocamentos verticais máximos admissíveis para as madres. Associado a este tipo de projeto deve ainda ser efetuado um estudo económico relativamente a custos de transporte, montagem das estruturas e fabrico dos perfis metálicos. Caso esse estudo seja efetuado, o impacto da otimização conseguida neste trabalho pode ser analisado ao nível do custo de projeto e não apenas do ponto de vista do custo estrutural.

Dado poderem verificar-se problemas de destacamento de painéis nestas estruturas e quebra de conetores madre-painel e nas normas definidas pelo Eurocódigo estas situações não estarem devidamente salvaguardadas, advém-se como prioritário que as mesmas passem a integrar uma desejada revisão de uma próxima edição destas importantes normas, nomeadamente no que se referem a este tipo de especificações estruturais. Uma tal adenda ou revisão nas normas em vigor poderia assim minimizar os danos na ocorrência de deslocamentos excessivos provocados por vento demasiado forte ou condições climáticas muito adversas (granizo e neve abundante).

BIBLIOGRAFIA

Autodesk (2018). “AutoCAD 2018”

Autodesk (2019). “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019”, Student Version 2019

Bushong, S. (2014). “Foundation Selection For Ground Mounted PV Solar Systems”. Solar Power World

CEN (2006). “Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting”. European Committee for Standardization

CEN (2009) “Eurocódigo - Bases para projecto de estruturas”. Comité Europeu de Normalização

CEN (2009). “Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-3: Acções gerais - Acções da neve”. Comité Europeu de Normalização

CEN (2009). “Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções gerais - Acções do vento”. Comité Europeu de Normalização

CEN (2010). “Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Comité de Normalização

Chandler, D.L. (2018). “Explaining the plummeting cost of solar power”. MIT News

Comstock, O. (2014). “Solar photovoltaic output depends on orientation, tilt, and tracking”. EIA, based on National Renewable Energy Laboratory's PVWatts.

GTM Research, Solvida Energy Group, Inc. “BOS Cost Comparison by Region, 10 MW Fixed-tilt c-Si System, 2012-2016”

IBIS Associates, Inc. “Aluminum Extrusions are Better for PV Mounting Structures”

Futureng a). “Enformados a frio”

Futureng b). “Origens e história do LSF”

Go Green Renewable Energies (P) Ltd. Uttar Pradesh, India

Mascarin, A. e Hannibal, T. (2012). “Material Substitution Dynamics in PV Mounting Structures”. IBIS Associates, Inc.

McGee, D. (2016). “Fixed-tilt vs. Axis tracker solar panels”. Kiewit Corporation

Sanghvi Ispat Industries. “Near Ideal Weight Bridge”, Indore, India

Simões da Silva, L. e Gervásio, H. (2007). “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados”

Werner, C. (2013). “Aluminum Extrusions are Better for PV Mounting Structures”. IBIS Associates, Inc.

ANEXOS

ANEXO A: COMBINAÇÕES DE AÇÕES

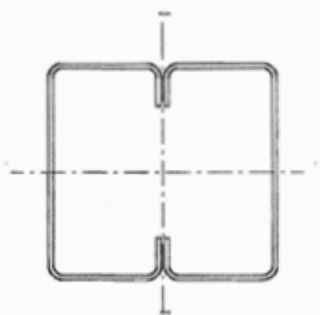
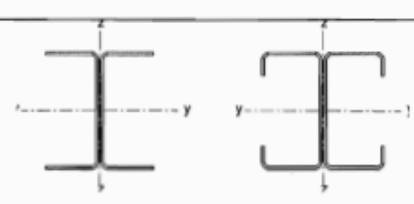
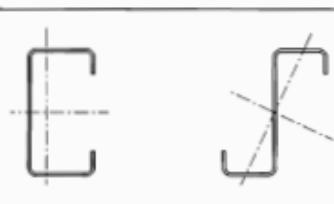
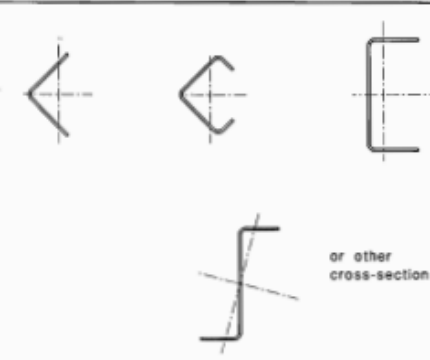
Casos Carga	
DL1	1
DL2	2
WIND1.S	3
WIND2.P	4
WIND3.T-P	5
WIND4.T-S	6
WIND5.B-P	7
WIND6.B-S	8
SN1	9

