



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

# **Análise Comparativa entre um Pavilhão Projetado com Perfis Abertos (tipo I ou H) e um Pavilhão Projetado em Secções Tubulares**

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

**Autor**

**Tiago José Lourenço de Almeida**

**Orientador**

**Rui António Duarte Simões**

**Sandra Filomena Silva Jordão Alves**

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, Julho, 2013**

## **AGRADECIMENTOS**

A realização deste trabalho não teria sido possível sem o contributo de várias pessoas que, felizmente, fazem parte da minha vida e a quem aproveito para deixar o meu sincero agradecimento.

O maior deles aos meus familiares, mais propriamente aos meus pais, pelo esforço que fizeram o objetivo que este trabalho representa fosse atingido.

Aos meus amigos, pelo apoio, carinho e incentivo que sempre me prestaram.

Ao corpo docente do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, pelos conhecimentos que me transmitiram, sendo que o Professor Doutor Rui António Duarte Simões e a Professora Doutora Sandra Filomena Silva Jordão Alves me merecem especial destaque pelo apoio e disponibilidade mostrados no decorrer deste trabalho.

Ao Engenheiro Matos Silva, pela informação fornecida para que as comparações realizadas tivessem o maior significado possível, bem como atualidade.

## RESUMO

Os perfis metálicos de secção tubular (circular, quadrada ou retangular) apresentam enormes vantagens do ponto de vista estrutural e de durabilidade quando comparados com os perfis de secção aberta. Contudo, são bastante penalizados devido às dificuldades associadas à conceção, cálculo e dimensionamento das ligações; as ferramentas de cálculo e dimensionamento atualmente disponíveis na regulamentação europeia (eurocódigos) são bastante limitadas. Em termos de execução, as ligações entre perfis de secção tubular apresentam dificuldades adicionais devido à inacessibilidade ao seu interior.

Face ao exposto julga-se pertinente o desenvolvimento de ferramentas de cálculo e a conceção de novas tipologias de forma a, pelo menos, atenuar os inconvenientes referidos acima. Por conseguinte, neste trabalho efetuou-se uma análise comparativa do ponto de vista económico entre soluções estruturais dimensionadas com secções abertas do tipo I ou H e com secções tubulares. Para isso, partindo de um projeto real já dimensionado com secções abertas, concebeu-se e dimensionou-se soluções estruturais alternativas recorrendo exclusivamente a perfis de secção tubular, não esquecendo a conceção das ligações.

De forma a cumprir o objetivo do presente trabalho utilizaram-se as necessárias ferramentas de cálculo automático, como o *Robot*, *SemiComp Member Design* e *LT Beam*.

Após a conceção, cálculo e dimensionamento da solução alternativa, efetuaram-se diversas comparações em termos de quantidades de material, grau de simplificação dos processos de fabrico e montagem com vista a uma análise económica das soluções estudadas.

## ABSTRACT

Steel tubular hollow sections (circular, square or rectangular) show some advantages from the structural and durability point of view when compared with open sections. However, they are much penalized because of the difficulty linked with the joint conception, calculation and design; currently available calculation and design tools on European codes (Eurocodes) are quite limited. In what concerns execution, tubular hollow section joints show additional difficulties due to the interior inaccessibility.

For the exposed reasons, it might be pertinent the development of calculation tools and conception of new typologies to mitigate the referred problems at least. Therefore, in this work, was executed a comparative analysis from economic point of view between structural solutions designed with open sections of I or H type and with tubular hollow sections. For that, based on one real project already designed with open sections, was planned and designed alternative structural solutions only using steel tubular hollow sections, including the joint conception.

To achieve the objective of the present work will be needed to use the necessary automatic calculations tools, like *Robot*, *SemiComp Member Desing* and *LT Beam*.

After the idealization, calculation and design of alternative solution were made many comparisons in terms of material quantities, degree of simplification of fabrication and assembly processes in order to an economic evaluation of the studied solutions.

