



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

Análise comparativa de diferentes soluções estruturais para coberturas de naves industriais de grande vão

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

Autor

António Manuel Freitas Branco

Orientador

Rui A. D. Simões

ISISE, Departamento de Engenharia Civil – Universidade de Coimbra

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

Coimbra, 2014

AGRADECIMENTOS

O meu percurso académico bem como esta dissertação só foi possível graças ao apoio, companhia e grande amizade de muitas pessoas, pelas quais tenho o maior apreço e gratidão.

Em primeiro lugar quero agradecer ao professor Dr. Rui Simões pelo qual esta dissertação não seria possível, sendo que mostrou desde o primeiro dia a total disponibilidade, e incansável ajuda e orientação indispensável à realização deste documento.

Ao grupo de colegas e amigos do perfil de mecânica estrutural, pela amizade e disponibilidade no debate dos temas abordados no documento.

Aos restantes amigos e colegas que estiveram sempre comigo ao longo destes anos e que os tornaram, sem a menor dúvida, nos melhores da minha vida. Com eles sempre pude contar com uma palavra amiga, puxão de orelhas, diversão e que sempre me deram o encorajamento necessário.

À minha família que me encorajou a estudar por um futuro melhor, e com quem sempre pude contar em todos os momentos, principalmente ao meu irmão que acompanhou de perto o presente ano letivo e que por muitas vezes teve de fazer tarefas domésticas por mim.

Por fim, mas não menos importante quero deixar o meu muito obrigado pela compreensão e apoio prestado nas horas de maior dificuldade à minha namorada Amanda, com a qual partilhei alegrias e momentos menos bons ao longo destes últimos anos.

RESUMO

Para a execução de coberturas sobre espaços de grande vão, recorre-se com frequência a soluções em estrutura metálica. Como exemplo refira-se as coberturas dos recintos desportivos e das naves industriais ou comerciais.

Nestes casos, o principal desafio do projetista é a conceção de uma solução estrutural que cumpra todos os requisitos de dimensionamento (ELU, ELS e durabilidade), arquitetónicos e de execução pelo mais baixo custo possível.

As soluções treliçadas ou atirantadas são frequentemente adotadas por serem bastante leves. Contudo, soluções porticadas, embora mais pesadas, podem constituir boas alternativas por necessitarem de menos mão-de-obra, em particular ao nível do fabrico.

Tendo em conta a conjuntura económica atual, torna-se determinante a otimização das soluções, que dependem de diversos fatores, como seja a magnitude das cargas atuantes, os vãos a vencer, entre outros.

O objetivo desta dissertação vai de encontro a testar diversos tipos de soluções estruturais, em função das cargas atuantes e vãos a vencer. Mais em concreto, pretende-se pré-dimensionar e efetuar uma análise comparativa do ponto de vista de economia de diversas soluções estruturais distintas para um mesmo problema. No estudo proposto serão analisadas estruturas com vãos crescentes mantendo constante a magnitude da carga aplicada.

Para o referido pré-dimensionamento, no que se refere à modelação e à verificação dos limites de tensões e deformações foi usado o software *Robot Structural Analysis 2014*.

ABSTRACT

For the implementation of coatings over large span spaces, it is often resorted to solutions in metal frame. The coverage of sports halls and industrial or commercial ships as an example.

In these cases, the main challenge for the designer is the concept of a structural solution that meets all requirements of design (ELU, ELS and durability), architectural and performance at the lowest possible cost.

The cable-stayed truss or solutions are often adopted to be quite mild. However, portal frames, although heavier, may be good alternatives because they require less labor-intensive, particularly at the manufacturing level.

Given the current economical climate, it becomes crucial to optimize solutions, which depend on several factors, such as the magnitude of the acting loads, the purpose of the voids, among others.

The aim of this dissertation will test against various types of structural solutions as a function of the acting loads and purpose of the voids. More specifically, it is intended to pre-measure and make a comparative analysis in terms of several different structural solutions to the same problem. In the proposed study structures with increasing spans for the same applied load will be analyzed.

Robot Structural Analysis 2014 software was used for the pre-design, for the modeling part and for the limits of stress and strain.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Projeto por rotina vs. projeto otimizado.....	2
1.4	Organização do documento	3
2	COMPARAÇÃO ENTRE O BETÃO, A MADEIRA E O AÇO, USADOS NAS COBERTURAS	4
2.1	Betão armado	4
2.2	Madeira	6
2.3	Aço.....	8
3	SOLUÇÕES ESTRUTURAIS.....	12
3.1	Geometria e forma	12
3.2	As soluções estruturais possíveis mais utilizadas.....	14
3.3	Soluções usuais para vãos até a ordem dos 40 m	14
3.3.1	Pórticos simples	14
3.3.2	Coberturas autoportantes.....	15
3.4	Soluções usuais para vãos na ordem dos 40 m a 80 m	15
3.5	Soluções usuais para vãos da ordem dos 80 m e superiores	17
4	Pré-dimensionamento e Regulamentação.....	19
4.1	Considerações Iniciais.....	19
4.2	Parâmetros utilizados como variáveis	20
4.3	Modelação e pré-dimensionamento	22
4.4	Regulamentação utilizada	23
4.4.1	Eurocódigos.....	23
4.4.2	Estados Limites	24
4.5	Quantificação de ações.....	25
4.5.1	Introdução	25
4.5.2	Ações Permanentes	25
4.5.3	Ações Variáveis.....	25
4.5.3.1	Ação de Acidente.....	26
4.5.3.2	Ação da neve	26
4.5.3.3	Ação da sobrecarga.....	28
4.5.3.4	Ação do Vento.....	28
4.5.3.5	Resumo dos carregamentos aplicados	32

4.6	Combinações de Ações	33
4.7	Análise estrutural	35
4.7.1	Análise de Primeira ordem verso Análise de Segunda ordem	35
4.7.2	Imperfeições Geométricas.....	36
4.7.3	Classificação das secções transversais.....	37
4.8	Resistência das secções transversais	39
5	ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES.....	43
5.1	Considerações iniciais.....	43
5.2	Soluções analisadas.....	43
5.2.1	Perfis laminados comerciais	43
5.2.2	Perfis reconstituídos por soldadura (PRS)	45
5.2.3	Treliças de altura constante e variável	49
5.3	Análise económica.....	52
6	CONCLUSÕES	58
	Trabalhos futuros	58
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	59

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Mercedes-Benz Superdome (New Orleans, Louisiana (EUA)). Photo by Chris Graythen/Getty Images ©2010 Getty Images).....	5
Figura 2.2 - Pavilhão Rosa Mota, Porto. Fonte: "Palaciodecristalporto" por Jose Goncalves..	5
Figura 2.3 - Vista geral e fase de construção do Meo Arena, Lisboa	6
Figura 2.4 - Pavilhão Meo Arena, Lisboa (antigo Pavilhão Atlântico)	7
Figura 2.5 - Pórticos Kerto em madeira. Fonte: JULAR madeiras	7
Figura 2.6 - National Stadium, Singapura.....	9
Figura 2.7 - Arena Amazónia, Manaus- Brasil.....	9
Figura 2.8 - Aeroporto de Estugarda- Alemanha. Fonte: Stuttgart airports.....	10
Figura 2.9 - Aeroporto Francisco Sá Carneiro, Porto (2007).....	10
Figura 2.10 - Hangares.....	11
Figura 2.11 - Exemplo de um hangar da revista Aeromagazine. Fonte: ABAG/ Aeromagazine	11
Figura 3.1 - Soluções porticadas com superfície plana. Fonte: The Steel Construction Institute. (2008).	13
Figura 3.2 - Estruturas com cobertura curva. Fonte: The Steel Construction Institute. (2008).	13
Figura 3.3 - Configurações habituais de pórticos. Fonte: Açominas.....	14
Figura 3.4 - Pórtico em viga celular. Fonte: Best Practice in Steel Construction	16
Figura 3.5 - Pórtico de secção variável. Fonte: Best Practice in Steel Construction.....	16
Figura 3.6 - Estruturas Porticadas.....	17
Figura 3.7 - Pórtico treliçado Meyer Werft - Estaleiro para construção de navios - Papenburg, Alemanha	17
Figura 3.8 - Pórticos treliçados do hangar da Airbus em Toulouse, França. Fonte: Cabinet Jaillet-Rouby, France (2013).....	18
Figura 4.1 - Estrutura porticadas (Almeida, 2012)	20
Figura 4.2 - Parâmetros considerados	21
Figura 4.3 - Pormenor construtivo de uma ligação pilar- viga incluindo o esquadro de ligação	21
Figura 4.4 - Vãos livres a vencer (L)	22

Figura 4.5 - Modelação das soluções estruturais em estudo	22
Figura 4.6 - Deslocamentos verticais e horizontais a considerar pela NP EN 1993-1-1	23
Figura 4.7 - Classificação do território para determinação da carga da neve (NP EN 1991-1-3, 2009)	26
Figura 4.8 - Coeficiente de forma para a carga da neve- cobertura de duas vertentes (NP EN 1991-1-3,2009)	27
Figura 4.9 - Zonas da cobertura (NP EN 1991-1-4,2010).....	30
Figura 4.10 - Definição da inclinação da cobertura (NP EN 1991-1-4, 2010).....	30
Figura 4.11 - Zonas de carregamento para paredes verticais (NP EN 1991-1-4, 2010).....	31
Figura 4.12 - Carregamento aplicado nos modelos pela ação do vento (<i>Robot Structural Analysis</i>).....	32
Figura 4.13 - Imperfeições globais equivalentes (NP EN 1993-1-1,2010).....	36
Figura 4.14 - Forças horizontais equivalentes às imperfeições	37
Figura 4.15 - Relações máximas comprimento-espessura de banzos em consola.....	38
Figura 4.16 - Relações máximas comprimento-espessura de elementos internos.....	39
Figura 5.1 – Pórtico laminado de 40 m, S 355	44
Figura 5.2 - Perfil laminado e perfil reconstituído por soldadura (PRS)	45
Figura 5.3 - Pórtico com secção variável e diagrama de momento fletor.....	45
Figura 5.4 - Variação da secção dos PRS.....	46
Figura 5.5 – Pórtico de secção variável de 40 m, aço S355	47
Figura 5.6 - Diferentes treliças analisadas	49
Figura 5.7 - Exemplo do pré-dimensionamento do pórtico treliçado de 40 m.....	50
Figura 5.8 - Relação preço / vão referentes às soluções em análise – Aço S275	55
Figura 5.9 - Relação preço / vão referentes às soluções em análise – Aço S355	56
Figura 5.10 - Relação preço / vão, referentes às soluções em análise para os aços S275 e S355	

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 - Características de um projeto rotinado e otimizado	3
Tabela 3.1 - Diferenças entre pórtico de alma cheia e treliçados	16
Tabela 4.1 - Resumo dos fatores aplicados para o cálculo da ação do vento.....	29
Tabela 4.2 - Carregamento aplicado na cobertura devido a ação do vento.....	31
Tabela 4.3 - Carregamento aplicado nas fachadas devido a ação do vento	32
Tabela 4.4 - Valores do carregamento aplicados no pórtico espaçado de 6 m.....	32
Tabela 5.1- Dados referentes aos pórticos constituídos por laminados	44
Tabela 5.2 - Dados referentes aos pórticos em PRS, e dimensão das suas secções	48
Tabela 5.3 - Dados referentes aos pórticos treliçados.....	51
Tabela 5.4 - Preços unitários (€/kg) de acordo com vão e elementos estruturais utilizados referentes ao aço S275	52
Tabela 5.5 - Preços unitários (€/kg) de acordo com vão e elementos estruturais utilizados referentes ao aço S355	53
Tabela 5.6 - Peso e custo total por pórtico de acordo com vão e elementos estruturais utilizados referente ao aço S275.....	53
Tabela 5.7 - Peso e preço total por pórtico de acordo com vão e elementos estruturais utilizados referente ao aço S355.....	54

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A maior condicionante para se ter um espaço totalmente livre, sem a inclusão de pilares a meio da estrutura prende-se com a atividade à qual será destinada a estrutura, isto no caso de edifícios industriais, recintos desportivos, etc. É comum as naves fabris serem projetadas, deixando um pouco de parte a estética no sentido de que se torne uma solução o mais eficaz possível em termos estruturais, sendo por vezes a participação do arquiteto deixada para segundo plano. Por este facto, a estrutura fica na sua globalidade a cargo do engenheiro projetista, cabendo a este tentar encontrar uma forma de modo a minimizar os custos desta, sendo que para isso tem à sua disposição inúmeras soluções estruturais possíveis para o mesmo problema, isto sem que haja implicação nos requisitos de segurança, quer a nível de rotura estrutural (ELU), como de serviço (ELS).

Este trabalho surge de forma a colmatar alguma falta de informação e ajudar os projetistas na fase de conceção estrutural, de forma a ter uma maior otimização em termos de grandes vãos. Para vãos até à ordem dos 30 ou 40 m de acordo com as cargas aplicadas na estrutura, existem alguns documentos que podem ajudar o projetista no tipo de solução estrutural a utilizar de forma a chegar a um custo final menos oneroso, sem que este perca demasiado tempo a experimentar as inúmeras soluções possíveis para um mesmo problema. É de referenciar que esta informação será mais direcionada para os engenheiros projetistas menos experientes nestes tipos de conceções estruturais, pois os projetistas mais experientes, à partida já adquiriram estes conceitos, resultado da experiência passada.

É frequente ver que para vãos superiores a 40 m a solução recai por um pórtico misto com viga treliçada, sendo que este depois é estendido pelo seu maior comprimento. Será esta a melhor solução? Até que ponto outro tipo de solução não será possível, de modo a se tornar mais económica? Estas são algumas questões pertinentes para as quais é pretendida uma resposta com o final deste trabalho, sendo estas conjugadas com orientações contentos os vãos a vencer, e cargas aplicadas às diferentes soluções que se podem utilizar, sendo que em relação a preços, estes podem variar de acordo com a fábrica que produz as partes da estrutura que serão posteriormente, como se de um puzzle se tratasse, montadas em obra. Como é óbvio, estas orientações não serão válidas para todas as obras, sendo que há vários fatores que influenciam os custos das estruturas metálicas, como é o caso do preço da mão-de-obra, pintura, decapagem, transporte, soldadura, etc.

Para melhor entendimento do conceito de otimização é necessário saber que variáveis se poderão alterar de modo a minimizar o valor final da obra. Posto isto, as variáveis a alterar na estrutura prendem-se com as restrições de projeto, métodos de cálculo utilizados, fabricação, transporte e logística, materiais utilizados, geometria, condições de apoio, carregamentos aplicados à estrutura, ligações, transporte, manutenção, pintura, decapagem, mão-de-obra, maquinaria a utilizar no estaleiro, mão-de-obra, entre outros.

1.2 Objetivos

Como diz o velho ditado popular, “tempo é dinheiro”, é pretendido com este trabalho que se poupe tempo na fase de projeto a experimentar as inúmeras soluções existentes para o dimensionamento de uma estrutura. É sabido que os pórticos são uma boa solução para um tipo de estrutura com planta retangular, em que uma dimensão é largamente superior à outra, sendo este o caso mais habitual nas naves industriais. Posto isto, o foco do trabalho exposto incidirá no pré-dimensionamento de soluções porticadas ou treliçadas em duas dimensões. Tendo como condicionantes o espaço livre interior (vão livre a vencer), e as cargas atuantes na estrutura, serão analisados vários pórticos de vãos crescentes e cargas atuantes variáveis nas situações em que a neve será condicionante, e outras em que será o vento, isto para que se possa também perceber onde se encaixa melhor cada tipo de solução estudada. Para um mesmo vão e para uma mesma carga, serão analisadas várias configurações na estrutura do pórtico, de modo a obter a solução mais rentável a nível de custo, de acordo com o vão livre que se pretende vencer e as cargas a que estará solicitada a estrutura (neste caso o pórtico).

Para os cálculos dos custos associados a cada solução, serão utilizados os custos unitários (€/kg de aço) atuais, estabelecidos com base numa consulta ao mercado do setor metalomecânico em Portugal.

1.3 Projeto por rotina vs. projeto otimizado

Sendo este um documento destinado a otimização, é essencial saber as diferenças entre um projeto por rotina e um projeto otimizado, para que melhor se perceba a importância de um projeto otimizado. Através da publicação feita pelo ECCS (Euro Steel (2011)), são indicadas algumas dessas diferenças, transcritas no seguinte quadro resumido (Tabela 1.1).

Tabela 1.1 - Características de um projeto rotinado e otimizado

Projeto rotinado	Projeto otimizado
<p>➤ Vantagens:</p> <p>Dispensa de métodos especiais matemáticos; Uso de tabelas e diagramas, com funções contínuas; Tempo reduzido na busca de outras soluções possíveis;</p> <p>➤ Desvantagens:</p> <p>Projeto sem objetivos; Não alcance do mínimo de peso nem de custo; Impossibilidade de estruturas inovadoras</p>	<p>➤ Vantagens:</p> <p>Redução significativa de custo na fase de conceção; Inclusão de todos os aspetos importantes de engenharia; Estruturas competitivas e inovadoras; Definição de características mais importantes a serem variadas;</p> <p>➤ Desvantagens:</p> <p>Não obtenção de conclusões gerais Métodos especiais de cálculo Dificuldade de obter custo real por parte da indústria (pelo não uso da produção em série); Renumeração do projetista não proporcional á poupança do custo de otimização</p>

1.4 Organização do documento

Este documento encontra-se organizado em 6 capítulos, sendo estes seguidamente discriminados:

Capítulo 1 – Introdução: Neste capítulo são abordadas o enquadramento e os objetivos propostos deste documento, uma abordagem entre projeto rotinado e otimizado seguidamente da organização adotada;

Capítulo 2 - Comparação entre o betão, madeira e aço usados nas coberturas: Nesta parte do documento são apresentadas as diferenças entre os vários materiais mais comuns neste tipo de estruturas;

Capítulo 3 - Soluções estruturais: Neste capítulo são expostas as soluções estruturais mais comuns neste tipo de estrutura, incluindo os elementos usados para cada tipo de vão.

Capítulo 4 – Pré-dimensionamento e regulamentação: Este capítulo refere-se ao estudo feito em pórticos no plano, tendo em conta os vãos crescentes a vencer, fazendo variar as cargas aplicadas e experimentando algumas soluções consoante os parâmetros a variar de modo a pré-dimensionar com base nas tensões e deformações limite

Capítulo 5 – Análise comparativa das soluções: Este é o capítulo no qual serão feitas as comparações das soluções estudadas, dando assim a possibilidade de ser escolhida a solução mais económica para a vão livre pretendido, consoante as condições estudadas.