Figura 23. 1 - Casos de carga considerados

Nome	Case	Coeff	Case	Coeff	Case	Coeff	Case	Coeff	Case	Coeff	Case	Coeff	Case	Coeff	Case	Coeff	Case	Coeff
Comb1 - Sk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0,9	4	0	5	0	6	0	7	0	8	0	9	1,5
Comb2 - Sk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0	4	0,9	5	0	6	0	7	0	8	0	9	1,5
Comb3 - Sk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0	4	0	5	0,9	6	0	7	0	8	0	9	1,5
Comb4 - Sk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0	4	0	5	0	6	0,9	7	0	8	0	9	1,5
Comb5 - Sk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0	4	0	5	0	6	0	7	0,9	8	0	9	1,5
Comb6 - Sk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0	4	0	5	0	6	0	7	0	8	0,9	9	1,5
Comb7 - Wk - ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,50	4	0	5	0	6	0	7	0	8	0	9	0
Comb8 - Wk - ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,50	4	0	5	0	6	0	7	0	8	0	9	0,75
Comb9 - Wk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0	4	1,50	5	0	6	0	7	0	8	0	9	0
Comb10 - Wk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0	4	1,50	5	0	6	0	7	0	8	0	9	0,75
Comb11 - Wk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0	4	0	5	1,50	6	0	7	0	8	0	9	0
Comb12 - Wk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0	4	0	5	1,50	6	0	7	0	8	0	9	0,75
Comb13 - Wk - ULS	1	1,00	2	1,00	3	0	4	0	5	0	6	1,50	7	0	8	0	9	0
Comb14 - Wk - ULS	1	1,00	2	1,00	3	0	4	0	5	0	6	1,50	7	0	8	0	9	0,75
Comb15 - Wk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0	4	0	5	0	6	0	7	1,50	8	0	9	0
Comb16 - Wk - ULS	1	1,35	2	1,35	3	0	4	0	5	0	6	0	7	1,50	8	0	9	0,75
Comb17 - Wk - ULS	1	1,00	2	1,00	3	0	4	0	5	0	6	0	7	0	8	1,50	9	0
Comb18 - Wk - ULS	1	1,00	2	1,00	3	0	4	0	5	0	6	0	7	0	8	1,50	9	0,75
Comb1 - Sk - SLS	1	1	2	1	3	0,6	4	0	5	0	6	0	7	0	8	0	9	1
Comb2 - Sk - SLS	1	1	2	1	3	0	4	0,6	5	0	6	0	7	0	8	0	9	1
Comb3 - Sk - SLS	1	1	2	1	3	0	4	0	5	0,6	6	0	7	0	8	0	9	1
Comb4 - Sk - SLS	1	1	2	1	3	0	4	0	5	0	6	0,6	7	0	8	0	9	1
Comb5 - Sk - SLS	1	1	2	1	3	0	4	0	5	0	6	0	7	0,6	8	0	9	1
Comb6 - Sk - SLS	1	1	2	1	3	0	4	0	5	0	6	0	7	0	8	0,6	9	1
Comb7 - Wk - SLS	1	1	2	1	3	1	4	0	5	0	6	0	7	0	8	0	9	0,5
Comb8 - Wk - SLS	1	1	2	1	3	0	4	1	5	0	6	0	7	0	8	0	9	0,5
Comb9 - Wk - SLS	1	1	2	1	3	0	4	0	5	1	6	0	7	0	8	0	9	0,5
Comb10 - Wk - SLS	1	1	2	1	3	0	4	0	5	0	6	1	7	0	8	0	9	0,5
Comb11 - Wk - SLS	1	1	2	1	3	0	4	0	5	0	6	0	7	1	8	0	9	0,5
Comb12 - Wk - SLS	1	1	2	1	3	0	4	0	5	0	6	0	7	0	8	1	9	0,5