## ÍNDICE

1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento .....	1
1.2	Nota histórica.....	5
1.3	Estruturas Metálicas com Perfis Abertos .....	6
1.4	Estruturas Metálicas Tubulares.....	7
1.5	Objetivo do Trabalho .....	8
1.6	Estruturação do Trabalho.....	9
2	Enquadramento Tecnológico e de Dimensionamento.....	11
2.1	Processos de Fabrico.....	11
2.1.1	Perfis Abertos .....	11
2.1.2	Perfis Tubulares.....	12
2.2	Dimensionamento de Perfis Abertos vs Perfis Tubulares.....	14
2.2.1	Introdução.....	14
2.2.2	Esforço Axial.....	15
2.2.3	Flexão .....	17
2.2.4	Esforço Transverso .....	18
2.2.5	Torção.....	18
2.2.6	Esforços Combinados.....	19
3	Solução Base.....	20
3.1	Introdução .....	20
3.2	Estrutura em Perfis Abertos .....	20
3.2.1	Geometria e Materiais .....	20
3.2.2	Ações .....	23
3.2.3	Verificação da Segurança .....	26

3.2.4	Análise Crítica .....	31
4	Solução Alternativa .....	34
4.1	Introdução .....	34
4.2	Estrutura em Perfis Tubulares.....	34
4.2.1	Modelo Estrutural .....	34
4.2.2	Descrição da estrutura .....	35
4.2.3	Verificação da Segurança .....	38
4.2.4	Dimensionamento de Ligações.....	41
4.2.5	Outras soluções alternativas .....	48
5	Análise Comparativa .....	50
5.1	Quantidade de material .....	50
5.2	Custo de execução.....	51
5.3	Fabrico e Montagem .....	52
6	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros .....	54
6.1	Conclusões .....	54
6.2	Desenvolvimentos futuros .....	54
	Referências Bibliográficas.....	56
	Anexos .....	A-1
	A – Desenhos da estrutura da Solução Base.....	A-1
	B – Desenhos da estrutura da Solução Alternativa.....	B-1

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Exemplos de estruturas em perfis abertos .....	2
Figura 1.2 – Exemplos de estruturas com perfis tubulares .....	2
Figura 1.3 – Volume de produção e de vendas anual de elementos tubulares estruturais.....	3
Figura 1.4 – Pavilhão industrial com travessas com elevada inclinação .....	4
Figura 1.5 – Pavilhão industrial com travessas com baixa inclinação .....	4
Figura 1.6 – Estruturas marcantes em aço e ferro .....	5
Figura 1.7– Produção mundial de aço desde 1970 a 2010 .....	6
Figura 2.1– Exemplo de laminagem a quente de perfis abertos (“Laminagem”, IST, 2013)..	12
Figura 2.2 - Ilustração do processo de Fretz-Moon (Armendro et al., 2011).....	13
Figura 2.3 – Etapa do processo de Mannesmann (Moro et al., 2007).....	13
Figura 2.4 – Ilustração do processo de Assel (adaptado de Brensing et al.) .....	14
Figura 2.5 – Curvas de Encurvadura do Eurocódigo 3.....	16
Figura 2.6 – Comparação da capacidade resistente à compressão de secções de igual massa	17
Figura 2.7 – Comparação das massas das secções para uma igual resistência à compressão .	17
Figura 3.1 - Modelo de cálculo da estrutura em perfis abertos .....	20
Figura 3.2 – Pórtico “tipo” da estrutura da solução base.....	21
Figura 3.3 – Ligação viga-pilar .....	21
Figura 3.4 – Ligação bi-viga-pilar.....	22
Figura 3.5 – Ligação viga-viga.....	22
Figura 3.6 – Zonas de ação do vento .....	24
Figura 3.7 – Obtenção dos esforços para classificação da secção a partir da curva M-N plástica simplificada .....	27
Figura 3.8 – Definição das secções E, R e de 1 a 5 (Simões da Silva et al., 2007).....	29
Figura 3.9 – Deformada da estrutura em condições de serviço.....	30
Figura 3.10 – Reformulação da ligação viga-pilar .....	32
Figura 3.11 – Proposta de reformulação da ligação de base .....	32
Figura 4.1 – Modelo de cálculo da estrutura em perfis tubulares.....	35
Figura 4.2 - Pórtico “tipo” da estrutura .....	35
Figura 4.3 – Comparação entre pilar adotado (à esquerda) e pilar correspondente em perfil aberto (à direita).....	36