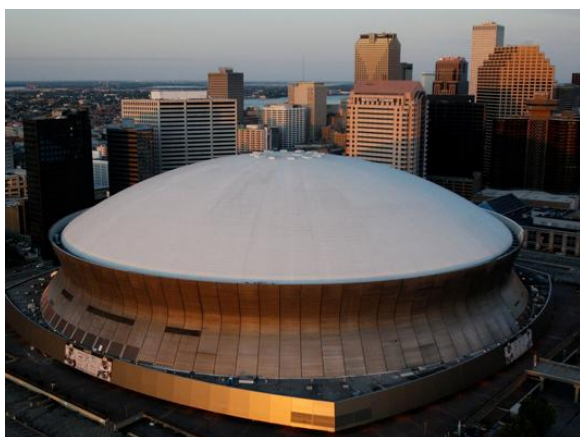
Capítulo 6 – Conclusões: O capítulo final é uma abordagem conclusiva ao estudo analisado, juntamente com referências a possíveis trabalhos futuros.

2 COMPARAÇÃO ENTRE O BETÃO, A MADEIRA E O AÇO, USADOS NAS COBERTURAS

2.1 Betão armado

O betão armado é um material especial formado pela combinação racional de betão e aço, sendo que nesta combinação o betão serve essencialmente para suportar os esforços de compressão e o aço os de tração, (Mourachev V. et al,1996). Sendo a sua durabilidade, proteção aos agentes atmosféricos, aliados à possibilidade de aproveitamento dos materiais na proximidade do local da obra a implementar e aos baixos custos com a manutenção, os principais fatores para o uso do betão armado.

Atualmente para as estruturas concebidas em betão armado, é possível verificar que estas soluções são demasiado onerosas devido à sua mão-de-obra, e prazos de execução maiores, se comparados com o aço por exemplo. Outro aspeto negativo prende-se com o elevado peso próprio que é consideravelmente superior quando comparado com o aço ou a madeira, sendo para que para combater esse aspeto, são usados os cabos de pré-esforço, possibilitando assim a utilização do betão pré-esforçado para vãos de maiores dimensões, pois o uso destes cabos serve para resistir às condições de serviço, no qual o peso próprio constitui a maior fatia. Contudo, estas foram soluções usadas no passado, devido ao já anteriormente referido aliados à falta de informação de outros materiais, o preço baixo da elevada mão-de-obra necessária e o maior conhecimento deste tipo de material em obra. Uma das obras mais emblemáticas advindas deste material, entre outros, é a arena **Mercedes-Benz Superdome** (Figura 2.1), no Louisiana (EUA). Esta complexa estrutura, teve como início de construção o ano de 1971, sendo finalizada 4 anos depois, em que uma das suas características mais relevantes é o vão livre de 210 m que esta consegue vencer.



a) Vista geral



b) Fase de construção

Figura 2.1 - Mercedes-Benz Superdome (New Orleans, Louisiana (EUA)). Photo by Chris Graythen/Getty Images ©2010 Getty Images)

Em Portugal, uma das obras mais emblemáticas executadas em betão armado com uma cobertura de casca, de 92 m de diâmetro é o pavilhão Rosa Mota (Figura 2.2), na cidade do Porto, construído entre 1952 e 1955, levado a cabo por Carlos Loureiro e Santos Soares.



Figura 2.2 - Pavilhão Rosa Mota, Porto. Fonte: "Palaciodecristalporto" por Jose Goncalves

2.2 Madeira

Um dos principais problemas das estruturas de madeira prende-se com a obtenção de peças de madeira maciça com secções e comprimentos projetados, sendo que em geral não é possível obter peças de madeira maciça superiores a 12 m. Posto isto, ao invés da aplicação da madeira só por si, foi criada a madeira lamelada colada (MLC), que permite contornar essa dificuldade aliada ao aumento das propriedades resistentes da madeira, para além de outras potencialidades arquitetónicas (Negrão J. et al. (2009)). Segundo os fabricantes a madeira lamelada colada é um material versátil, permitindo uma grande variedade de formas, assim como estruturas de grandes vãos. Sendo que além do referido, a madeira lamelada apresenta boas propriedades de resistência ao fogo, pois em caso de incêndio a carbonização é lenta, e a parte queimada mantém a resistência da estrutura. Sendo a madeira de natureza orgânica, esta acaba por ser também uma solução ecológica. Uma estrutura de madeira é uma estrutura leve, reduzindo assim as suas fundações e acabando por tornar mais fácil a sua montagem, não sendo necessários equipamentos de elevação pesados.

As estruturas de madeira, são habitualmente vistas em locais emblemáticos, que sendo esteticamente agradáveis à vista, são na sua grande maioria construídas aquando a sua estrutura fica exposta num local frequentado pela população em geral, pois são estruturas mais onerosas quando comparadas por exemplo com o aço e o betão armado, contudo mais emblemáticas. Em Portugal, a obra mais marcante representativa deste tipo de material é o **Meo Arena** (antes designado de Pavilhão Atlântico), seguidamente representado na Figura 2.4 e

Figura 2.5 com a sua vista geral exterior, interior e sua fase de construção. Na sua cobertura, o arco maior permite vencer um vão livre de 114 m. Quanto à utilização deste material em naves fabris, este é também aplicável, sendo o caso da Figura 2.5.

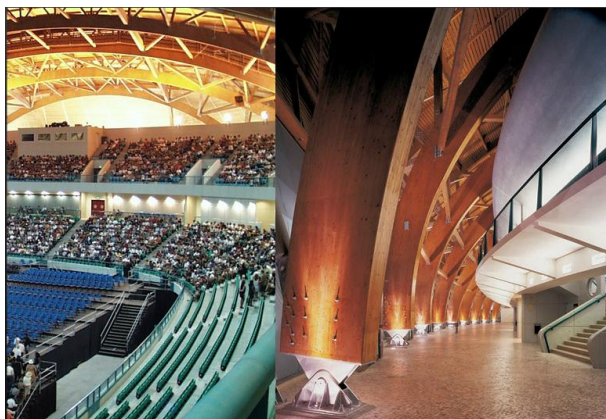


a) Vista geral



b) Fase de construção

Figura 2.3 - Vista geral e fase de construção do Meo Arena, Lisboa



c) Pormenor da estrutura no interior



d) Espaço interior-expo 98

Figura 2.4 - Pavilhão Meo Arena, Lisboa (antigo Pavilhão Atlântico)



Figura 2.5 - Pórticos Kerto em madeira. Fonte: JULAR madeiras

2.3 Aço

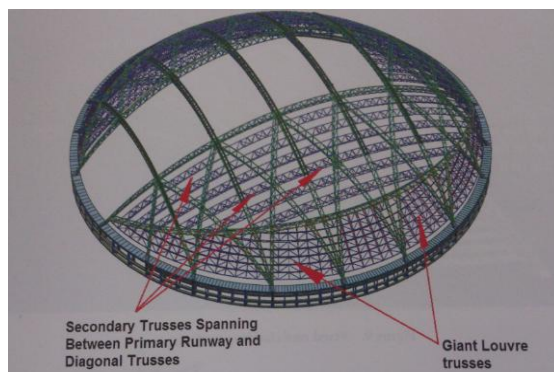
Como é sabido o aço tem sido o material que melhores condições reúne quer a nível estrutural, quer a nível económico para soluções de coberturas com vãos consideráveis. Pois, a elevada relação entre a resistência e o peso específico do aço, permitem minimizar o peso próprio das estruturas e conseqüentemente os custos de transporte e montagem. Sendo que numa época em que uma grande parte da produção das empresas metalomecânicas nacionais se destina ao mercado internacional, estas características da construção em aço representam uma enorme mais valia (Simões, R. 2014). Nunca é demais referir que a construção metálica tem como pilares fundamentais as boas propriedades mecânicas e a sua pré-fabricação em fábrica, advindo daí **vantagens** como a redução de prazos de construção, e a racionalização da mão-de-obra. Outras vantagens prendem-se com uma melhor organização de estaleiro, menores dimensões de pilares e vigas em termos de secção, alívio das cargas, diminuição das fundações, o seu bom comportamento sísmico, o facto de ser uma solução economicamente viável para grandes vãos, a possibilidade de reciclar e reutilizar o aço (pois este pode reciclado sem perder as suas propriedades). A elevada resistência do aço permite construções mais leves com superfícies de uma maior transparência, e uma menor utilização da energia solar, este material permite também uma maior facilidade de modificar ou estender a estrutura de modo a poder adaptar-se a novos requisitos funcionais. Quanto à sua durabilidade, o aço, quando devidamente protegido através de pintura ou galvanização apresenta um bom desempenho, sendo que para as estruturas interiores, não há necessidade de proteção. A junção destas vantagens referidas culmina com o menor custo face às soluções apresentadas pelos outros materiais (Silva et al. (2013)). Os **fatores menos positivos** prendem-se com as condições de fabrico (a necessidade de local especializado para a sua pré-fabricação, as fábricas metalúrgicas), o transporte especial, e o facto de o local de fabricação estar perto ou longe do local de implantação da obra.

Um exemplo que revela o potencial deste material na construção, entre outros é o **National Stadium**, situado em Singapura, (Figura 2.6). Este atinge o máximo de 306 m, de vão livre na menor direção. Esta cobertura é composta por treliças com secção CHS de 457 mm e de 508 mm de diâmetro, totalizando um peso total na cobertura de 100 Kg/m², sendo portanto uma estrutura extremamente eficiente, tendo em conta as suas características. Tendo em conta que a cobertura é retrátil, este foi um enorme passo para uma eficiente otimização desta estrutura, levado a cabo pela equipa estrutural da Arup.

Outros exemplos de aplicação do aço na construção são os estádios de futebol (Figura 2.7), aeroportos (Figura 2.8 e Figura 2.9), naves industriais, hangares (Figura 2.10 e Figura 2.11) polidesportivos, entre outros.



a) Vista geral do projeto



b) Solução estrutural. Fonte: Liew j. Y. Richard “ADVANCES IN STEEL CONCRETE COMPOSITE AND HYBRID STRUCTURES” (2012)

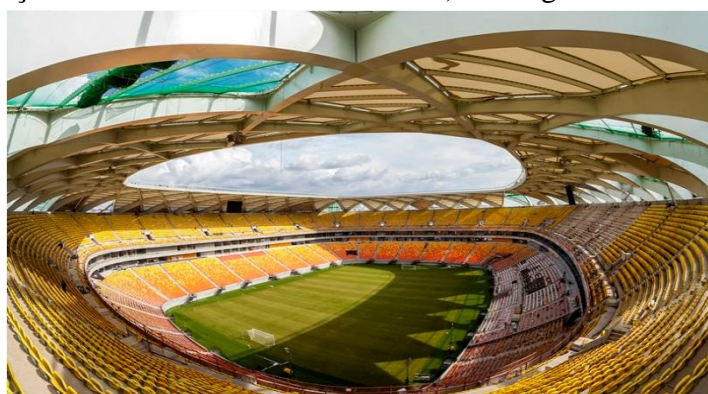
Figura 2.6 - National Stadium, Singapura



a) Fase de Construção. Fonte: Chico Batata



b) Vista geral. Fonte: Marcospauloob



c) Vista do interior. Fonte: Jose Zamith de Oliveira

Figura 2.7 - Arena Amazônia, Manaus- Brasil

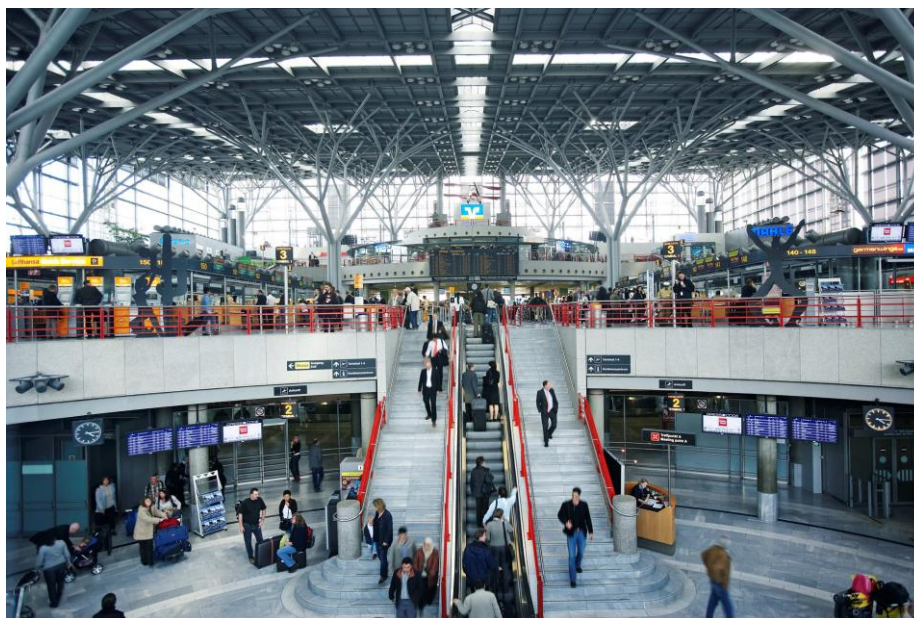


Figura 2.8 - Aeroporto de Estugarda- Alemanha. Fonte: Stuttgart airports



a) Vista interior geral



b) Pormenor de uma ligação

Figura 2.9 - Aeroporto Francisco Sá Carneiro, Porto (2007)



a) Hangar da TAM.
Fonte: TAM

b) Hangar 25. Fonte: Kevin Parry

Figura 2.10 - Hangares



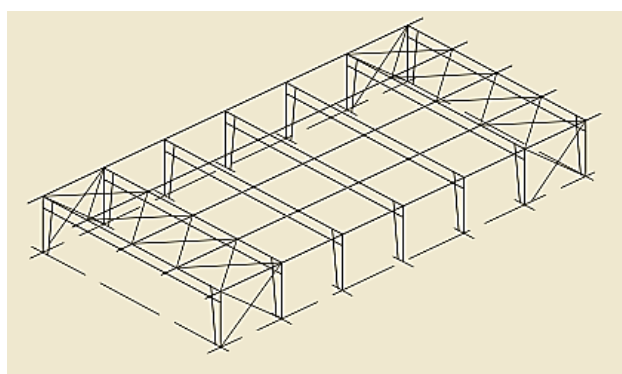
Figura 2.11 - Exemplo de um hangar da revista Aeromagazine. Fonte: ABAG/ Aeromagazine

3 SOLUÇÕES ESTRUTURAIS

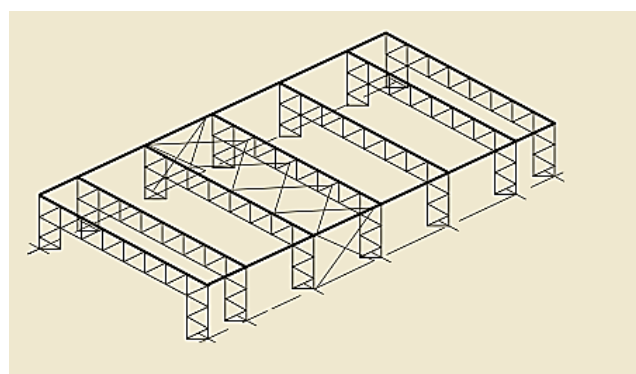
3.1 Geometria e forma

Tendo como referência as estruturas preconizadas para naves industriais, centros comerciais, ou recintos desportivos de grande espaço interior livre, podemos verificar que o mais usual em termos de forma destes, prende-se com o facto de serem retangulares porticados. Para este caso tem-se que um pórtico é repetido ao longo da maior direção, casos da Figura 3.1 e Figura 3.2. Contudo existem ainda geometrias muito diversificadas, fugindo á tradicional forma retangular, como é o caso de alguns pavilhões desportivos, salas de espetáculos e exposições, aeroportos, entre outros.

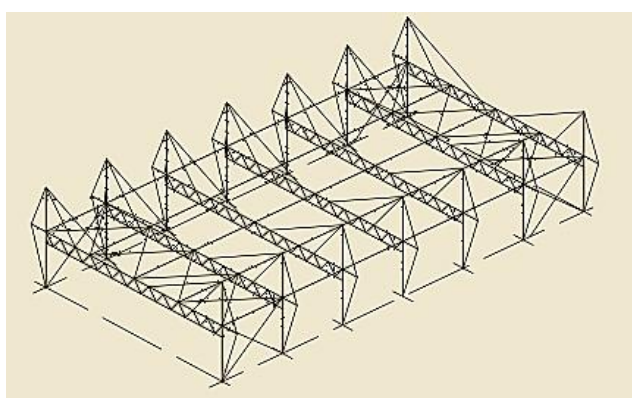
O sistema mais usual para um edifício industrial consiste na forma de duas colunas, acopladas a uma viga, podendo esta ser de alma cheia, alveolar, ou treliçada, constituindo assim um pórtico. Esta configuração de pórtico pode ser constituída por infinitos arranjos sendo estes diferenciados primeiramente entre as colunas e fundação, e várias configurações do elemento viga e coluna, diferentes ligações com as suas também diferentes rigidezes. O mais usual nestas estruturas são as colunas serem articuladas na base, permitindo apenas carregar a fundação com esforço axial, podendo assim se verificar uma menor dimensão nesta, sendo portanto os momentos fletores mobilizados para as colunas, aumentando assim o tamanho das mesmas. Os pórticos são estáveis no seu plano, sendo que no plano perpendicular a rigidez é obtida por intermédio de contraventamentos, de forma a assegurar a estabilidade e rigidez necessárias. Para a elaboração da estrutura global, são usadas diferentes configurações de pórticos, anteriormente referidas.



a) Pórticos de seção cheia



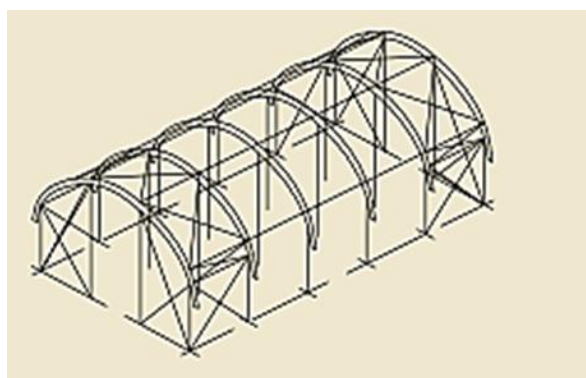
b) Pórticos treliçados



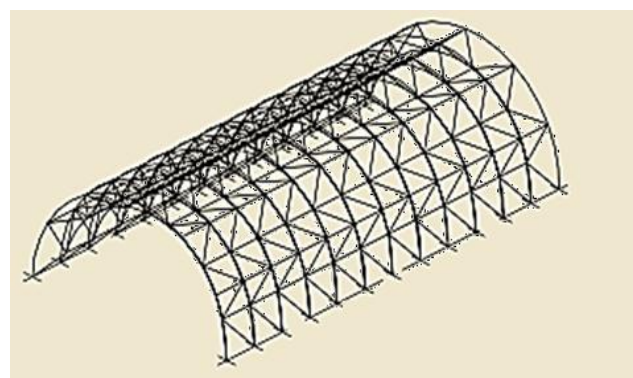
d) Pórticos treliçados atirantados

Figura 3.1 - Soluções porticadas com superfície plana. Fonte: The Steel Construction Institute. (2008).