Figura 23. 2 - Combinações para ULS e SLS

ANEXO B: CORRESPONDÊNCIA ENTRE SEÇÃO TRANSVERSAL E CURVA DE ENCURVADURA

Type of cross-section	Buckling about axis	Buckling curve
	if f_{yb} is used	Any b
	if f_{ya} is used ^{*)}	Any c
	y - y z - z	a b
	Any	b
 or other cross-section	Any	c

^{*)} The average yield strength f_{ya} should not be used unless $A_{eff} = A_g$

Figura 24. 1 - Curvas de encurvadura de acordo com o tipo de seção transversal (adaptado de EN 1993-1-3)

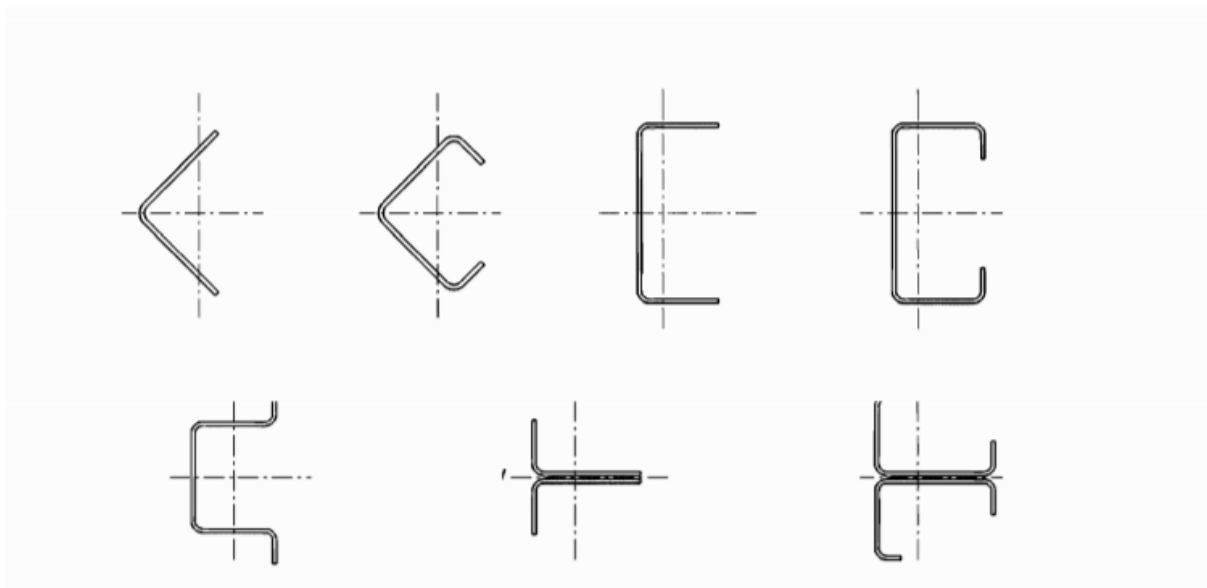


Figura 24. 2 - Seções transversais monossimétricas suscetíveis de sofrer efeito de encurvadura devido à torção-flexão (adaptado de EN 1993-1-3)

ANEXO C: PERFIS UTILIZADOS NO DIMENSIONAMENTO

Propriedades Geométricas

Propriedades da Secção Bruta														
Secção	Peso	Altura h	Largura b	Área Pintura	Espessura		Secção Bruta							
					t _{nom}	t _{eff}	A _{bruta}	I _{y,bruta}	I _{z,bruta}	I _w	I _t	Y _{cg} =Y _{cc}	Z _{cg}	Z _{cc}
	kg/m	mm	mm	m²/m	mm	mm	cm²	cm⁴	cm⁴	cm⁶	x10⁻⁴ cm⁴	mm	mm	mm
Superomega® 80x1,0	2,39	80	176	0,608	1,0	0,96	2,92	28,02	69,24	223,09	89,76	88,0	36,3	99,2
Superomega® 80x1,2	2,86				1,2	1,16	3,53	33,86	83,67	269,57	158,35			
Superomega® 80x1,5	3,58				1,5	1,46	4,44	42,62	105,31	339,29	315,73			