---

Figura 4.4 – Comparação entre peça da viga adotada (em cima) e pormenor da zona correspondente da estrutura da solução base (em baixo).....	36
Figura 4.5 – Comparação entre outra peça da viga adotada (em cima) e a ligação viga-viga (em baixo) da estrutura de perfis abertos.....	37
Figura 4.6 - Pórtico de fachada.....	37
Figura 4.7 – Esquematização do encastramento por meio de binário .....	37
Figura 4.8 – Deformada da estrutura em condições de serviço.....	40
Figura 4.9 – Representação esquemática das ligações principais dimensionadas.....	41
Figura 4.10 – Destacamento em bloco .....	43
Figura 4.11 – Esquema estrutural de dimensionamento da chapa de ligação .....	43
Figura 4.12 – Esquematização da largura de apoio adicional .....	44
Figura 4.13 – Esquema estrutural da flexão da chapa de topo .....	46
Figura 4.14 – Ligação entre elementos diagonais e cordas .....	47
Figura 4.15 – Esquema do pórtico “tipo” alternativo com treliça tridimensional.....	48
Figura 4.16 – Esquema do pórtico “tipo” alternativo com travessa plana .....	49
Figura A.1– Planta ao nível da cobertura .....	A-2
Figura A.2- Pórtico e alguns alinhamentos .....	A-3
Figura A.3- Outros alinhamentos .....	A-4
Figura B.1 - Planta da solução alternativa ao nível da cobertura .....	B-2
Figura B.2 – Pórtico “tipo” e Pórtico de fachada .....	B-3
Figura B.3 – Pormenores das ligações 1, 2 e 3.....	B-4
Figura B.4 – Pormenor das ligações 4 e 5 .....	B-5
Figura B.5 - Pormenor da ligação 6.....	B-6



## SIMBOLOGIA

### Letras minúsculas latinas

$a$	-	Espessura efetiva do cordão de soldadura
$c$	-	Fator de secção equivalente; Largura de apoio adicional
$c_{pe}$	-	Coeficiente de pressão exterior
$c_{pi}$	-	Coeficiente de pressão interior
$d$	-	Diâmetro nominal de um parafuso
$d_0$	-	Diâmetro do furo para um parafuso
$e_1$	-	Distância entre o centro do furo e a extremidade adjacente, medida na direção do esforço
$e_2$	-	Distância entre o centro do furo e o bordo adjacente, medida na direção perpendicular à transmissão do esforço
$f_{jd}$	-	Valor de cálculo da resistência da junta à compressão localizada
$f_u$	-	Tensão de rotura do aço
$f_{ub}$	-	Tensão de rotura à tração do parafuso
$f_{vw.d}$	-	Valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura
$f_y$	-	Tensão de cedência do aço
$i$	-	Raio de giração
$k_1$	-	Fator de redução definido pelo EC3 – 1-8, Quadro 3.4
$k_2$	-	Fator de redução definido pelo EC3 – 1-8, Quadro 3.4
$k_{yy}$	-	Fator de interação
$k_{yz}$	-	Fator de interação
$k_{zy}$	-	Fator de interação
$k_{zz}$	-	Fator de interação
$l_e$	-	Comprimento de encurvadura
$m_t$	-	Fator de momento uniforme equivalente
$p_1$	-	Distância entre os eixos dos parafusos de uma fiada, medida na direção da transmissão do esforço
$p_2$	-	Distância, medida perpendicularmente à direção da transmissão do esforço, entre fiadas adjacentes de parafusos
$q$	-	Relação entre o comprimento do reforço e o comprimento total do elemento
$q_p$	-	Pressão dinâmica de pico
$s_k$	-	Valor característico da carga da neve ao nível do solo no local considerado
$t$	-	Espessura
$v_{b,0}$	-	Valor básico da velocidade de referência do vento
$v_m$	-	Velocidade média do vento