As estruturas em forma de arco são também usuais quando a restrição de um grande vão livre é imperial.



a) Arcos de alma cheia



b) Arcos treliçados

Figura 3.2 - Estruturas com cobertura curva. Fonte: The Steel Construction Institute. (2008).

3.2 As soluções estruturais possíveis mais utilizadas

Existindo inúmeras soluções estruturais para executar a parte estrutural das coberturas, temos que estas podem ser divididas em dois tipos, sendo estas, soluções porticadas e não porticadas.

As soluções **porticadas**, como o nome indica são constituídas por pórticos sucessivos, em que estes podem ter as vigas com secções de alma cheia regulares, ou de secção variável, celulares (perfis com aberturas circulares ou em losango) de secção regular ou variável, sendo que estes elementos poderão ser curvos (cobertura em arco). Quanto às colunas, estas podem também ter as diferentes secções anteriormente referidas.

Na categoria de soluções **não porticadas**, estão englobadas as treliças metálicas espaciais, as coberturas autoportantes e as mistas, que são planos de treliças (que desempenham a função de viga) ligados às colunas.

3.3 Soluções usuais para vãos até a ordem dos 40 m

3.3.1 Pórticos simples

Tendo em conta estes vãos, são usuais as vigas serem constituídas em perfis de alma cheia, ou abertas de configurações indicadas na Figura 3.3, sendo a sua cobertura entre 5° e 20° e espaçamento entre pórticos de 6m a 12m, tendo a altura da coluna entre 5 a 12 m.

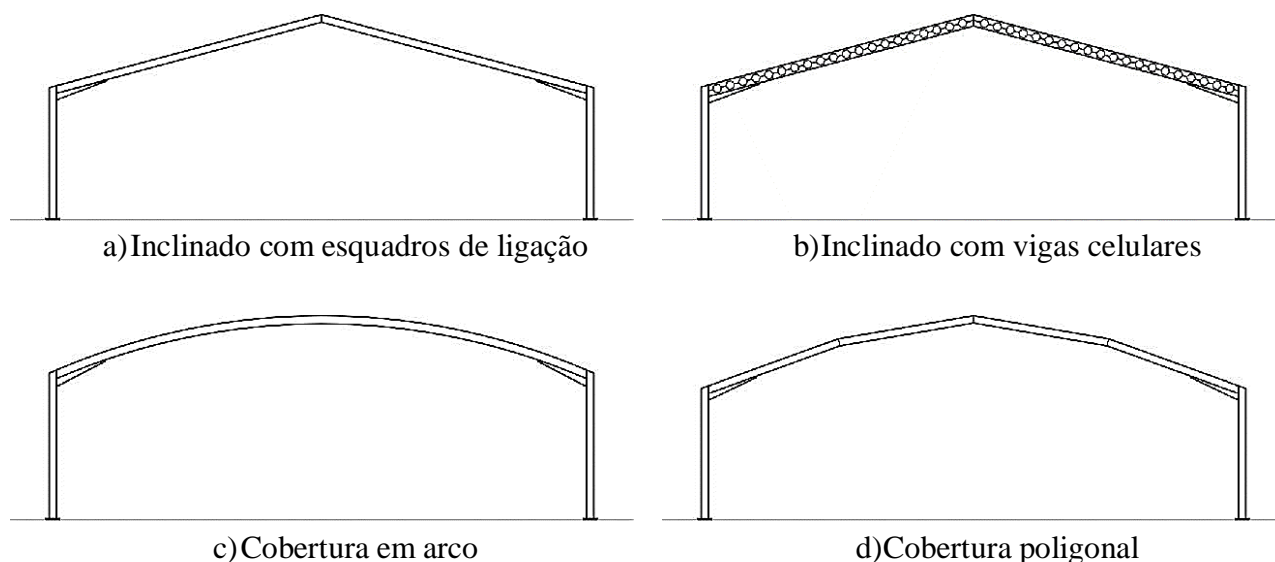


Figura 3.3 - Configurações habituais de pórticos. Fonte: Açominas

3.3.2 Coberturas autoportantes

As coberturas autoportantes caracterizam-se por se apoiarem apenas nos apoios extremos, caracterizadas por serem chapas perfilhantes, que se conseguem por si só resistir às cargas aplicadas. Estas têm como **vantagens**, segundo os fabricantes, a sua facilidade em introduzir aberturas, o ser mais económico comparativamente a outros sistemas, o não uso de escoramentos provisórios, a redução do tempo de execução em obra, a rápida e fácil montagem em obra e a sua limpeza no estaleiro. Os **pontos negativos** destas coberturas são o facto de estas vencerem, no máximo 30 m, ou 40 m dependendo das cargas atuantes, o seu transporte e distância a que se encontra a estrutura a edificar em relação ao sítio onde estas coberturas são fabricadas. Encontra-se seguidamente representada na Figura 3.4, um exemplo real deste tipo de solução.

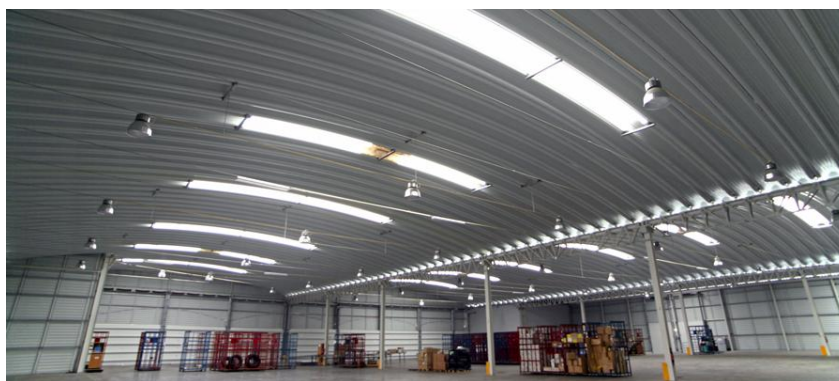


Figura 3.4 - Cobertura autoportante de um edifício industrial. Fonte: Blocotelha

3.4 Soluções usuais para vãos na ordem dos 40 m a 80 m

Tendo em vista uma gama de espaço livre a vencer de 40 m a 80 m, as soluções mais usuais passam pelos pórticos com vigas celulares de secção constante ou variável (Figura 3.4), vigas de alma cheia com secção variável (Figura 3.5), vigas em arco de secção cheia ou alveolar, sendo que por fim temos também os pórticos mistos treliçados (Figura 3.6). Sendo algumas diferenças deste tipo de soluções apresentada na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Diferenças entre pórtico de alma cheia e treliçados

Pórticos alma cheia	Pórticos treliçados
<p>➤ Vantagens:</p> <p>Projeto menos complexo em relação ao treliçado;</p> <p>Menor consumo de mão-de-obra em fábrica;</p> <p>Ligações aparafusadas em obra (execução mais rápida que as soldadas);</p> <p>Transporte e execução mais simples;</p> <p>Fácil pintura, decapagem e manutenção</p> <p>➤ Desvantagens:</p> <p>Maior consumo de aço, levando também a maiores fundações</p>	<p>➤ Vantagens:</p> <p>Estrutura mais leve;</p> <p>Possibilidade de ser económico para grandes vãos.</p> <p>➤ Desvantagens:</p> <p>Maior consumo de mão-de-obra em fábrica;</p> <p>Transporte mais oneroso e complexo devido às dimensões da treliça;</p> <p>Pintura, decapagem e manutenção mais caras</p>

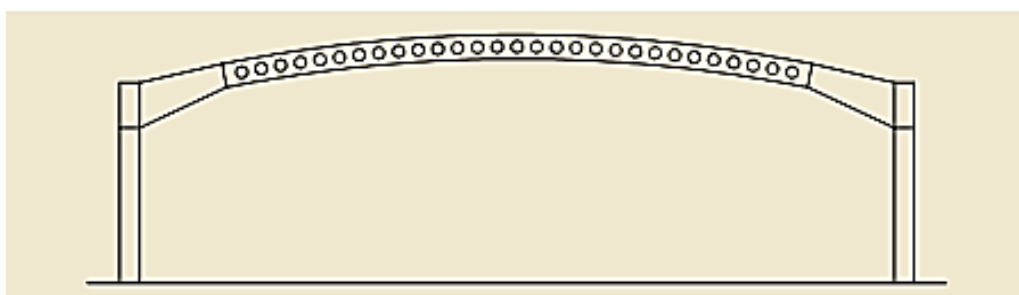
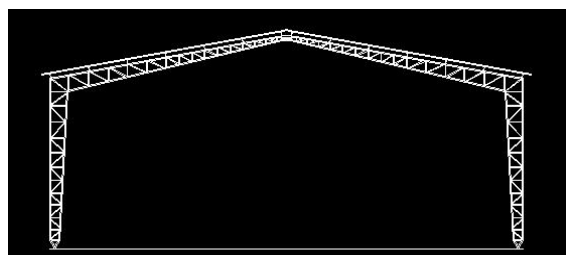


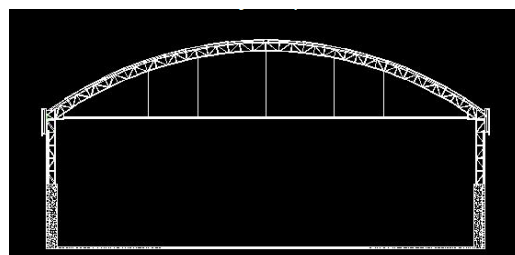
Figura 3.4 - Pórtico em viga celular. Fonte: Best Practice in Steel Construction



Figura 3.5 - Pórtico de seção variável. Fonte: Best Practice in Steel Construction



a) Pórtico treliçado. Fonte: Raicons



b) Arco treliçado. Fonte: Raicons

Figura 3.6 - Estruturas Porticadas

3.5 Soluções usuais para vãos da ordem dos 80 m e superiores

A necessidade destes grandes vãos prende-se com o facto de estes serem concebidos para na sua grande maioria, servirem de local de construção de barcos (Figura 3.7), aviões (Figura 3.8) e demais utilizações em que nestas se pretende que haja uma ampla e livre movimentação de maquinarias, gruas e camiões, entre outros.



Figura 3.7 - Pórtico treliçado Meyer Werft - Estaleiro para construção de navios - Papenburg, Alemanha



Figura 3.8 - Pórticos treliçados do hangar da Airbus em Toulouse, França. Fonte: Cabinet Jaillet-Rouby, France (2013)

4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO E REGULAMENTAÇÃO

4.1 Considerações Iniciais

O estudo realizado vai de encontro a obter um pré dimensionamento para cada vão com a solução mais económica possível, tendo em conta as cargas a que a estrutura se encontra sujeita. Este pré dimensionamento terá como referência as tensões (ELU) e a máxima deformação (ELS). É frequente associar o custo final de uma estrutura ao seu peso em aço, visto que o custo da estrutura é em geral obtido com base no custo unitário (€/kg de aço). Esta abordagem é muitas vezes falaciosa porque o facto de uma estrutura ser mais leve, não significa propriamente que esta seja mais barata. Apesar do custo ser em €/kg (podendo ser também em €/m²), este custo é diferente consoante a estrutura seja concebida secção laminada cheia, alveolar, perfil de alma cheia e de secção variável (PRS), ou uma solução treliçada. Sendo de referir que estes custos são diferentes pois estes estão diretamente ligados ao seu fabrico, montagem, transporte e pinturas de cada solução, sendo o seu custo crescente de acordo com a maior complexidade associadas a estes procedimentos.

A abordagem deste problema é deveras complexa, o que torna difícil neste trabalho, a avaliação e quantificação de todos os parâmetros influentes no custo final de uma obra desta envergadura. Posto isto, de modo a ter um estudo mais viável e tendo em conta as inúmeras combinações possíveis inerentes às várias soluções possíveis, este estudo ficará limitado a um certo campo de validade e um certo número de parâmetros a variar. São inúmeros os aspetos a considerar no custo final, desde o tipo de perfil usado, o tipo de ligação, os contraventamentos, o aço utilizado, a ligação do pilar à fundação ser ou não rotulada, o local onde se encontra a obra a realizar, o facto de incluir um dimensionamento sísmico ou não, ao fogo, entre outros. Posto isto, vão existir uns parâmetros que se irão manter e outros que se irão variar, de modo a perceber como se poderá minimizar a função custo que serão referidos no seguimento do documento.

Os edifícios do tipo nave industrial na sua maioria são de planta retangular, sendo uma dimensão muito superior à outra. Sendo assim a forma de estrutura considerada no estudo é a de planta retangular de um único piso. Como já referido anteriormente uma das soluções mais utilizadas para dar corpo à estrutura global é a utilização de um pórtico com vão da dimensão da menor largura, sendo que este se irá repetir sequencialmente de acordo com o maior comprimento da nave a ser projetada.

O facto de a análise ser no plano e não ser uma análise em três dimensões deve-se ao facto de que os componentes a mais nesta análise 3D, os contraventamentos, irão ser assumidos como semelhantes em quantidade, secções e peso independentemente dos elementos utilizados nos pórticos. Sendo os contraventamentos utilizados na estrutura para conferir rigidez a esta na direção perpendicular aos pórticos. Posto isto, estes custos não serão passíveis de muitas alterações. Sendo apresentada Figura 4.1 o tipo de estrutura estudada.

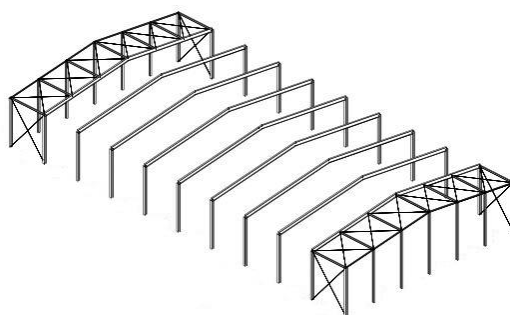


Figura 4.1 - Estrutura porticadas (Almeida, 2012)

4.2 Parâmetros utilizados como variáveis

Para este estudo, a análise sísmica não será incluída, devido ao fato de a maior parte das estruturas de naves fabris em Portugal continental serem localizadas no geral numa zona onde o sismo terá pouca influência em comparação com o vento. Tendo em conta que existem alguns valores de parâmetros adotados na execução destas soluções porticadas advindos de manuais e experiências de execução, serão então fixados alguns parâmetros, sendo estes os seguintes:

- Espaçamento entre pórticos (LT) = 6m;
- Altura dos pilares (H) = 7m;
- Inclinação da cobertura = 5%;
- Esquadros de ligação: $a_1=L_1= 3$ vezes o comprimento do elemento perfilado viga; $b_1=$ altura do elemento perfilado viga;
- Afastamento de madres =2m;
- Ligação rotulada do pilar à base, ligação rígida viga- pilar e viga- viga (cumeeira).

Estes parâmetros encontram-se seguidamente representados na Figura 4.2 e Figura 4.3 (figura real, de modo a perceber a dimensão destes perfis, isto para vãos na superiores e na ordem dos 60 m).

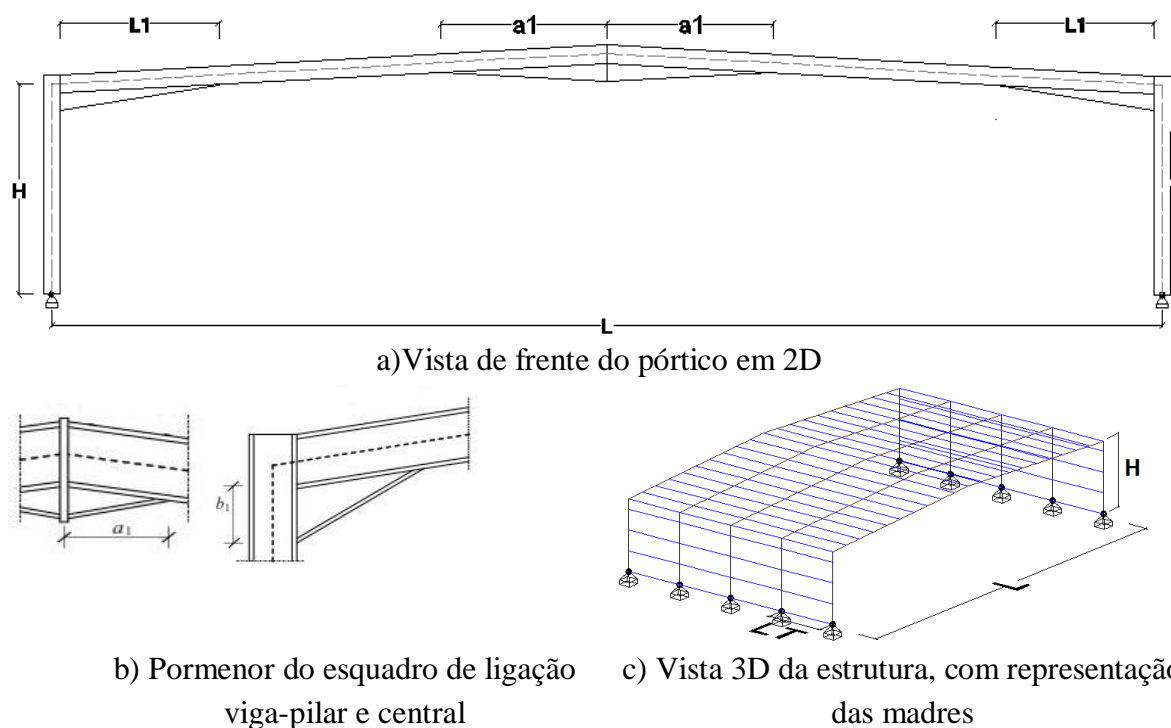


Figura 4.2 - Parâmetros considerados



Figura 4.3 - Pormenor construtivo de uma ligação pilar- viga incluindo o esquadro de ligação

As **variáveis** a usar neste estudo, são as que sendo alteradas poderão ter uma maior influência em termos de custo, sendo estas as seguintes:

- Vão a vencer (L) - (10,20,30,40,50,60,70,80 e 90 metros (Figura 4.4));
- Classe do aço- (S275/S355);
- Elementos do pórtico- (perfis laminados, perfis soldados (PRS) e treliças de duas variedades), (Figura 4.5).