S280GD

Propriedades da Secção Efetiva																		
Secção	Compressão			Flexão Positiva Eixo Y					Flexão Negativa Eixo Y					Flexão Eixo Z				
	A _{eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}	A _{eff}	I _{y,eff}	W _{y,eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}	A _{eff}	I _{y,eff}	W _{y,eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}	A _{eff}	I _{z,eff}	W _{z,eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}
	cm²	mm	mm	cm²	cm⁴	cm³	mm	mm	cm²	cm⁴	cm³	mm	mm	cm²	cm⁴	cm³	mm	mm
Superomega® 80x1,0	2,79	88,0	36,2	2,86	26,86	6,16	88,0	35,4	2,86	27,20	6,49	88,0	37,1	2,90	68,72	7,78	88,3	36,4
Superomega® 80x1,2	3,48	88,0	36,8	3,53	33,86	7,93	88,0	36,3	3,48	33,28	7,88	88,0	36,8	3,51	83,02	9,40	88,3	36,4
Superomega® 80x1,5	4,43	88,0	36,4	4,44	42,62	9,98	88,0	36,3	4,43	42,44	9,97	88,0	36,4	4,41	104,44	11,82	88,4	36,4

Figura 25. 1 - Seção Ω 80 (retirado do catálogo “O Feliz”)

Propriedades Geométricas

Propriedades da Secção Bruta														
Secção	Peso	Altura h	Largura b	Área Pintura	Espessura		Secção Bruta							
					t _{nom}	t _{eff}	A _{bruta}	I _{y,bruta}	I _{z,bruta}	I _w	I _t	Y _{cg} =Y _{cc}	Z _{cg}	Z _{cc}
	kg/m	mm	mm	m ² /m	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶	x10 ⁻⁴ cm ⁴	mm	mm	mm
Superomega® 120x1,0	3,05	120	192	0,778	1,0	0,96	3,73	73,73	102,70	583,53	114,70	95,7	55,8	151,3
Superomega® 120x1,2	3,66				1,2	1,16	4,51	89,09	124,10	705,10	202,35			
Superomega® 120x1,5	4,58				1,5	1,46	5,68	112,12	156,18	887,36	403,45			
Superomega® 120x2,0	6,11				2,0	1,96	7,62	150,52	209,68	1191,37	976,12			

S280GD

Propriedades da Secção Efetiva																		
Secção	Compressão			Flexão Positiva Eixo Y					Flexão Negativa Eixo Y					Flexão Eixo Z				
	A _{eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}	A _{eff}	I _{y,eff}	W _{y,eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}	A _{eff}	I _{y,eff}	W _{y,eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}	A _{eff}	I _{z,eff}	W _{z,eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}
	cm²	mm	mm	cm²	cm⁴	cm³	mm	mm	cm²	cm⁴	cm³	mm	mm	cm²	cm⁴	cm³	mm	mm
Superomega® 120x1,0	3,52	95,7	56,7	3,67	71,17	11,07	95,7	54,7	3,62	70,31	11,42	95,7	57,4	3,68	98,62	10,17	97,0	56,6
Superomega® 120x1,2	4,36	95,7	57,0	4,51	89,06	14,08	95,7	55,8	4,42	86,11	13,88	95,7	57,0	4,47	120,55	12,47	96,6	56,4
Superomega® 120x1,5	5,56	95,7	56,8	5,68	112,09	17,73	95,7	55,8	5,61	109,96	17,58	95,7	56,5	5,65	153,61	15,96	96,3	56,1
Superomega® 120x2,0	7,54	95,7	56,3	7,62	150,48	23,80	95,7	55,8	7,60	149,98	23,77	95,7	55,9	7,60	208,38	21,71	96,0	55,9

Figura 25. 2 - Seção Ω 120 (retirado do catálogo “O Feliz”)

Propriedades Geométricas

Propriedades da Secção Bruta														
Secção	Peso	Altura h	Largura b	Área Pintura	Espessura		Secção Bruta							
	kg/m	mm	mm	m ² /m	t _{nom}	t _{eff}	A _{bruta}	I _{y,bruta}	I _{z,bruta}	I _w	I _t	Y _{cg} =Y _{cc}	Z _{cg}	Z _{cc}
					mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶	x10 ⁻⁴ cm ⁴	mm	mm	mm
Superomega* 160x1,5	5,52	160	197	0,938	1,50	1,46	6,85	227,02	195,10	1961,97	486,64	98,5	75,4	205,6
Superomega* 160x2,0	7,36				2,00	1,96	9,19	304,77	261,91	2633,87	1177,39			
Superomega* 160x2,5	9,20				2,50	2,46	11,54	382,52	328,73	3305,78	2327,87			

S280GD

Propriedades da Secção Efetiva																		
Secção	Compressão			Flexão Positiva Eixo Y					Flexão Negativa Eixo Y					Flexão Eixo Z				
	A _{eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}	A _{eff}	I _{y,eff}	W _{y,eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}	A _{eff}	I _{y,eff}	W _{y,eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}	A _{eff}	I _{z,eff}	W _{z,eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}
	cm ²	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	mm	mm
Superomega® 160x1,5	6,30	98,5	76,2	6,85	227,00	27,15	98,5	75,4	6,78	223,05	26,93	98,5	76,2	6,56	183,07	18,08	101,2	76,3
Superomega® 160x2,0	9,14	98,5	75,8	9,19	304,73	36,45	98,5	75,4	9,18	303,76	36,40	98,5	75,6	9,13	256,97	25,92	99,2	75,9
Superomega® 160x2,5	11,48	98,5	75,7	11,54	382,47	45,75	98,5	75,4	11,54	382,52	45,76	98,5	75,4	11,50	325,73	32,95	98,8	75,6

Figura 25. 3 - Secção Ω 160 (retirado do catálogo “O Feliz”)

	G kg/m	h mm	b mm	a mm	t mm	Área mm ²	y _g mm	z _g mm	I _y mm ⁴	I _z mm ⁴	W _y mm ³	W _z mm ³	i _y mm	i _z mm	I _w mm ⁶	I _t mm ⁴	Y _c mm
C140x60x1,5	3,5	140	60	20	1,5	441	19,3	69,25	1380840	233601	19940	5959	56	23	1013638507	331	29,3
C140x60x1,8	4,2	140	60	20	1,8	527	19,2	69,10	1642329	276048	23767	7071	56	23	1189999614	569	29,1
C140x60x2,0	4,7	140	60	20	2,0	584	19,1	69,00	1813987	303584	26290	7798	56	23	1302974988	779	28,9

Figura 25. 4 - Secção C 140 (retirado do catálogo “O Feliz”)

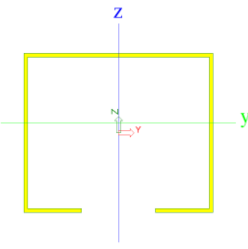
				
		SA-HELIO-0 C50x40x15x1.0	SA-HELIO-0 C50x40x15x1.5	SA-HELIO-0 C50x40x15x2.0
A	[m ²]	1,60E-04	2,40E-04	3,20E-04
I_y	[m ⁴]	4,17E-08	6,26E-08	8,35E-08
I_z	[m ⁴]	7,02E-08	1,05E-07	1,41E-07
W_{ely}	[m ³]	1,81E-06	2,69E-06	3,56E-06
W_{elz}	[m ³]	2,75E-06	4,09E-06	5,41E-06
A_{eff}	[m ²]	1,32E-04	2,39E-04	3,20E-04
I_{yeff} (+)	[m ⁴]	3,78E-08	6,23E-08	8,35E-08
W_{yeff} (+)	[m ³]	1,75E-06	2,69E-06	3,56E-06
I_{yeff} (-)	[m ⁴]	3,97E-08	6,22E-08	8,35E-08
W_{yeff} (-)	[m ³]	1,68E-06	2,69E-06	3,56E-06
I_{zeff} (+)	[m ⁴]	6,66E-08	1,05E-07	1,41E-07
W_{zeff} (+)	[m ³]	2,44E-06	4,09E-06	5,41E-06
I_{zeff} (-)	[m ⁴]	6,66E-08	1,05E-07	1,41E-07
W_{zeff} (-)	[m ³]	2,44E-06	4,09E-06	5,41E-06