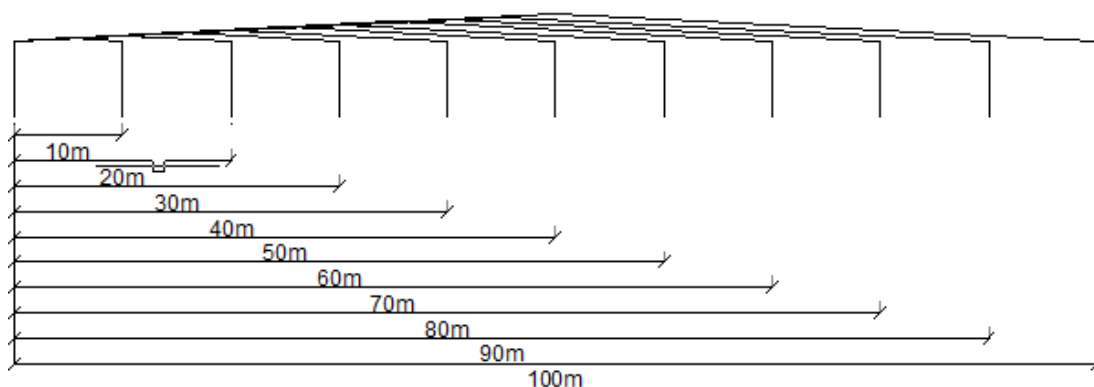


Figura 4.4 - Vãos livres a vencer (L)

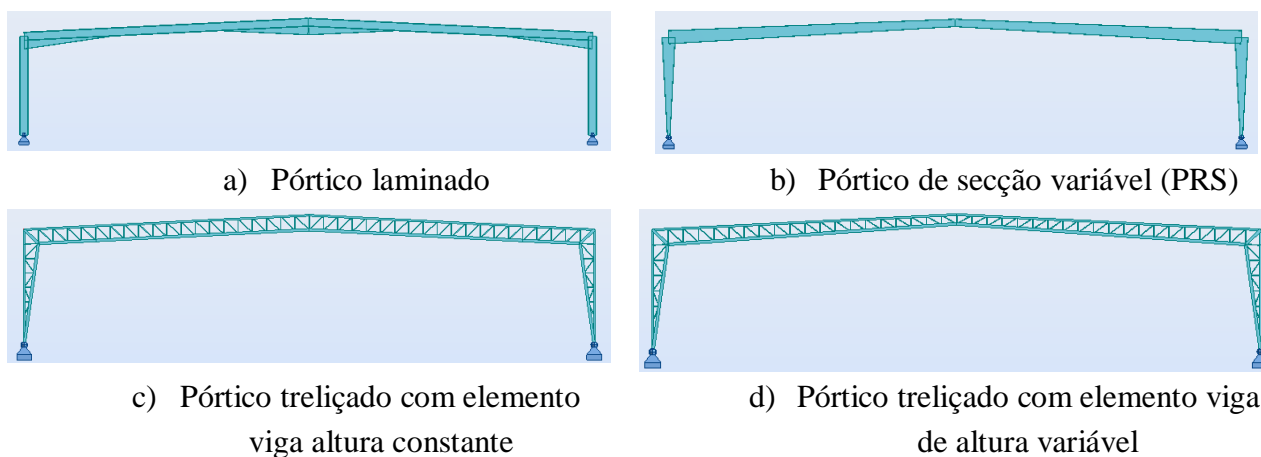


Figura 4.5 - Modelação das soluções estruturais em estudo

4.3 Modelação e pré-dimensionamento

As condições analisadas no pré-dimensionamento deste estudo têm como base a verificação das tensões (ELU) e os limites máximos de deslocamentos (ELS), horizontais (δ_h) e verticais (δ_v) (Figura 4.6), sendo estes mais á frente contabilizados no subcapítulo 4.4.1 de acordo com o vão a vencer, de acordo com a sua classe de aço e solução estrutural. Sendo que para a realização deste estudo paramétrico abrangente, havia necessidade de utilizar um programa que pudesse calcular os esforços, os deslocamentos e as tensões de forma mais rápida e eficiente quanto possível, optou-se por realizar a modelação das estruturas no *software Robot Structural Analysis 2014*, em modelos 2D no plano.

A análise dos modelos não inclui a encurvadura por compressão nem a lateral, por não terem sido contabilizados os contraventamentos. Os pórticos no seu plano irão resistir às ações horizontais e verticais provenientes das cargas aplicadas nesta direção. Em relação às ações

horizontais aplicadas no plano perpendicular aos pórticos, estas serão resistidas pelos contraventamentos. Os contraventamentos para além de servirem para resistir aos esforços anteriormente descritos, irão servir para o impedimento da encurvadura (em modo de flexão, lateral, entre outras) dos elementos e conferir rigidez nessa direção.

As configurações estruturais são assentes num pórtico de perfis laminados, pórtico de perfis reconstituídos por soldadura (PRS), e por fim, de um pórtico treliçado (com o elemento viga de altura constante e outro com o elemento viga de altura variável), anteriormente representados na Figura 4.5.

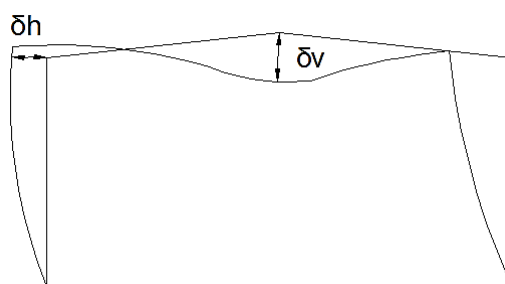


Figura 4.6 - Deslocamentos verticais e horizontais a considerar pela NP EN 1993-1-1

4.4 Regulamentação utilizada

4.4.1 Eurocódigos

O pré-dimensionamento das soluções estruturais em aço estudadas foi baseado na limitação das tenções e deslocamentos máximos. Foi utilizada a regulamentação em vigor em Portugal e resto da Europa, os Eurocódigos, sendo que no caso do tipo de estrutura em causa, foram utilizadas as seguintes partes:

- Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas
 - NP EN 1990 (2009)
- Eurocódigo 1: Ações em estruturas gerais
 - Parte 1-1: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios
 - NP EN 1991-1-1 (2009)
 - Parte 1-3: Ações da neve
 - NP EN 1991-1-4 (2010)
 - Parte 1-4: Ações do vento
 - NP EN 1991-1-4 (2010)

- Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço
 - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
 - NP EN 1993-1-1 (2010)

É de referenciar que o Eurocódigo 3 deve ser utilizado de uma forma consistente com a norma EN1990, com a EN1991 e com a EN1090 (Execução de Estruturas Metálicas).

4.4.2 Estados Limites

Uma estrutura deve ser dimensionada e executada de forma a desempenhar com eficácia as funções para as quais foi concebida, durante um período de vida útil pré-estabelecido. Para isso devem verificadas condições que impeçam o seu colapso (estados limites últimos), condições de utilização (ELS) e ainda condições relativas à sua durabilidade (proteção contra a corrosão, entre outras), (Simões R, 2007).

➤ Estados limites últimos (ULS):

Correspondem á associação de colapso da totalidade ou parte da estrutura colocando assim em perigo a segurança das pessoas, sendo em geral considerados os estados limites de resistência, de estabilidade e perda de equilíbrio.

➤ Estados limites de utilização (ELS):

Estes limites têm a ver com o funcionamento da estrutura, ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, conforto das pessoas, e à estética da construção. Para estruturas metálicas, consideram-se os limites de deformação e vibração (EC3-1-1).

Tendo em conta os modelos estudados, as verificações dos estados limites últimos (ULS) tidas em conta no seu pré-dimensionamento prendem-se com a verificação da resistência plástica e elástica consoante a classe das secções dos elementos estruturais e na verificação da estabilidade destes, de acordo com a NP EN 1993-1-1, sendo que estas apenas foram verificadas para um plano.

Com base nos estados limites de utilização (SLS), foram verificadas as deformações dos elementos estruturais, de acordo com a NP EN 1993-1-1, que especifica no anexo nacional (Quadro NA.I) que, no caso de não serem acordados outros valores com o dono de obra, os valores limites recomendados para os deslocamentos verticais (δ_{max}) (Figura 4.6) para coberturas em geral são de $L/200$. Por se tratarem de casos de pórticos sem aparelhos de elevação, o seu deslocamento máximo horizontal no topo das colunas, tem como valor máximo imposto de $h/150=4,7$ cm, tendo em consideração que a altura dos pilar são 7 m.

4.5 Quantificação de ações

4.5.1 Introdução

Neste capítulo procede-se à quantificação das ações atuantes. No caso de ações que variam em função da geometria da estrutura, por simplificação são usados valores médios aproximados, constantes ao longo da cobertura e fachadas.

As ações segundo a NP EN 1990 são classificadas de acordo com a sua variação no tempo, em ações permanentes (G), variáveis (Q) e de acidente (A).

- As **ações permanentes** são as ações com elevada probabilidade de atuar durante um determinado período de referência, cuja variação de intensidade no tempo é desprezável, são casos do peso próprio das estruturas, revestimentos, assentamentos diferenciais, entre outros.
- As **ações variáveis** são as ações cuja variação de intensidade no tempo não são desprezáveis, sendo o caso da temperatura, neve, vento e os casos das sobrecargas em pavimentos, coberturas, etc.
- As **ações de acidente** são as ações de curta duração mas com intensidade significativa, com pequena probabilidade de ocorrência numa dada estrutura durante o seu tempo de vida útil de projeto, sendo exemplos destas ações casos de explosões ou choques provocados por veículos.
- **Ação sísmica (Av)** é a ação devida aos movimentos do terreno provocados pelos sismos.
- **Ação da temperatura** é relacionada com as variações de temperatura climáticas, devendo ser considerada quando os estados limites últimos ou de utilização possam ser excedidos em consequência de movimentos e/ou de tensões de origem térmica. Esta ação não foi considerada no estudo por ser habitualmente pouco relevante neste tipo de estruturas.

4.5.2 Ações Permanentes

Para os casos em estudo, as ações permanentes consideradas foram, o peso próprio da estrutura. Este peso para o cálculo foi dividido em duas partes, uma componente calculada pelo software referente ao peso dos elementos estruturais, e outra parte calculada manualmente e depois distribuída segundo a sua área de influência referente aos revestimentos, madres, contraventamentos e restantes acessórios, sendo adotado o valor de $0,167 \text{ KN/m}^2$ (podendo este valor ser variável dependendo dos materiais usados), que multiplicado pelo espaçamento de 6m resulta em 1 kN/m .

4.5.3 Ações Variáveis

No caso das ações variáveis, estas estão intrinsecamente ligadas à localização do edifício, quer a nível continental, quer a nível das ilhas, sendo como consequência desta situação, a mudança de intensidade e de ação para sendo esta mais ou menos desfavorável ao dimensionamento, podendo inclusive ações como o sismo, ou a neve nem serem consideradas.

Sendo o objetivo deste estudo o abranger a maior parte do território continental nacional, foi optado por não ser considerada a ação sísmica, e pelo facto de esta não ser ação determinante no caso de estruturas metálicas em detrimento da ação do vento, devido á sua localização.

As ações variáveis dependem da zona que foi escolhida para implantação da obra, portanto, as consideradas neste estudo foram a ação da sobrecarga da cobertura, o vento e a neve, sendo que a neve nunca chegou a ser a mais desfavorável devido á sobrecarga, sendo contudo calculada e entrada nas combinações de ações.

4.5.3.1 Ação de Acidente

As ações acidentais não foram contabilizadas no estudo abordado, pelo facto de estas geralmente não serem situações correntes em pavilhões industriais. Contudo existe a possibilidade de na possível circulação de veículos dentro deste tipo de estruturas existir um embate nos nas colunas, devendo então serem estes sujeitos a alguma atenção por parte dos projetistas no seu dimensionamento de modo a não se sobressaírem muito das paredes.

4.5.3.2 Ação da neve

A ação da neve considerada na NP EN 1991-1-3, sendo para os modelos considerados referente a Castelo Branco, por este ser o limite a partir do qual a neve passa a ser ação variável base, sendo então este modelo válido para as localidades abaixo da cota de 400m, excluindo as zonas sísmicas anteriormente referidas no território continental. A Figura 4.7 representa as zonas a que estão associados os valores do coeficiente C_z que, conjuntamente com a altitude do edifício, quantificam o valor característico (s_k) da ação da neve.

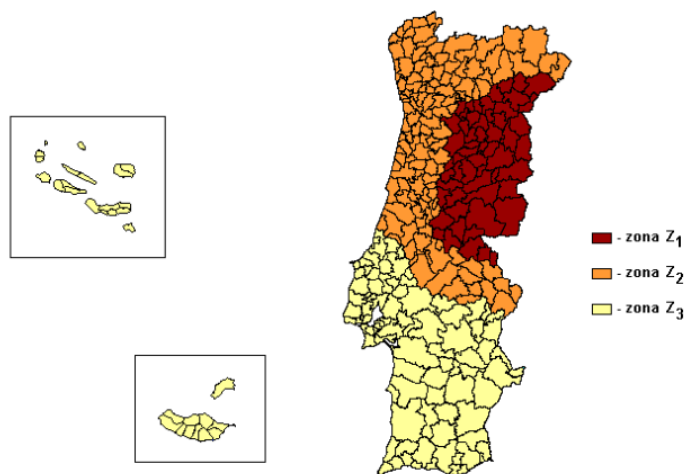


Figura 4.7 - Classificação do território para determinação da carga da neve (NP EN 1991-1-3, 2009)

Para situações de projeto persistentes/transitórias deve-se utilizar como valor de carga da neve não deslocada em coberturas, de acordo com a cláusula 5.2 o resultado da seguinte expressão:

$$S = \mu_i \times C_e \times C_t \times S_k \quad (1)$$

Em que μ_i ilustrado na Figura 4.8, é o coeficiente de forma para a carga da neve e tem especial importância para os casos em que a geometria da cobertura exterior possa provocar aumentos significativos da carga da neve quando comparados com os de uma cobertura com perfil linear.

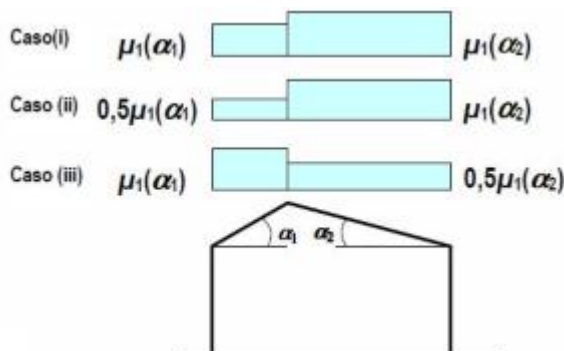


Figura 4.8 - Coeficiente de forma para a carga da neve- cobertura de duas vertentes (NP EN 1991-1-3,2009)

Por simplificação e lado de segurança, optou-se por considerar igual carregamento para ambas as inclinações μ_1 de valor 0,8 para uma inclinação de 5%, retirado do quadro 5.2 da presente norma.

O Valor do coeficiente de exposição c_e é dado pelo Quadro 5.1 – Valores recomendados de c_e para diferentes topografias de onde se conclui que, para uma zona de topografia corrente, em que não há uma remoção significativa da neve pelo vento $c_e = 1$.

Para o coeficiente térmico c_t , como o Anexo Nacional não prescreve valores, irá ser utilizado o valor de 1 (válido para a maior parte dos casos).

O valor característico da carga da neve ao nível do solo S_k é dado no Anexo Nacional pela equação:

$$S_k = C_z [1 + (H/500)^2] \quad (2)$$

Em que H é a altitude do local em metros (para a cidade de Viseu considerou-se uma altitude de 400m) e o valor de C_z varia consoante a zona Z_1 , Z_2 ou Z_3 . Para a cidade de Castelo Branco, pertencente à zona $Z_1=0,3$. Obtemos então para a situação de neve não deslocada:

$$S_k \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0,3 [1 + (400/500)^2] = 0,49 \quad (3)$$

Assim $S = 0,8 \times 1 \times 1 \times 0,49 = 0,40 \text{ KN/m}^2$ valor que deve ser considerado a atuar verticalmente na cobertura, o qual multiplicado pelo espaçamento entre pórticos resulta numa carga de 2,36 kN/m.

4.5.3.3 Ação da sobrecarga

As sobrecargas aplicadas no caso em estudo, nave industrial de um piso, são definidas pela NP EN 1991-1-1, na qual existem diferentes categorias para sobrecargas em coberturas em função da sua utilização. A cobertura deste tipo de estrutura encontra-se na Categoria H referente a coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes, e cuja sobrecarga associada é de 0,4 kN/m² para carregamento uniformemente distribuído (q_k) e 1,0 kN para carregamento pontual (Q_k) (cláusula 6.3.4.2 do regulamento).

4.5.3.4 Ação do Vento

Através da NP EN 1991-1-4, a ação do vento deverá ser simulada por um conjunto simplificado de pressões ou forças perpendiculares às superfícies das paredes de fachada e coberturas. Classifica-se a ação do vento como uma ação variável fixa, cujos valores característicos são calculados a partir dos valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica. O efeito do vento na estrutura está diretamente relacionado com as dimensões e forma da estrutura, o regime local de ventos, a rugosidade do terreno (neste estudo foi adotada uma categoria 3 para a rugosidade), a orografia e a altura de referência da estrutura.

Os coeficientes de pressão exterior (c_{pe}) fornecem o efeito do vento nas superfícies exteriores dos edifícios, sendo que os coeficientes de pressão interior (c_{pi}) fornecem o efeito do vento nas suas superfícies interiores, sendo estes repartidos por coeficientes globais e locais. Os coeficientes locais são usados para superfícies carregadas de área igual ou inferior a 1m² (aplicados por exemplo em ligações), e os coeficientes globais aplicados para as superfícies carregada de área superior a 10m², caso dos modelos em estudo.

A pressão exercida pelo vento sobre as superfícies externas (w_e) e internas (w_i) é dada, respetivamente, pelas seguintes expressões:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (4)$$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (5)$$

Sendo que $q_p(z_e)$ e $q_p(z_i)$ são as pressões correspondentes à pressão dinâmica de pico, z_e e z_i são as alturas de referência para a pressão externa e interna, respetivamente, C_{pe} e C_{pi} são os coeficientes de pressão para a pressão externa e interna, respetivamente.