Figura 26. 1 - Perfis de seção C disponibilizados pela SimpleAxis

Seção	C50X50,15X1,5	C60X50,15X1,5	C70X50,15X1,5	C80X50,15X1,5	C50X50,15X2,0	C60X50,15X2,0	C70X50,15X2,0	C80X50,15X2,0	C80X50,15X2,0	C50X50,15X2,6	C70X60,15X2,0	C90X50,15X2,0	C100X50,15X2,0
A	2,61	2,76	2,91	3,06	3,44	3,64	3,84	4,04	4,04	4,4096	4,24	4,24	4,44
t	1,5	1,5	1,5	1,5	2	2	2	2	2	2,6	2	2	2
h _w	50	60	70	80	50	60	70	60	80	50	70	90	100
I _y	11,31114063	17,11870313	24,30626563	32,94882813	14,61866667	22,20733333	31,616	25,57266667	42,94466667	18,29993187	36,24133333	56,29333333	71,762
I _z	9,443610453	10,09730673	10,68364063	11,21251838	12,17875969	13,029663	13,792	20,22526073	14,47892409	15,20511532	21,38789937	15,10110692	15,6672973
I _w	79,85487957	105,9474473	137,5615849	175,0290784	100,1382392	133,4096419	173,8041977	204,5531246	221,7542808	120,8399342	266,972892	277,6573389	341,8795682
I _t	0,019575	0,0207	0,021825	0,02295	0,04586667	0,048533333	0,0512	0,05386667	0,05386667	0,099362987	0,056533333	0,056533333	0,0592
z _j	-0,001574102	-0,011371686	-0,020718602	-0,030111902	-0,001212274	-0,00875866	-0,015919332	-0,009252182	-0,023092077	-0,000959309	-0,016529559	-0,030406666	-0,037901575
W _y	4,664387887	5,852548077	7,096719891	8,394605892	6,091111111	7,657701149	9,298823529	8,81816092	11,01145299	7,721490239	10,65921569	12,79393939	14,64530612
f _y	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280	280
A	2,507622465	2,55266518	2,582300869	2,602605019	3,405816998	3,593368357	3,717747385	3,911389807	3,778088619	4,4096	4,032963881	3,823051116	3,857457852
W _y	4,442567834	5,542657719	6,688465647	7,879185236	6,050551605	7,563692183	9,13965379	8,376134216	10,77564525	7,721490239	10,07550146	12,47209047	14,22892905

Figura 26. 2 - Perfis em seção C disponibilizados pela SimpleAxis

Madre:

Verificações de instabilidade							SLS					
Encurvadura lateral		Lv	3600	L/400	9	>	5,24	ok	%	0,582		
M _{b,RD}	3,1976	Lc	690	L/200	3,45	>	3,06	ok	%	0,887		
χ _{e,T}	1											
φ _{LT}	0,474023											
λ _{nLT}	0,065945											
α _{LT}	0,42											
β _w	0,994947											
M _{cr}	735,304											
1º segmento	M _{cr}	2645,427										
	C1	1,54987										
	C2	0										
	C3	1										
	L	0,51										
2º segmento	M _{cr}	750,5982										
	C1	2,4285										
	C2	0										
	C3	1										
	L	1,2										
3º segmento	M _{cr}	735,304										
	C1	2,37901										
	C2	0										
	C3	1										
	L	1,2										
4º segmento	M _{cr}	1238,717										
	C1	1,10706										
	C2	0										
	C3	1										
	L	0,63										
M _{Ed} /M _{b,RD}	0,481298	<	1	ok	%	0,481	88,7 %					

Viga:

C 70x50x15x2.0		Esforços atuantes		Esforços resistentes							
Brutas				Verificações seccionais							
A	3,8400	FED,X +	2,368	Tração	N _{t,RD}	107,52	>	2,37	ok	%	0,022
t	2	FED,X -	3,375	Compressão	N _{c,RD}	104,10	>	3,38	ok	%	0,032
h _w	70	MED,Y	1,442	Flexão y	M _{c,y,RD}	2,56	>	1,44	ok	%	0,563
I _y	31,616	VED,Z	3,909	Esforço transversal	V _{b,RD}	41,53	>	3,91	ok	%	0,094
I _z	13,792				λ _w	0,45					
I _w	173,8041977				sw	70,00					
I _t	0,0512			Flexão e tração		1,00	>	0,59	ok	%	0,586
z _j	-0,01591933			Flexão e compressão		1,00	>	0,60	ok	%	0,596
W _y	9,298823529										
f _y	280										
Efetivas											
Compressão											
A	3,717747385										
Flexão y											
W _y	9,13965379										

Figura 27. 3 - Cálculos para a viga de seção C 70 x 2,0

94,7 %

Figura 27. 4 - Cálculos para a viga de seção C 70 x 2,0

Postes:

C 70x50x15x1,5		Esforços atuantes		Esforços resistentes		Verificações de instabilidade		Verificações de instabilidade		Verificações de instabilidade		Verificações de instabilidade	
Brutas		M _{ED} , y		Tração		M _{ED} , RD		M _{ED} , RD		M _{ED} , RD		M _{ED} , RD	
A	2,9100	0,14		Compressão		81,48		0,063		0,063		0,063	
t	1,5	7,34		Flexão y		72,30		0,102		0,102		0,102	
h _w	70	0,1		Esforço transversal		1,87		0,075		0,075		0,075	
l _y	24,30627	5,114		Flexão e tração		23,36		0,004		0,004		0,004	
l _z	10,68364	7,34		Flexão e compressão		1,00		0,138		0,138		0,138	
l _w	137,5616					1,00		0,176		0,176		0,176	
l _t	0,021825												
z _j	-0,02072												
W _y	7,09672												
f _y	280												
Efetivas													
Compressão													
A	2,582301												
Flexão y													
W _y	6,688466												
C 70x50x15x1,5		Esforços atuantes		Esforços resistentes		Verificações de instabilidade		Verificações de instabilidade		Verificações de instabilidade		Verificações de instabilidade	
Brutas		M _{ED} , y		Tração		M _{ED} , RD		M _{ED} , RD		M _{ED} , RD		M _{ED} , RD	
A	2,9100	0,181		Compressão		81,480		0,030		0,030		0,030	
t	1,5	5,179		Flexão y		72,304		0,072		0,072		0,072	
h _w	70	0,255		Esforço transversal		1,873		0,097		0,097		0,097	
l _y	24,30627	2,473		Flexão e tração		23,358		0,011		0,011		0,011	
l _z	10,68364	5,179				1,00		0,144089		0,144089		0,144089	
l _w	137,5616					1,00		0,34		0,34		0,34	
l _t	0,021825					1		0,942473		0,942473		0,942473	
z _j	-0,02072					1		90,20377		90,20377		90,20377	
W _y	7,09672							2,6		2,6		2,6	
f _y	280							0		0		0	
Efetivas													
Compressão													
A	2,582301												
Flexão y													
W _y	6,688466												

Figura 27. 5 - Cálculos para os postes traseiros e dianteiros de seção C 70 x 1,5

Encurvadura no plano		Encurvadura torcional									
L	1,8386	L	1,8386								
Ly	1,287	Lz	1,839								
N _{cr,y}	289,653	N _{cr,T}	29,78024	N _{cr,TF}	15,29793						
		β	0,365								
Encurvadura fora do plano		iy	0,029								
L	1,8386	iz	0,019								
Lz	1,287	io	0,057								
N _{cr,z}	127,315	yo	45,700								
		zo	0,000								
		N _{cr,min}	15,298								
		N _{b,Rd}	13,03898								
		χ	0,180334								
		φ	3,198794								
		λ _n	2,174033								
		N _{ed} /N _{b,Rd}	0,56	<	1,00	ok	%	0,563			
		(N _{ed} /N _{b,Rd})^0,8+(M _{ed} /M _{b,Rd})^0,8	0,76	<	1,00	ok	%	0,760			76,0 %
Encurvadura no plano		Encurvadura torcional									
L	0,9293	L	0,9293								
Ly	0,651	Lz	0,929								
N _{cr,y}	1133,809	N _{cr,T}	100,9154	N _{cr,TF}	52,39058						
Encurvadura fora do plano		β	0,365								
L	0,9293	iy	0,029								
Lz	0,651	iz	0,019								
N _{cr,z}	498,358	io	0,057								
		yo	45,700								
		zo	0,000								
		N _{cr,min}	52,391								
		N _{b,Rd}	35,57386								
		χ	0,492001								
		φ	1,355764								
		λ _n	1,174778								
		N _{ed} /N _{b,Rd}	0,145584	<	1	ok	%	0,146			
		(N _{ed} /N _{b,Rd})^0,8+(M _{ed} /M _{b,Rd})^0,8	0,368264	<	1	ok	%	0,368			36,8 %

Figura 27. 6 - Cálculos para os postes traseiros e dianteiros de seção C 70 x 1,5