A pressão dinâmica de pico $q_p(z)$, em função da altura do edifício (z), é, com base na alínea 4.5 da EN 1991-1-4, calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times V_m^2(z) = C_e(z) \times q_b \quad (6)$$

Sendo que, $I_v(z)$, corresponde á intensidade de turbulência; $V_m(z)$, á velocidade média do vento ; ρ , é a densidade do vento (1.25 Kg/m^3) (cláusula 4.5 do regulamento); $C_e(z)$, fator de exposição, e q_b , é a pressão correspondente à velocidade base do vento.

Tendo em conta a quantidade e o tipo de parâmetros que influenciam a quantificação da pressão dinâmica de pico ($q_p(z)$), torna-se necessário adotar um valor representativo da maioria do território nacional. Procedeu-se, então, a uma quantificação deste valor para diferentes localidades, admitindo um edifício com 8,5 metros de altura (por ser a média dos modelos tendo em conta também o ponto mais alto da cobertura). Através da análise de resultados (dados abaixo), foi obtido para o valor de $q_p(z) = 0,73 \text{ kN/m}^2$, sendo este utilizado no cálculo das pressões para todas as configurações de pórticos consideradas.

Tabela 4.1 - Resumo dos fatores aplicados para o cálculo da ação do vento

Z_0	$Z_{máx}$	$c_0(z)$	K_l	$I_v(Z)$	$V_{b,0}$ (m/s)- Zona A	$Z_{0,II}$	k_r	$c_T(z)$	c_{dir}	c_{season}	V_b (m/s)	$V_m(Z)$ (m/s)
0,3	200	1	1	0,30	27	0,05	0,22	0,72	1	1	27	19,45

De acordo com a cláusula 7.2.9(1), as pressões interiores e exteriores devem ser consideradas atuando em simultâneo, combinadas da forma mais desfavorável. Foi definido que relativamente às aberturas das fachadas a sua área total seria inferior a 30% da área total da fachada, o que, de acordo com a cláusula 7.2.9(2), valida o cálculo dos coeficientes segundo a cláusula 7.2.9(6), que estima o coeficiente c_{pi} em +0,2 ou -0,3, conforme o caso mais gravoso. Ou seja, para o caso da sucção ser nas superfícies exteriores foi utilizado +0,2 como coeficiente e no caso de sucção ser nas superfícies interiores foi aplicado o coeficiente -0,3.

➤ Cobertura

Os coeficientes de pressão exterior (c_{pe}) variam consoante a direção do vento e a zona da fachada ou cobertura, cujas dimensões são função da geometria do edifício. Apenas foi tida em conta a ação do vento a 0° , visto considerar-se desprezável o efeito do vento a 90° nos pórticos a dimensionar, visto ser análise num plano. Para coberturas de duas vertentes, a EN 1991-1-4 propõe a seguinte divisão ilustrada na Figura 5.9, onde a distancia e é o menor dos valores entre b e o dobro da altura do edifício ($2h$).

Note-se que a distância e tomou o valor $2h$ para todos os casos, visto ter-se considerado que a distância b , embora não quantificada, é largamente superior a h . Para além disso, desprezou-se ainda a influência da zona F, visto o pórtico-tipo a dimensionar se localizar a uma distância $b/2$ da empena.

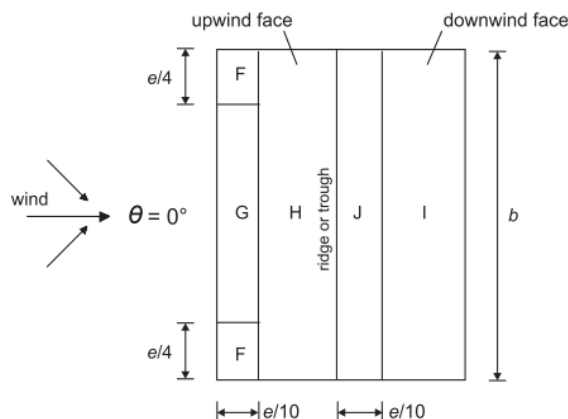


Figura 4.9 - Zonas da cobertura (NP EN 1991-1-4, 2010)

De acordo com a cláusula 7.2.5, disponibilizam-se seguidamente os coeficientes adotados, tendo em conta o quadro 7.4a da EN 1991-1-4 e a inclinação definida (5°), com bordos em aresta viva. É de realçar também que a obtenção dos coeficientes para a inclinação de 5° se realizou por interpolação linear, de acordo com as indicações constantes na norma.

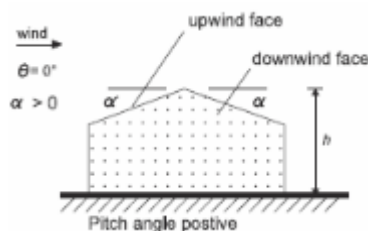


Figura 4.10 - Definição da inclinação da cobertura (NP EN 1991-1-4, 2010)

Quadro 4.1 - Coeficientes de pressão exterior ($c_{pe,10}$) para coberturas de duas vertentes

Ângulo de Inclinação α	Zona; Direção do vento $\theta = 90^\circ$			
	G	H	I	J
5°	-1.20	-0.60	-0.60	0.20

Tabela 4.2 - Carregamento aplicado na cobertura devido a ação do vento

L	Divisão por zonas (m)				Média do carregamento aplicado por m linear
	G	H	J	I	
10	2	3	2	3	-2,46
20	2	8	2	8	-2,54
30	2	13	2	13	-2,57
40	2	18	2	18	-2,59
50	2	23	2	23	-2,60
60	2	28	2	28	-2,60
70	2	33	2	33	-2,61
80	2	38	2	38	-2,61
90	2	43	2	43	-2,61
Média total					-2,60 kN/m

Sendo assim como simplificação do carregamento dividido por zonas, optou-se por colocar um carregamento uniformemente distribuído de sucção na superfície exterior na cobertura com o valor de **2,60 kN/m**, sendo que neste carregamento já está contabilizado o espaçamento de 6m entre pórticos.

➤ Fachadas

Os coeficientes de pressão externa sobre as fachadas (cláusula 7.2.2 (2)) e a divisão por zonas dependem da relação altura/vão do pórtico (Figura 4.11 e Tabela 4.3).

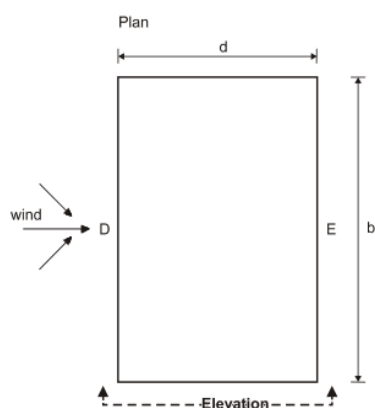


Figura 4.11 - Zonas de carregamento para paredes verticais (NP EN 1991-1-4, 2010)

Como h/d era na maior parte dos vãos a estudar inferior ou igual a 0,25 foram então usados os coeficientes de pressão exteriores ($c_{pe,10}$) para paredes verticais (NP EN 1991-1-4, 2010) do quadro 7.1 sem interpolação, para uma melhor simplificação, ficando portanto $c_{pe,10}$ com 0,70 para a zona D e -0,30 para a zona E, demonstrado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Carregamento aplicado nas fachadas devido a ação do vento

Exterior				Interior			
$c_{pe,10}$		W_e [KN/m]		$c_{pi,10}$		W_i [KN/m]	
Zonas				Zonas			
D	E	D	E	D	E	D	E
0,7	0,3	+3,07	-1,32	0,2	0,3	+0,88	-1,32

Os valores de W_i , serão também aplicados na cobertura, com o mesmo sinal da fachada, +(pressão) e - (sucção), sendo representadas as cargas aplicadas no software aplicadas pelo vento representada na Figura 4.12.

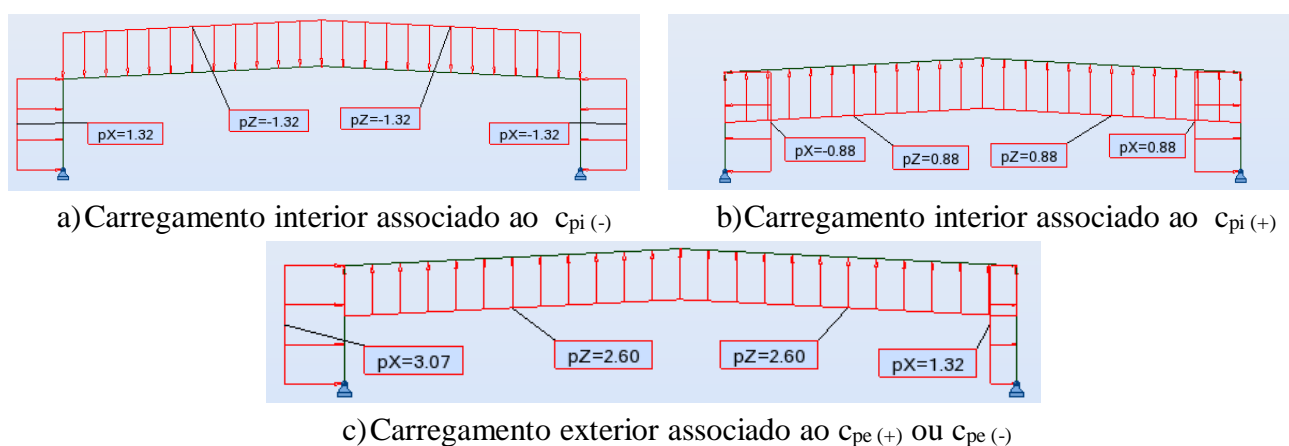


Figura 4.12 - Carregamento aplicado nos modelos pela ação do vento (*Robot Structural Analysis*)

4.5.3.5 Resumo dos carregamentos aplicados

Resumidamente são apresentados na Tabela 4.4 uma síntese das ações aplicadas nas estruturas, sendo estas iguais para todas as soluções estudadas, por simplificação, como já havia sido anteriormente referido.

Tabela 4.4 - Valores do carregamento aplicados no pórtico espaçado de 6 m

-	Casos de carga							
	-			Vento			-	
-	PP+RCP	Sobrecarga	Neve	Cobertura	Fachada esquerda	Fachada direita	Cpi (+)	Cpi (-)
Carga (kN)	1	2,40	2,36	2,60	3,07	1,32	0,88	1,32

4.6 Combinações de Ações

Tendo em vista o dimensionamento das ações anteriormente descritas, estas devem ser combinadas entre si considerando que podem ocorrer simultaneamente, combinações realizadas com base na NP EN 1990.

Para os **Estados Limites Últimos (ELU)** apenas foi considerada a combinação fundamental (ver expressão abaixo), visto não serem consideradas as ações sísmicas nem as de acidente.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7)$$

Em relação á limitação de deslocamentos, referentes aos **Estados Limites de Serviço (ELS)**, apenas foi considerada a combinação característica por ser a mais desfavorável neste caso, e por ser esta a combinação referida na EN 1993-1-1 para os máximos deslocamentos.

A combinação característica é expressa da seguinte forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8)$$

Os parâmetros das expressões acima, representam:

$G_{k,j}$ valor característico da ação permanente j;

$Q_{k,i}$ valor característico da ação variável i;

$\gamma_{G,j}$ coeficiente parcial de segurança, relativo à ação permanente j, tomado como 1,35 (caso desfavorável) ou 1 (caso favorável);

$\gamma_{Q,j}$ coeficiente parcial de segurança, relativo à ação variável j, sendo 1,5;

$\psi_{0,i}$ fator de redução relativo à ação variável i.

Os coeficientes adotados encontram-se resumidos tabela na seguinte, segundo o anexo nacional da NP EN 1990, cláusula A1.2.2 – Quadro A1.1.

Quadro 4.2 - Quadro A1.1 da NP EN 1990

Caso de carga	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga cobertura	0	0	0
Neve	0,5	0,2	0
Vento	0,6	0,2	0

Para os **Estados Limites Últimos**, foram aplicadas as Combinações Fundamentais seguintes:

- Combinação 1 – AVB: Sobrecarga com Peso próprio desfavorável
- Combinação 2 – AVB: Vento com C_{pi} (+), tendo o peso próprio favorável
- Combinação 3 – AVB: Neve com peso próprio desfavorável
- Combinação 4 – AVB: Vento com C_{pi} (-), tendo o peso próprio favorável

Quadro 4.3 - Coeficientes utilizados nas combinações de Estados Limites Últimos (ELU)

Ação	PP + RCP	Sobrecarga		Neve		Vento ($C_{pi}(+)$)		Vento ($C_{pi}(-)$)	
Combinação	γ_G	γ_Q	ψ_0	γ_Q	ψ_0	γ_Q	ψ_0	γ_Q	ψ_0
1	1,35	1,5	-	1,50	0,5	1,50	-	1,50	-
2	1	1,5	-	-	-	-	-	1,5	-
3	1,35	-	-	1,5	-	-	-	-	-
4	1	-	-	-	-	1,5	-	-	-

Nos **Estados Limites de Serviço**, foram aplicadas as Combinações Características representadas no seguinte quadro:

Quadro 4.4 - Coeficientes utilizados nas combinações de Estados Limites de Serviço (SLS)

Ação	PP + RCP	Sobrecarga	Neve	Vento + $C_{pi}(+)$	Vento + $C_{pi}(-)$
-	Coeficientes a multiplicar pelas ações				
5	1	1	0,5	0,6	-
6	1	1	0,5	-	-
7	1	-	0,5	1	-
8	1	1	0,5	-	0,6
9	1	-	0,5	-	1

Nota: PP + RCP corresponde ao peso próprio juntamente com a restante carga permanente; o coeficiente de 1 nos casos que não são PP+RCP corresponde também a ação variável base dessa combinação.

4.7 Análise estrutural

A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura depende fundamentalmente das suas características de deformabilidade e rigidez, mas também da estabilidade global e da estabilidade dos seus elementos, do comportamento das secções transversais, do comportamento das ligações, das imperfeições e da deformabilidade dos apoios (Simões R., 2014). Sendo os modelos estudados hiperestáticos, foi então adotada uma análise global elástica, que se baseia na hipótese de que a relação tensão-deformação do material é linear, em qualquer ponto da estrutura, qualquer que seja o nível de tensão atuante. Isto pressupõe que a tensão provocada pelos esforços atuantes seja inferior à tensão de cedência em qualquer ponto da estrutura.

Seguindo os procedimentos do capítulo 5 da NP EN 1993-1-1, foi então feita a análise estrutural, onde os esforços podem ser determinados pela **análise de primeira ordem**, sendo esta uma análise que considera a geometria inicial da estrutura, em detrimento de uma **análise de segunda ordem**, na qual é necessário considerar a influência da configuração deformada da estrutura.

4.7.1 Análise de Primeira ordem versus Análise de Segunda ordem

Os efeitos de segunda ordem devem ser tidos em conta através de uma análise de segunda ordem, se aumentarem significativamente os esforços ao longo da estrutura ou modificarem o comportamento da mesma, caso contrário pode ser considerada uma análise de primeira ordem (Simões R., 2007). Os efeitos de segunda ordem são desprezáveis na seguinte condição:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10, \text{ Válido para análise elástica} \quad (9)$$

Em que α_{cr} é o fator pelo qual as ações de cálculo devem ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global, F_{Ed} é o valor de cálculo do carregamento da estrutura e F_{cr} é o valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais.

Devido à enorme quantidade de modelos estudados, não foi considerada a análise de segunda ordem, e devido ao facto de possivelmente, esta não ter muita influência na parte da comparação entre uns modelos e os outros do mesmo vão na fase de pré-dimensionamento. Ao considerar por exemplo no modelo de perfis laminados, também iria considerar no modelo dos PRS e nos modelos treliçados, sendo que esta diferença poderia ser maior nos modelos treliçados por terem um menor esforço axial que os dois outros.

4.7.2 Imperfeições Geométricas

Nas estruturas metálicas as tensões residuais, as excentricidades nas ligações, faltas de verticalidade, excentricidade das cargas, etc., provocam imperfeições. Imperfeições, estas que devem ser tidas em conta na análise global e dimensionamento das estruturas por provocarem esforços adicionais. Através da NP EN 1993-1-1, no capítulo 5.3, é possível incorporar as imperfeições na análise global através de com a uma imperfeição geométrica equivalente com a forma de uma inclinação lateral inicial das colunas do pórtico (imperfeição global) e de deformadas iniciais dos seus elementos (imperfeições locais). As amplitudes das imperfeições globais são calculadas conforme a expressão seguinte:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (10)$$

Em que:

$$\phi_0 = 1/200;$$

α_h e α_m são coeficientes de redução dependentes da altura h e do numero de pilares m .

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ sendo } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0; \quad \alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (11)$$

h é a altura da estrutura, em metros;

α_m é o coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso, de acordo com a expressão;

m é o número de colunas num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial superior a 50% do valor médio por coluna. Nos casos de estudo, $m = 2$.

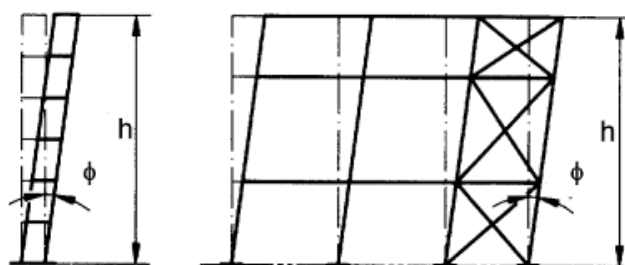


Figura 4.13 - Imperfeições globais equivalentes (NP EN 1993-1-1,2010)

Os efeitos das imperfeições iniciais e globais e locais podem ser substituídas por sistemas de forças horizontais equivalentes, de acordo com a figura abaixo, onde N_{Ed} representa o carregamento axial de compressão associado à coluna em causa.

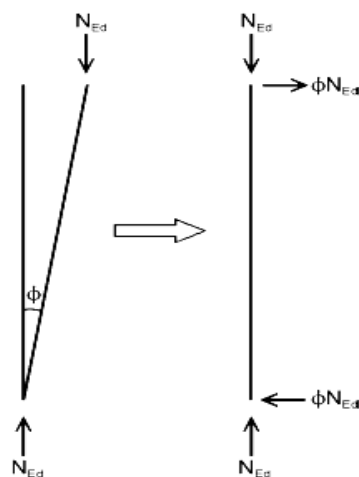


Figura 4.14 - Forças horizontais equivalentes às imperfeições

As imperfeições não foram contabilizadas nos modelos, pelo mesmo motivo descrito na análise de primeira ordem verso análise de segunda ordem e por o estudo se basear num pré-dimensionamento.

4.7.3 Classificação das secções transversais

A classificação das secções transversais tem como objetivo identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local. Enquanto numa secção compacta as zonas comprimidas podem plastificar completamente, numa secção esbelta isso pode já não acontecer, devido aos fenómenos de encurvadura local (Simões R., 2007). Através da NP EN 1993-1-1, consoante a sua capacidade de rotação e capacidade para formar uma rótula plástica, as secções são classificadas em quatro, sendo estas:

- **Classe 1:** são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com uma capacidade de rotação superior à mínima exigida para a utilização de métodos plásticos de análise, sem redução da sua resistência;
- **Classe 2:** são aquelas em que é possível atingir o momento plástico, mas que possuem uma capacidade de rotação limitada pela encurvadura local;
- **Classe 3:** são aquelas em que a tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento de aço, assumindo uma distribuição elástica pode atingir o valor da tensão de

cedência, mas em que o momento plástico poderá não ser atingido, devido à encurvadura local;

- **Classe 4:** são aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

Esta classificação de secções de modo a serem pré-dimensionados os elementos corretamente, como secção plástica ou elástica foi efetuada automaticamente pelo *Robot Structural Analysis* de com base na Figura 4.15 e Figura 4.16, sendo que a primeira é referente aos banzos e a segunda referente aos elementos internos.

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

Figura 4.15 - Relações máximas comprimento-espessura de banzos em consola

Com $\epsilon = \sqrt{235/f_y} = 0.92$, para aço S275 e $\epsilon = 0.81$ para o aço S355.

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

Figura 4.16 - Relações máximas comprimento-espessura de elementos internos

4.8 Resistência das secções transversais

Para o pré dimensionamento, com base na resistência das tensões, um dos critérios foi o não ultrapassar a classe 3, pois para elementos de classe 4 os procedimentos de cálculo já seriam de uma forma diferente, sendo retirada área da secção de modo que esta não contribua toda para a sua resistência. Outro fator para o limite ser classe 3, prendesse com o facto de a nível de contraventamentos, estes serem semelhantes para os 3 casos (laminados, perfis reconstituídos por soldadura (PRS) e treliçados), sendo assim uma comparação mais fiável por estarmos a trabalhar com dimensões semelhantes de perfis, no caso dos laminados e PRS. O facto de a análise ser no plano 2D e a não inclusão de encurvadura por flexão nem lateral, pois para a análise destas encurvaduras teria de entrar com a posição dos contraventamentos, e aí já seria ainda mais uma variável a estudar perdendo um pouco o propósito do estudo e a menor possibilidade de casos de estudo. Posto isto as verificações para secções de classe 4, de flexão do eixo fraco ou de torção não serão então analisadas.

Segundo a NP EN 1993-1-1, existe a necessidade da adoção de um coeficiente parcial de segurança γ_{M0} que toma valor unitário para todas as verificações de resistência nas secções.

Os esforços obtidos para as verificações de resistência foram obtidos por uma análise global elástica, como já referido anteriormente.

Para todos os elementos constituídos nos modelos, foram verificadas as resistências seguidamente abordadas.

▪ Tração

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1.0 ; N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (12)$$

Em que A é a área bruta da secção transversal e f_y a tensão de cedência do aço.

▪ Compressão

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 ; N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ para as secções transversais da Classe 1, 2 e 3} \quad (13)$$

▪ Momento Fletor

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (14)$$

Em que:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ para as secções transversais da Classe 1 ou 2} \quad (15)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ para as secções transversais da Classe 3} \quad (16)$$

Em que W_{pl} é o módulo de flexão plástico e $W_{el,min}$ é o módulo de flexão elástico referente à fibra da secção onde a tensão elástica é mais elevada.

▪ Esforço Transverso

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{sendo} \quad V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad \text{para resistência plástica} \quad (17)$$

Em que A_v é a área resistente ao esforço transverso. É ainda especificado no regulamento que se pode considerar desprezável a verificação da resistência à encurvadura por esforço transverso se:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (18)$$

Onde h_w é a altura e t_w a espessura da alma do perfil, ε o coeficiente que tem em conta a classe do aço, descrito no capítulo 5.12.4 deste documento, e η um coeficiente com valor unitário, de acordo com o regulamento. No caso de a secção ser classe 3, é usada a seguinte equação:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0 ; \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t} \quad (19)$$

Em que:

V_{ED} é o valor de cálculo do esforço transverso atuante;

S é o momento elástico relativamente ao eixo principal da secção, da parte da secção transversal situada entre o ponto considerado e a fronteira da secção;

I corresponde ao momento de inércia da totalidade da secção transversal;

t é a espessura da secção no ponto considerado.

▪ Interação flexão-esforço transverso

Pela cláusula 6.2.8 da NP EN 1993-1-1, nos casos em que o esforço transverso seja inferior a metade do esforço transverso resistente plástico, o seu efeito sobre o momento fletor resistente poderá ser desprezado. Caso contrário, o momento fletor resistente reduzido deverá ser considerado igual ao valor de cálculo da resistência da secção transversal, adotando-se, na área resistente ao esforço transverso, uma tensão de cedência reduzida. Esta situação, não se revelou condicionante no modelos estudados, pelo que a apresentação da sua verificação não é considerada no documento.

▪ **Flexão composta**

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \text{ para as secções transversais Classe 1 e 2} \quad (20)$$

Em que $M_{N,Rd}$ é o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal N_{Ed} . Em secções duplamente simétricas com banzos em I ou H, como é o caso, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor resistente plástico, em relação ao eixo y-y (eixo fraco), quando os dois critérios seguintes são satisfeitos:

$$N_{Ed} \leq 0.25N_{pl,Rd} \quad (21)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (22)$$

E, analogamente, em relação ao eixo z-z (eixo forte), quando:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (23)$$

O valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido $M_{N,Rd}$ pode ser, então, obtido através das seguintes expressões:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0.5a) \text{ , mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (24)$$

Em que: $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ e $a = (A - 2bt_f) / A$, mas $a \leq 0.5$.

▪ **Interação flexão composta – esforço transversal**

De acordo com a cláusula 6.2.10, na presença de esforço normal e de esforço transversal, os seus efeitos deverão ser tomados em consideração no cálculo do momento fletor resistente. No entanto, se o valor de cálculo do esforço transversal atuante não exceder 50% do valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico, não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes. Este valor nunca foi excedido, sendo desta forma dispensável explicar as implicações de tal situação.

5 ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES

5.1 Considerações iniciais

Tendo em vista a elaboração de um estudo de soluções porticadas limitado à análise no plano torna-se importante que os elementos estruturais no outro plano, os contraventamentos, sejam de dimensões equivalentes, para poder ser realizada uma comparação mais justa em termos de soluções utilizadas. Posto isto, procurou-se que as dimensões dos elementos estruturais utilizados fossem constituídos por secções com alturas semelhantes, de modo a que os elementos de contraventamentos na direção perpendicular pudessem ser similares em termos de dimensões e custos, não afetando assim o estudo das soluções analisadas no plano, a nível de custo. Sendo assim, em primeiro lugar foram realizados os estudos para soluções porticadas em perfis laminados comerciais com ligações à base rotuladas, o mais otimizadas possível consoante as limitações impostas quer a nível de tensões (ELU), quer a nível de limites de deformação (ELS).

5.2 Soluções analisadas

5.2.1 Perfis laminados comerciais

De acordo com a limitação das tensões e deslocamentos máximos limites, foi pré-dimensionada uma estrutura para cada vão, em perfis laminados, em que estes limites estivessem quase na sua capacidade máxima, com um rácio igual ou superior a 95%, para estas condições. Tendo em consideração que por vezes era conseguido um rácio superior a este valor para as tensões, ficando os deslocamentos, ainda muito abaixo dos limites impostos pelo regulamento, ou ao contrário, em que os deslocamentos atingiam quase os limites, e as tensões ficavam muito abaixo das tensões resistentes. Sendo assim, foram conjugados estes dois fatores de forma a obter o rácio pretendido, após várias mudanças de combinações de perfis laminados, trabalhando com perfis do tipo IPE para vãos mais reduzidos e perfis HE para vãos maiores, quando os maiores perfis da série IPE já não eram suficientes.

Na

Figura 5.1, é apresentado um pórtico com 40 m de vão, sendo tanto o pilar como a viga constituídos por elementos laminados IPE 500 de aço S355, com um peso de 8094 kg.

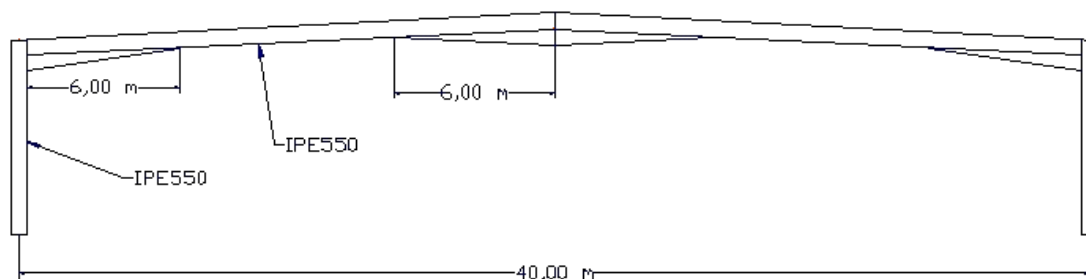


Figura 5.1 – Pórtico laminado de 40 m, S 355

Seguidamente, são apresentados na Tabela 5.1 os dados referentes aos deslocamentos máximos limite permitidos, os deslocamentos obtidos horizontal ou vertical consoante a sua influência, o rácio para deslocamentos (rácio δ). É indicado também na tabela os deslocamentos obtidos (δv , referente ao vertical e δh referente ao horizontal), as alturas inicial (h_i) e final (h_f) consoante o elemento.

Tabela 5.1- Dados referentes aos pórticos constituídos por laminados

Vão	Aço	Aço	δh máx (cm)	δv máx (cm)	Deslocamento obtido			rácio δh	coluna	rácio σ	viga	rácio σ
					δv (cm)	δh (cm)	rácio δv					
10	275	-	4,70	5	1	4,4	0,20	0,94	IPE360	0,36	IPE360	0,24
20	275	-	4,70	10	6,9	4,6	0,69	0,98	IPE400	0,58	IPE360	0,46
30	275	-	4,70	15	10,1	-	0,67	-	IPE500	0,83	IPE500	0,49
30	-	355	4,70	15	14,7	3,7	0,98	0,79	IPE500	0,87	IPE400	0,65
40	275	-	4,70	20	15	-	0,75	-	IPE600	0,99	IPE600	0,52
40	-	355	4,70	20	20	-	1,00	-	IPE550	0,96	IPE550	0,49
50	275	-	4,70	25	24,2	-	0,97	-	IPE750-173	0,96	IPE600	0,66
50	-	355	4,70	25	25	-	1,00	-	IPE750-161	0,81	IPE600	0,64
60	275	-	4,70	30	26,1	-	0,87	-	HEA900	0,82	IPE750-137	0,87
60	-	355	4,70	30	29,6	-	0,99	-	IPE750-210	0,86	IPE750-137	0,66
70	275	-	4,70	35	28,7	-	0,82	-	HEA 1100	0,91	HEA800	0,77
70	-	355	4,70	35	32	-	0,91	-	HEA 900	0,95	HEA800	0,59
80	275	-	4,70	40	34,9	-	0,87	-	HEM1100	0,96	HEA900	0,83
80	-	355	4,70	40	37,1	-	0,93	-	HEA1100	0,94	HEA900	0,64
90	-	355	4,70	45	44	-	0,98	-	HEM1100	0,96	HEA1000	0,69

5.2.2 Perfis reconstituídos por soldadura (PRS)

Após a obtenção dos perfis laminados que correspondiam às exigências do pré-dimensionamento, consoante as cargas aplicadas e o vão a vencer, passou-se ao estudo da solução em que os perfis passavam a ser perfis reconstituídos por soldadura (PRS), o que naturalmente, levaria um menor consumo de material, como é possível visualizar na Figura 5.2.

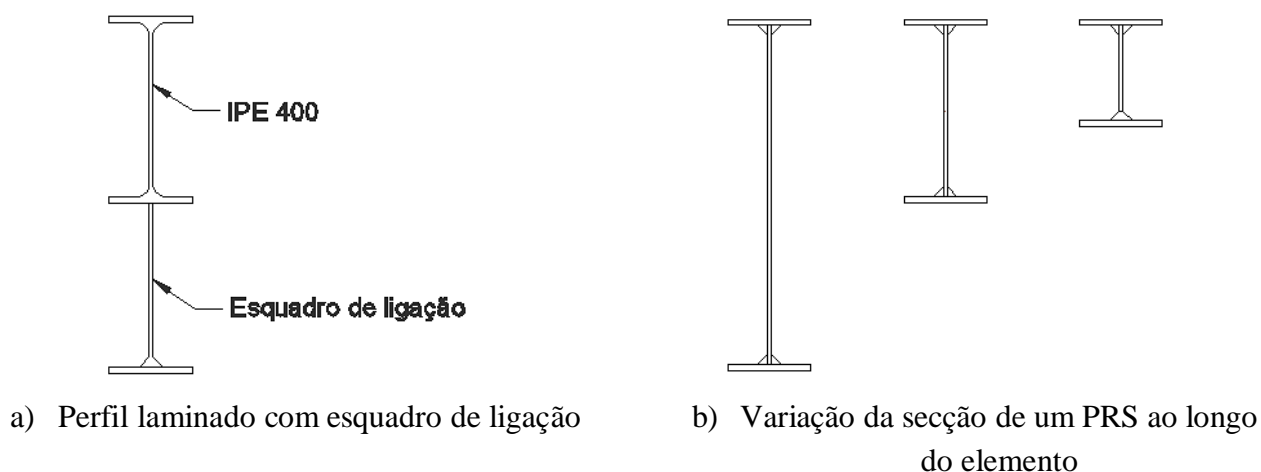


Figura 5.2 - Perfil laminado e perfil reconstituído por soldadura (PRS)

Para além do menor consumo de material já referido, estes perfis têm a vantagem da possibilidade de fazer variar a secção ao longo do comprimento (Figura 5.3), fazendo com que esta seja maior nas zonas em que os momentos fletores são maiores e ao contrário, diminuir a secção para zonas onde o momento fletor é menor.

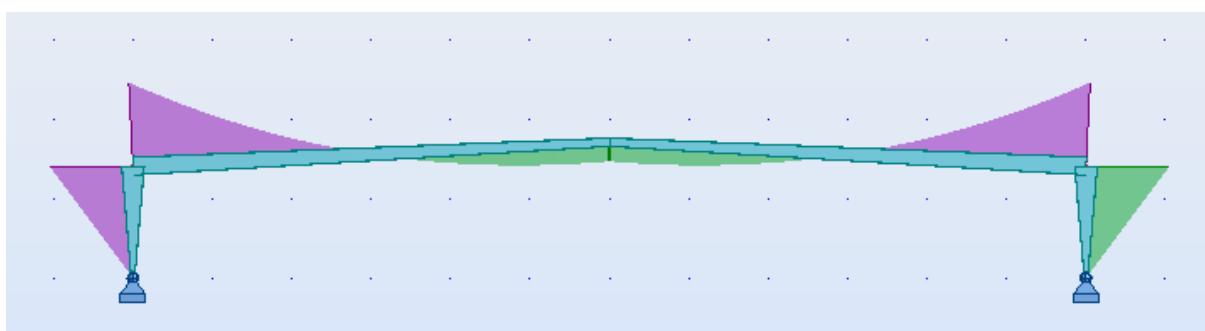


Figura 5.3 - Pórtico com secção variável e diagrama de momento fletor

Quanto à escolha das dimensões dos **perfis reconstituídos por soldadura**, procurou-se que estes tivessem dimensões similares às dimensões dos perfis laminados que eram soluções para cada tipo de vão. Deste modo foram dadas as dimensões da espessura da alma e banzos, e

comprimento dos banzos semelhantes às soluções laminadas, fazendo então variar a sua altura. Numa fase seguinte de modo a se conseguir minimizar o consumo de material destes, foram alteradas as dimensões das espessuras de almas e banzos, e comprimento destes, tendo como limite estes perfis irem até classe 3 nas várias secções ao longo do elemento. Pois trabalhando numa classe superior (classe 4), os contraventamentos utilizados já iriam diferir de um caso para o outro, não sendo portanto semelhante o que acabaria por ficar a comparação entre estes dois tipo de secções em pé de desigualdade, isto para além de o cálculo de verificação das tensões desta classe ser diferente, pois para elementos de classe 4 teria de ser elaborado outro cálculo para a resistência às tensões devido ao facto da área que efetivamente contribui para a resistência destas (A_{eff}) ser inferior à real, o que acabaria por levar ainda a um processo de cálculo mais complexo, podendo depois comprometer a análise das outras soluções por falta de tempo para as estudar. Seguidamente, na Figura 5.4, estão representadas esquematicamente como foi variada a secção dos elementos em PRS.

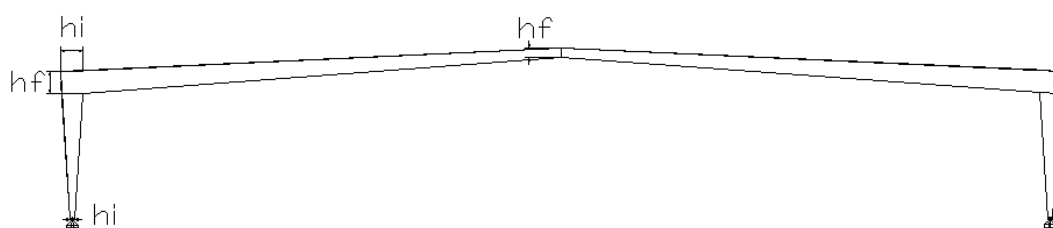


Figura 5.4 - Variação da secção dos PRS

Para cada PRS, apenas se fez variar a altura da alma ao longo do elemento, sendo que tanto o comprimento dos banzos, assim como, a espessura da alma e banzos permaneceram constantes ao longo do seu comprimento.

De acordo com a Figura 5.4, são então apresentadas seguidamente da Tabela 5.2, os dados das secções dos PRS usadas para cada pórtico, consoante o seu vão e tipo de aço. Sendo estes dados referentes aos deslocamentos máximos limite permitidos, os deslocamentos obtidos horizontal ou vertical consoante a sua influência, o rácio para deslocamentos (rácio δ). É indicado também na tabela os deslocamentos obtidos (δ_v , referente ao vertical e δ_h referente ao horizontal), as alturas inicial (h_i) e final (h_f) consoante o elemento. A largura dos banzos é indicada pela letra b , espessura da alma representada por t_w e por fim o t_f corresponde à espessura dos banzos. De ter em atenção que os dados na Tabela 5.2, têm duas colunas no final que representam as classes das secções, sendo que estas poderiam ser tanto no elemento viga como na coluna, ficando apenas a máxima classe encontrada no pórtico, pois a classificação de secções pode ser feita em qualquer comprimento do elemento.

Na Figura 5.5 encontra-se o pórtico em constituído por elementos de soldados, de 40 m para o aço S355, com um peso total de 4936 kg.

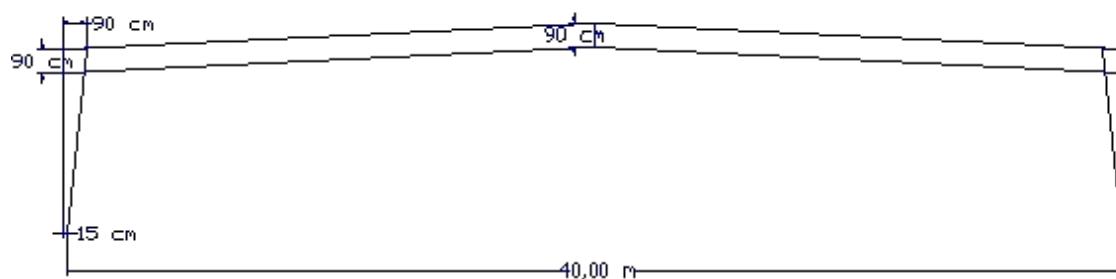


Figura 5.5 – Pórtico de seção variável de 40 m, aço S355

Tabela 5.2 - Dados referentes aos pórticos em PRS, e dimensão das suas secções

Vão (m)	δh máx (cm)	δv máx (cm)	Deslocamento obtido		-		Coluna							Viga					classe da secção		
			Aço	Aço	δv (cm)	δh (cm)	rácio δ	rácio σ	h_i (cm)	h_f (cm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	rácio σ	h_i (cm)	h_f (cm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	banzo	alma
10	4,70	5	275	-	1,5	4,5	0,96	0,38	20	60	16	0,5	0,9	0,43	50	20	16	0,5	0,9	2	2
10	4,70	5	-	355	1,5	4,5	0,96	0,34	20	60	16	0,5	0,9	0,35	50	20	16	0,5	0,9	3	3
20	4,70	10	275	-	9,2	4,4	0,94	0,53	20	70	17	0,7	1	0,67	55	20	17	0,6	0,9	2	2
20	4,70	10	-	355	9,2	4,4	0,94	0,46	20	70	17	0,7	1	0,58	55	20	17	0,6	0,9	3	2
30	4,70	15	275	-	14,9	-	0,99	0,85	20	80	18	0,7	1	0,98	65	60	18	0,7	1	3	2
30	4,70	15	-	355	14,9	-	0,99	0,62	20	80	18	0,7	1,1	0,9	60	60	18	0,6	1,1	3	3
40	4,70	20	275	-	19,5	-	0,98	0,89	15	90	20	0,9	1,1	0,89	90	90	20	0,9	1,1	3	3
40	4,70	20	-	355	19,5	-	0,98	0,8	15	90	20	0,9	1,1	0,77	90	90	20	0,9	1,1	3	3
50	4,70	25	275	-	25	-	1,00	0,97	20	110	20	1,1	1,4	0,97	110	95	20	1,1	1,4	2	2
50	4,70	25	-	355	25	-	1,00	0,84	20	110	30	1,1	1,4	0,97	110	95	20	1,1	1,4	3	3
60	4,70	30	275	-	29,7	-	0,99	0,89	20	140	30	1,3	1,8	0,99	120	75	30	1,2	1,7	1	2
60	4,70	30	-	355	29,6	-	0,99	0,89	20	140	30	1,3	1,4	0,95	110	200	30	1,2	1,5	3	3
70	4,70	35	275	-	33,8	-	0,97	0,99	30	135	30	1,3	2	0,99	130	110	30	1,4	2	2	2
70	4,70	35	-	355	34,3	-	0,98	0,9	20	140	30	1,3	2	0,95	130	120	30	1,4	1,7	1	3
80	4,70	40	275	-	39,1	-	0,98	0,95	30	130	30	1,6	3,1	0,95	130	120	30	1,6	3,1	2	2
80	4,70	40	-	355	29	-	0,73	0,84	30	130	30	1,4	2,8	0,84	135	130	30	1,4	2,8	2	3
90	4,70	45	275	-	44,8	-	1,00	0,98	40	155	30	1,8	4,1	0,99	155	90	30	1,7	4,1	2	2
90	4,70	45	-	355	44,5	-	0,99	0,99	30	150	30	1,5	3,1	0,92	155	135	30	1,7	3,1	1	3

5.2.3 Treliças de altura constante e variável

Em relação às **soluções treliçadas planas**, estas foram concebidas com secções RHS, visto serem soluções eficazes em termos de resistência à encurvadura por compressão. Foram usadas as RHS (retangular hollow sections) pois são secções mais fáceis de soldar quando comparadas por exemplo com as circulares, acabando por se tornarem também menos onerosas que estas. Podiam ainda ter sido concebidas com perfis abertos, contudo pensou-se que para grandes vãos onde os esforços iriam ser maiores, estas teriam problemas de encurvadura no plano, e fora deste, ficando assim de parte este estudo. A não entrada deste fator poderia levar a pré-dimensionamentos irreais, porque possivelmente aquando do dimensionamento teríamos de aumentar a secção destes perfis uma ou mais vezes. As soluções então analisadas são divididas em dois tipos diferentes, sendo ambas constituídas por pilares em que a altura das cordas é variável. A diferença refere-se apenas aos elementos viga, em que uma solução é constituída por treliças de altura constante nas cordas (Figura 5.6 a)) e a outra de altura variável (Figura 5.6 b)) para as mesmas.

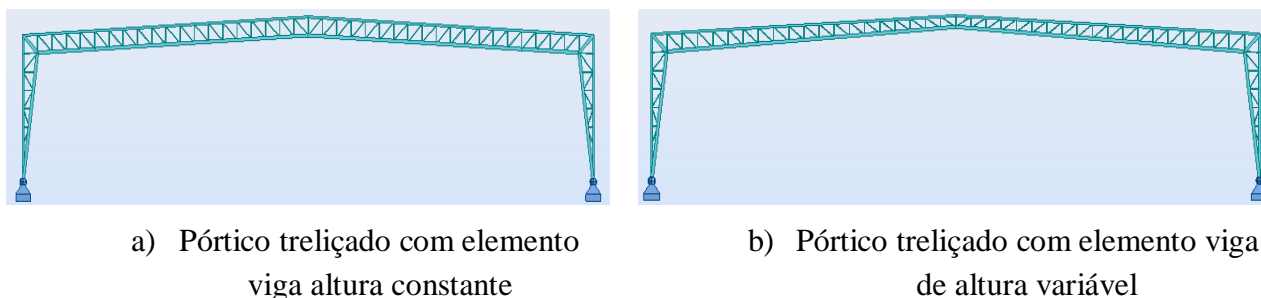


Figura 5.6 - Diferentes treliças analisadas

No caso das treliças o esforço condicionante é o esforço axial, devido a todas as ligações entre elementos serem tratadas como rotulada, não existindo assim a transmissão de momento fletor. Neste estudo foram usadas as treliças de altura entre cordas superior e inferior igual ao longo do comprimento do elemento para vãos até 70 m, visto que a variação de altura destas de modo a reduzir o seu peso e conseqüente custo, não se traduzia numa solução mais vantajosa economicamente. Ao contrário, nos casos em que os vãos a vencer seriam superiores aos 70 m, optou-se por fazer variar a altura das cordas inferior e superior ao longo do elemento, de modo a ficar uma solução mais barata com a poupança do material que para estes vãos já é significativa. Esta variação de altura foi similar à configuração de pórticos com perfis PRS. Ficando a altura entre diagonais maior nas zonas onde o momento fletor fosse maior e altura menor no caso contrário, isto tomando como referência o diagrama de momentos fletores do pórtico constituído por laminado ou PRS, visto o comportamento da treliça funcionar como elemento viga. Tendo em conta uma otimização de tensões superior a

95%, ou a limitação de deslocamentos de igual percentagem que havia sido levada a cabo nas anteriores soluções estudadas, a solução treliçada foi também assim otimizada. Sendo que para levar a cabo uma otimização com este rácio, foi necessário fazer variar as secções dos elementos das diagonais das treliças consoante o seu esforço, e fazendo variar também por sua vez as secções das cordas que naturalmente com maior esforço de compressão ou tração, por sua vez acabam por ser secções de grandezas superiores às diagonais. Esta solução poderá não ser a melhor esteticamente por ter perfis de várias secções, contudo tentou-se que a parte de fora destas fosse da mesma dimensão e variando apenas a espessura de forma a não ser perceptível a diferença de perfis. Apesar deste esforço nem sempre ter sido conseguido, por não ser a solução mais leve e menos onerosa.

É apresentada na Figura 5.7, o exemplo de uma treliça para o vão de 40 m, para o aço S355, perfazendo um total de 3194 kg.

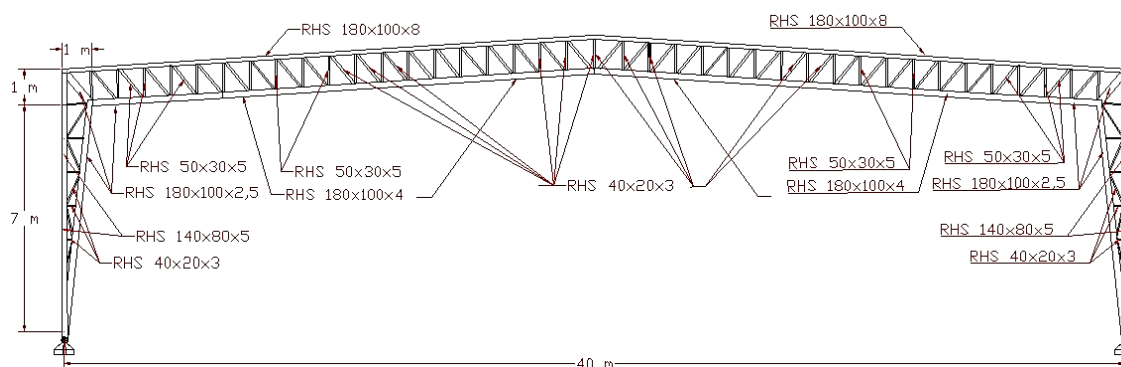


Figura 5.7 - Exemplo do pré-dimensionamento do pórtico treliçado de 40 m

Seguidamente, são apresentados na Tabela 5.3 os parâmetros obtidos com o dimensionamento, seguindo a mesma nomenclatura da tabela relativa aos pórticos constituídos por PRS.

Tabela 5.3 - Dados referentes aos pórticos treliçados

Aço	Aço	Vão (m)	δh máx (cm)	δv máx (cm)	Deslocamento obtido					Coluna		Viga		Secção	
					δv (cm)	δh (cm)	rácio δv	rácio δh	rácio σ	Peso total	h_i (m)	h_f (m)	h_i (m)	h_f (m)	-
275	-	10	4,70	5	0,90	4,50	0,18	0,90	0,96	934	0	0,75	0,5	0,5	Constante
-	355	10	4,70	5	2,92	4,70	0,58	0,94	0,85	912	0	0,75	0,5	0,5	Constante
275	-	20	4,70	10	4,80	4,20	0,48	0,42	0,96	1478	0	1	0,5	0,5	Constante
-	355	20	4,70	10	5,2	4,7	0,52	0,47	0,84	1323	0	1	0,5	0,5	Constante
275	-	30	4,70	15	10,4	0	0,69	0,00	0,99	2018	0	1	1	1	Constante
-	355	30	4,70	15	11,7	0	0,78	0,00	0,96	1596	0	1	1	1	Constante
275	-	40	4,70	20	15,8	0	0,79	0,00	0,98	4137	0	1	1	1	Constante
-	355	40	4,70	20	19,9	0	1,00	0,00	1,00	3194	0	1	1	1	Constante
275	-	50	4,70	25	18,64	0	0,75	0,00	1,00	6616	0	1,4	1,4	1,4	Constante
-	355	50	4,70	25	20,8	0	24,80	0,00	0,93	5016	0	1,4	1,4	1,4	Constante
275	-	60	4,70	30	20,5	0	0,68	0,00	0,96	9645	0	1,4	1,4	1,4	Constante
-	355	60	4,70	30	28	0	0,93	0,00	0,97	7069	0	1,4	1,4	1,4	Constante
275	-	70	4,70	35	19,9	0	0,57	0,00	0,90	17338	0	1,5	1,5	1,5	Constante
-	355	70	4,70	35	33,4	0	0,95	0,00	0,98	10320	0	1,5	1,5	1,5	Constante
275	-	80	4,70	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	355	80	4,70	40	39,1	0	0,98	0,00	0,99	13519	0	1,8	1,8	1	Variável
275	-	90	4,70	45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	355	90	4,70	45	41,4	0	0,92	0,00	0,97	18270	0	2	2	1	Variável

5.3 Análise económica

De modo a se obter preços para as soluções em estudo, foi consultada uma empresa do setor metalomecânico em Portugal.

Foram então obtidos os preços €/kg, de pórtico para cada solução (preços que incluem as ligações, apesar de não dimensionadas), sendo estes apresentados na Tabela 5.4 e Tabela 5.5, preços estes, obtidos de acordo com o vão livre a vencer, elementos estruturais utilizados, e para os dois tipos de aços analisados.

A nível de preços, é tido que para os elementos em perfis laminados é igual ao PRS, porque apesar dos PRS terem o trabalho de soldadura, o aço em chapa é mais barato. Quanto às treliças, o fato de estas serem constituídas por elementos RHS, torna-as mais onerosas, isto para além do seu trabalho de montagem, pois o trabalho de montagem numa treliça envolve muitos cortes e soldadura, aliado ao facto desta ter também uma menor percentagem de eficácia aquando da sua pintura. De ter em conta que além destes processos referidos que aumentam naturalmente o custo final da treliça, é tido ainda que as treliças de altura variável são mais caras devido à sua fabricação envolver muitas barras com comprimentos diferentes, uns dos outros.

Tabela 5.4 - Preços unitários (€/kg) de acordo com vão e elementos estruturais utilizados referentes ao aço S275

Aço S275	Laminados			PRS			Treliças		
	Vão	Coluna	Viga	Custo (€)	Coluna	Viga	Custo (€)	Altura da viga	Custo (€)
10		IPE360	IPE360	1,40	PRS	PRS	1,40	Constante	1,70
20		IPE400	IPE360	1,40	PRS	PRS	1,40	Constante	1,70
30		IPE500	IPE400	1,40	PRS	PRS	1,40	Constante	1,70
40		IPE550	IPE550	1,40	PRS	PRS	1,40	Constante	1,70
50		IPE750-161	IPE600	1,50	PRS	PRS	1,40	Constante	1,70
60		IPE750-210	IPE750-137	1,50	PRS	PRS	1,40	Constante	1,70
70		HEA 900	HEA800	1,80	PRS	PRS	1,40	Constante	1,70
80		HEA1100	HEA900	2,00	PRS	PRS	1,40	Variável	1,80
90		HEM1100	HEA1000	-	PRS	PRS	1,40	Variável	1,80

Tabela 5.5 - Preços unitários (€/kg) de acordo com vão e elementos estruturais utilizados referentes ao aço S355

Aço S355	Laminados			PRS			Treliças	
	Vão	Coluna	Viga	Custo (€)	Coluna	Viga	Custo (€)	Altura da viga
10	IPE360	IPE360	1,45	PRS	PRS	1,50	Constante	1,80
20	IPE400	IPE360	1,45	PRS	PRS	1,50	Constante	1,80
30	IPE500	IPE400	1,45	PRS	PRS	1,50	Constante	1,80
40	IPE550	IPE550	1,45	PRS	PRS	1,50	Constante	1,80
50	IPE750-161	IPE600	1,55	PRS	PRS	1,50	Constante	1,80
60	IPE750-210	IPE750-137	1,55	PRS	PRS	1,50	Constante	1,80
70	HEA 900	HEA800	1,85	PRS	PRS	1,50	Constante	1,80
80	HEA1100	HEA900	2,10	PRS	PRS	1,50	Variável	1,90
90	HEM1100	HEA1000	2,10	PRS	PRS	1,50	Variável	1,90

Após saber o preço unitário para os casos referidos, foi obtido o custo final, sendo este custo obtido através da multiplicação do peso obtido de cada pórtico com o seu referente custo. Estes custos podem ser visualizados na Tabela 5.6 (referente ao aço S275) e Tabela 5.7 (referente ao aço S355), onde são apresentados os pesos obtidos referentes a cada vão e para as soluções expostas. Nos casos que não temos valores nas tabelas referidas significam que, ou não eram cumpridos os requisitos de pré-dimensionamento, ou então essa solução era claramente inviável, quando comparada com o outro tipo de aço, casos em que o preço era mais elevado e a não obtenção de menor peso em relação ao perfil menos oneroso para a mesma solução.

Tabela 5.6 - Peso e custo total por pórtico de acordo com vão e elementos estruturais utilizados referente ao aço S275

Aço S275	Laminados				PRS		Treliças	
	Vão (m)	Coluna	Viga	Peso (kg)	Custo (€)	Peso (kg)	Custo (€)	Peso (kg)
10	IPE360	IPE360	1545	2163,00	901	1261,40	934	1587,80
20	IPE400	IPE360	2414	3379,60	1668	2335,20	1478	2512,60
30	IPE500	IPE400	3851	5391,40	2662	3726,80	2018	3430,60
40	IPE550	IPE550	8094	11331,60	4936	6910,40	4137	7032,90
50	IPE750-161	IPE600	10406	15609,00	8038	11253,20	6782	11529,40
60	IPE750-210	IPE750-137	14256	21384,00	12663	17728,20	9645	16396,50
70	HEA 900	HEA800	24590	44262,00	18352	25692,80	17338	29474,60
80	HEA1100	HEA900	31435	62870,00	27732	38824,80	-	-
90	HEM1100	HEA1000	-	-	36732	51424,80	-	-

Tabela 5.7 - Peso e preço total por pórtico de acordo com vão e elementos estruturais utilizados referente ao aço S355

Aço S355	Laminados				PRS		Treliças	
	Vão (m)	Coluna	Viga	Peso (kg)	Custo (€)	Peso (kg)	Custo (€)	Peso (kg)
10	IPE360	IPE360	1545	2240,25	901	1351,50	912	1641,60
20	IPE400	IPE360	2414	3500,30	1668	2502,00	1323	2381,40
30	IPE500	IPE400	3851	5583,95	2604	3906,00	1596	2872,80
40	IPE550	IPE550	8094	11736,30	4936	7404,00	3194	5749,20
50	IPE750-161	IPE600	10220	15841,00	7412	11118,00	5208	9374,40
60	IPE750-210	IPE750-137	13674	21194,70	12258	18387,00	7069	12724,20
70	HEA 900	HEA800	23996	44392,60	17711	26566,50	10320	18576,00
80	HEA1100	HEA900	30372	63781,20	25314	37971,00	13519	25686,10
90	HEM1100	HEA1000	37153	78021,30	34137	51205,50	18270	34713,00

Analisando separadamente o uso de perfis laminados, perfis reconstituídos por soldadura e treliças, referentes ao aço S275 (Figura 5.8) para o mesmo vão e mesmas cargas aplicadas, que não foi obtida solução para os 90 m para perfis laminados, e que nas soluções treliçadas para este tipo de aço a partir dos 70 m não foi possível obter sequer um menor peso que os PRS, e sabendo que os PRS sairiam a um preço mais em conta que estas, então optou-se por não se incluir as treliças nestes vão por essa análise ser à partida mais desfavorável.

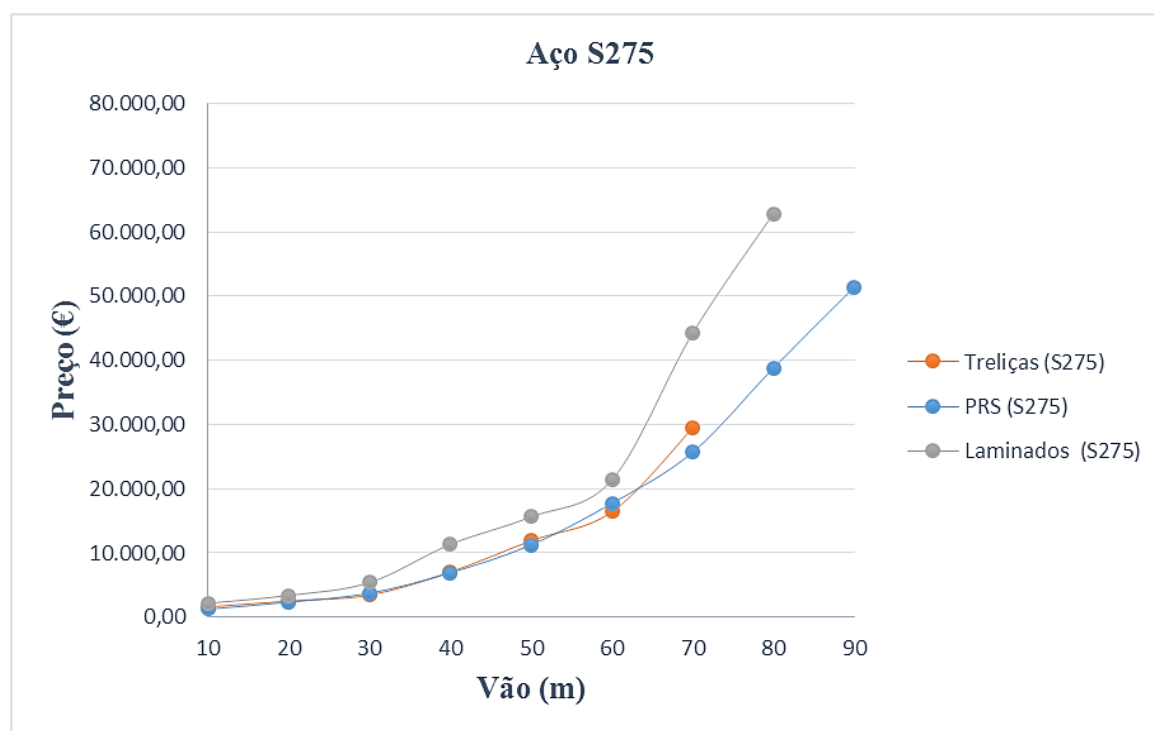


Figura 5.8 - Relação preço / vão referentes às soluções em análise – Aço S275

Do mesmo modo que a análise para o aço S275, foi realizada também uma para o aço S355, a qual se encontra representada na Figura 5.9, na qual se pode concluir que como este tem uma maior tensão de cedência, este consegue suportar maiores cargas, o que o torna aplicável a todos os vãos estudados, ao contrário do S275. É notório o crescimento elevado para os perfis laminados a partir dos 60 m, pois os preços dos perfis laminados que pesam mais, o seu preço também é superior aos perfis que são usados até este vão. Quanto aos PRS e treliças, nota-se que estes tem um crescimento similar, pois estes preços unitários €/kg, mantém-se constantes, e a variação que o seu peso sofre à medida que se aumenta o vão é mais ou menos constante, sendo que a partir dos 60 m, a diferença entre o preço das treliças começa a ser significativamente mais vantajosa que os PRS.

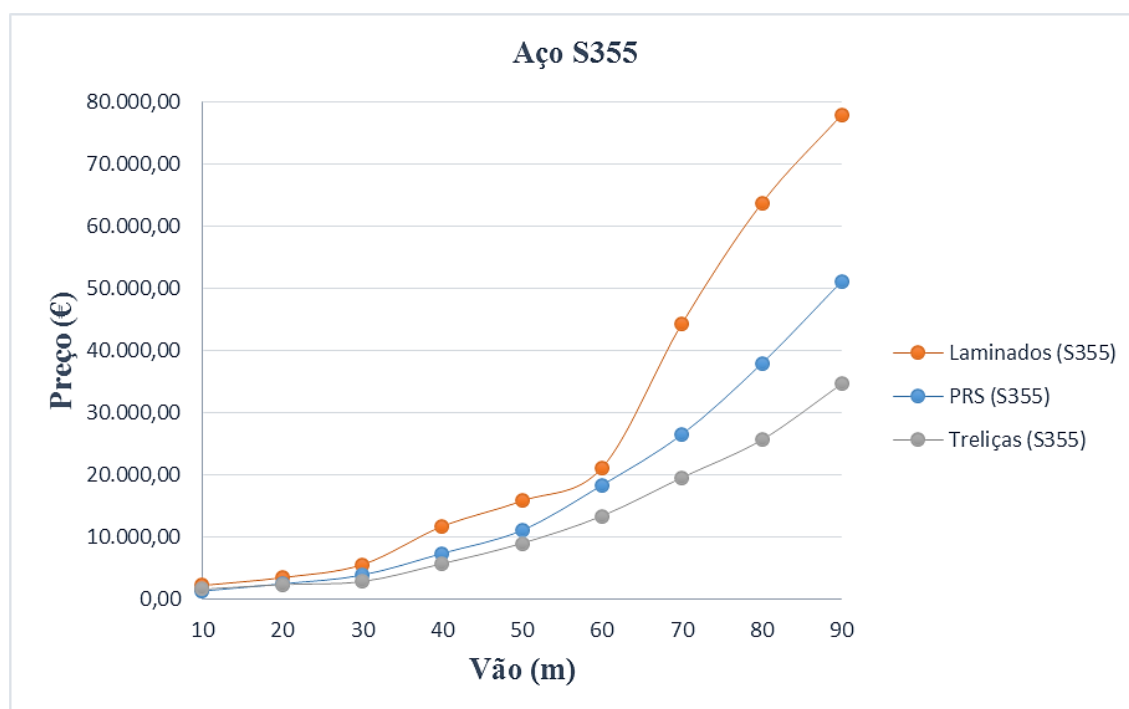


Figura 5.9 - Relação preço / vão referentes às soluções em análise – Aço S355

Após a observação em separado das soluções estruturais e preços encontrados para os dois tipos de aço, é agora apresentada uma analogia mais geral em que abrange as duas situações acima descritas que é possível visualizar seguidamente na Figura 5.10. Sendo que se pode concluir que para as situações em que a conceção dos pórticos recai sobre os perfis laminados, é tido que a diferença entre aços, não é assim muito notória em termos de preço final do pórtico, acontecendo o mesmo com os perfis reconstituídos por soldadura.

A situação que regista maior diferença de preço final devido à diferença de utilização de um aço, ou de outro é claramente a solução treliçada, recaindo a solução mais economicamente vantajosa para a situação em que é usado o aço de maior resistência (S355). Sendo que do mesmo modo poderá ser preferível utilizar como elementos do pórticos os PRS com aço S355, do que treliças com aço 275.

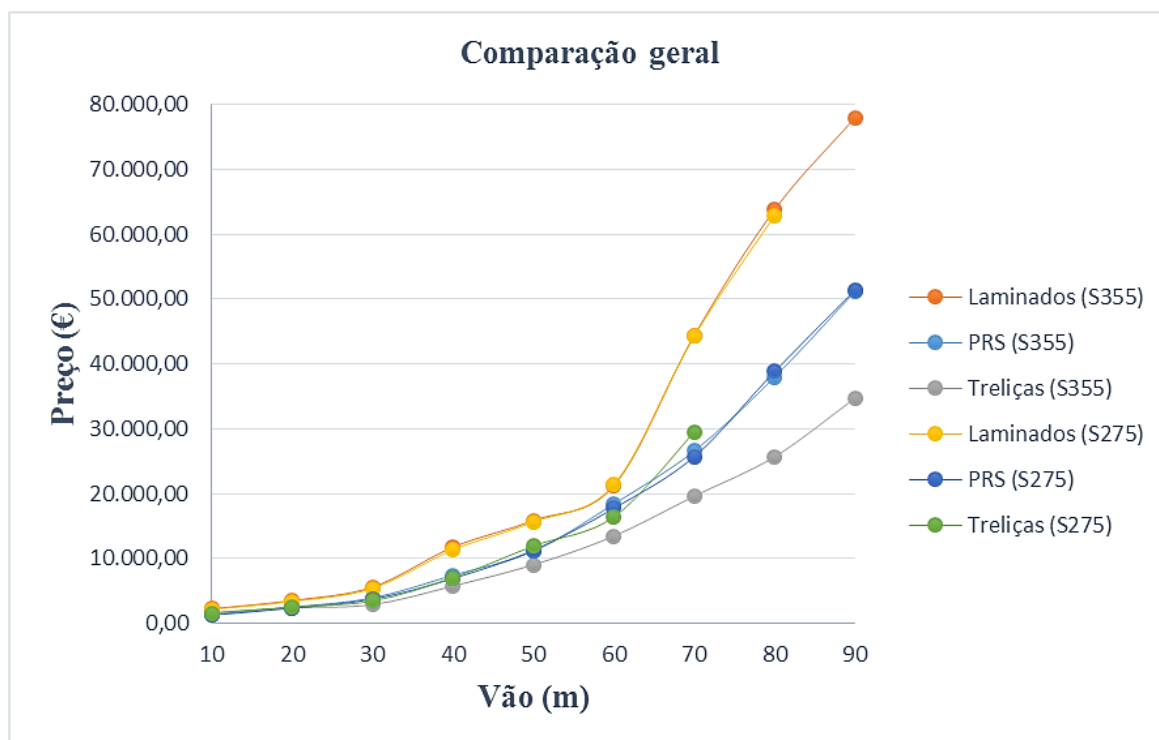


Figura 5.10 - Relação preço / vão, referentes às soluções em análise para os aços S275 e S355

6 CONCLUSÕES

Como conclusões do presente estudo, temos que para os pré-dimensionamentos efetuados, nas condições definidas no capítulo 4 e nos preços consultados, temos:

- Os pórticos treliçados começam a ser uma solução menos onerosa que as restantes para os vãos a partir de 30 m, visto que em nenhum caso a partir destes vãos, as outras soluções representam um menor custo.
- Considerando vãos até aos 30 m, a solução menos onerosa recai sobre os perfis reconstruídos por soldadura (PRS).
- Apesar de no estudo efetuado a solução de perfis laminados ser a solução mais dispendiosa para todos os casos, estes perfis são habitualmente usados em pequenos a médios vãos. Sendo que isto pode ser justificado por uma grande parte das empresas do setor ainda não estar rotinada na execução de construção soldada.
- Visto que os casos em estudo tiveram como base o facto de o maior comprimento em planta ser de aproximadamente de 100 m, sendo portanto assim, possível a obtenção de preços de PRS iguais aos laminados, pois estes preços foram obtidos com base numa encomenda de 17 pórticos iguais.
- Casos em que tenhamos vãos livres até à ordem dos 30 m na menor direção, não é comum estes na sua direção maior terem comprimentos á volta dos 100 m, acabando estas soluções por ser competitivas para vãos pequenos, pois os preços de elementos estruturais dependem de empresa para empresa e do número de pórticos a considerar.

Trabalhos futuros

- Seria neste âmbito de estudo interessante para além do trabalho já exposto no presente documento, uma abordagem de outras soluções, como seria o caso de soluções porticadas com secção variável de classe 4, para tentar “competir” com as treliças nos maiores vãos.
- Para o mesmo tipo de estrutura seriam importantes ainda a inclusão das vigas alveolares em estudos futuros, vigas estas que podiam ser ou não de secção variável
- Um tipo de estrutura diferentes a considerar e não menos importante a utilização de pórticos com ligação pilar à base encastrada, que levariam a outros tipos de configurações, peso e por conseguinte preços, sendo com isto analisados também o custo das suas fundações.
- Existem ainda outras possibilidades para vencer estas coberturas, sendo que em vez de pórticos, podem ser usadas soluções treliçadas espaciais e estruturas atirantadas.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, P. (2012). “Análise Comparativa Entre Diversas Concepções Estruturais Para Edifícios Industriais”. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Fernando Pessoa, Porto.
- Architecture@; < <http://architecture.about.com/od/domes/f/superdome.htm> >. Acessado em 3 de Abril de 2014
- ArenaAmazonia@;
<http://pt.wikipedia.org/wiki/Arena_da_Amaz%C3%B4nia#mediaviewer/Ficheiro:Arenamazonia.jpeg>, Acessado em 27 de Julho 2014
- Avismar @; <<http://avisimair.blogspot.pt/2010/05/tam-resgata-sua-historia-com-projeto.html>>, Acessado em 27 de Julho 2014
- Backatown@; < <http://backatown.net/post/20915422409/superdome-construction-photos-1971-1975-origin> >. Acessado em 3 de Abril de 2014
- Blocotelha (2014); “ Coberturas Autoportantes - Relação Vão/Custo”
- Cardoso, F.(2008). “Coberturas em betão armado e pré-esforçado – Solução estrutural tipo casca ” Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa
- Copa2014@; < <http://www.copa2014.gov.br/pt-br/noticia/presidenta-dilma-rousseff-visita-a-arena-da-amazonia-nesta-sexta-feira> >, Acessado em 27 de Julho 2014
- Cruz, H. (2007). “Estruturas de madeira lamelada colada em Portugal. Instrumentos para a garantia de qualidade.” Rpeel|SérieII|nº1|Julho de 2007
- Detail@; < <http://www.detail-online.com/architecture/news/cooled-conservatories-at-gardens-by-the-bay-in-singapore-is-the-world-building-of-the-year-019944.html> >. Acessado em 21 de Abril de 2014.
- Engenharia Civil@; < <http://www.engenhariacivil.com/maiores-docas-secas-cobertas-mundo> >. Acessado em 17 de Abril 2014
- Flávio D’ Alambert (2005). “Galpões em pórticos com perfis estruturais laminados”, Coletânea do uso do aço – Volume 3
- Flightmarket@; <<http://www.flightmarket.com.br/pt/detalhes-noticia/aviacao-executiva-cresce-e-precisa-de-novos-hangares>>, Acessado em 27 de Julho 2014
- Globo Esporte@;<<http://globoesporte.globo.com/am/noticia/2013/08/reforma-da-arena-da-amazonia-ultrapassa-74-de-conclusao.html>>, Acessado em 27 de Julho 2014
- Huffingtonpost@; <http://www.huffingtonpost.com/paige-donner/greening-hollywood-jet-ha_b_150102.html>, Acessado em 27 de Julho 2014

- Jular@; <http://www.jular.pt/conteudos.php?lang=pt&id_menu=225>, Acessado em 27 de Julho 2014
- Liew,J.Y.Richard. (2012). “Advances In Steel Concrete Composite And Hybrid Structures”
- LSS, RS, AS, (2013). Apontamentos de Apoio á disciplina de Estruturas Metálicas 1, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra
- Mourachev V. et all (1996). “Construções de Betão Armado” Lopes da Silva Editora
- Negrão J. et all (2009). “Projecto de Estruturas de Madeira” Publindústria, Edições Técnicas
- Oliveira, L. (2011). “Projecto de Pavilhões e Estruturas Industriais – Desenvolvimento de uma Aplicação Informática”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Pavilhão Rosa Moata @;< http://pt.wikipedia.org/wiki/Pavilh%C3%A3o_Rosa_Mota>, Acessado em 27 de Julho 2014
- Premier Handing@; < <http://www.premierhandling.com/latest-news/worlds-biggest-warehouses-factories/> >. Acessado em 17 de Abril 2014
- ReginoCruz@; < http://www.reginocruz.com/pt-pt/#/projects/pavilhao_atlantico >. Acessado em 2 de Abril de 2014.
- Santos, L. (2010). “Optimização da Produção de Estruturas Metálicas, do Projecto à Montagem”. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Simões da Silva, L. e Gervásio, H. (2007). “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados”. Associação Portuguesa de Construção Metálicas e Mista (CMM), ISBN 978-972-98376-8-5.
- Simões, R. (2014). “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista (CMM), ISBN 978-972-98376-9-2.
- Stuttgart airports@; <<http://www.stuttgart-airport.com/company-information/facts-and-figures/>>, Acessado em 27 de Julho 2014
- The Steel Construction Institute. (2008). “Best Practice in Steel Construction - Industrial Buildings. Guidance for Architects, Designers & Constructors”.
- Unama@; < http://www.unama.br/novoportal/ensino/graduacao/cursos/engenhariacivil/attachments/article/125/cobertura_aco_concreto_madeira.pdf >. Acesso em 12de Abril de 2014.
- Viajaredescobrir@ < http://viajaredescobrir.blogspot.pt/2005_08_01_archive.html >. Acessado em 2 de Abril de 2014
- Wikipedia@; < http://en.wikipedia.org/wiki/Meyer_Werft >. Acessado em 17 de Abril 2014