### Letras maiúsculas latinas

$A$	-	Área de uma secção transversal
$A_{comp}$	-	Área sujeita a compressão localizada
$A_{net}$	-	Área útil de uma secção transversal
$A_{nt}$	-	Área útil solicitada à tração
$A_{nv}$	-	Área útil solicitada ao corte
$A_s$	-	Área da secção resistente do parafuso ou do chumbadouro
$A_v$	-	Área resistente ao esforço transversal
$C_e$	-	Coefficiente de exposição
$C_t$	-	Coefficiente térmico
$E$	-	Módulo de elasticidade
$F_{b,Rd}$	-	Valor de cálculo da resistência ao esmagamento por parafuso
$F_{c,Rd}$	-	Valor de cálculo da resistência à compressão localizada
$F_{t,Rd}$	-	Valor de cálculo da resistência ao punçamento da cabeça do parafuso e da porca
$F_{v,Rd}$	-	Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por plano de corte
$F_{w,Rd}$	-	Valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento
$I_t$	-	Constante de torção
$I_v$	-	Intensidade de turbulência
$L$	-	Vão livre
$M_{c,Rd}$	-	Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal
$M_{cr}$	-	Momento fletor crítico elástico de encurvadura lateral
$M_{cr,0}$	-	Momento fletor crítico elástico de encurvadura lateral do "caso padrão"
$M_{Ed}$	-	Valor de cálculo de momento fletor atuante
$M_{j,Rd}$	-	Valor de cálculo do momento fletor resistente da ligação
$M_{y,Ed}$	-	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y
$M_{y,Rk}$	-	Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo y-y
$M_{z,Ed}$	-	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z
$M_{z,Rk}$	-	Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo z-z
$N_{b,Rd}$	-	Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
$N_{Ed}$	-	Valor de cálculo do esforço normal atuante
$N_{Rk}$	-	Valor característico da resistência à compressão
$N_{t,Rd}$	-	Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração
$V_{eff,1,Rd}$	-	Valor de cálculo da resistência ao destacamento em bloco para um carregamento centrado
$V_{pl,Rd}$	-	Valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico

## Letras gregas

$\alpha_1$	-	Ângulo de inclinação das vertentes exteriores
$\alpha_2$	-	Ângulo de inclinação das vertentes interiores
$\alpha_b$	-	Fator de redução definido pelo EC3 – 1-8, Quadro 3.4
$\alpha_v$	-	Fator de redução definido pelo EC3 – 1-8, Quadro 3.4
$\beta_w$	-	Fator de correlação apropriado obtido do Quadro 4.1 do EC3-1-8
$\gamma_{M0}$	-	Coefficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
$\gamma_{M1}$	-	Coefficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
$\gamma_{M2}$	-	Coefficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação
$\lambda$	-	Esbelteza
$\mu_1$	-	Coefficiente de forma para a carga da neve para coberturas de uma vertente
$\mu_2$	-	Coefficiente de forma para a carga da neve para coberturas de duas vertentes
$\rho$	-	Massa volúmica do ar
$\chi$	-	Fator de redução para a curva de dimensionamento (de colunas à encurvadura) relevante
$\chi_{LT}$	-	Coefficiente de redução para encurvadura lateral
$\chi_y$	-	Coefficiente de redução associado ao modo de encurvadura em torno do eixo y-y
$\chi_z$	-	Coefficiente de redução associado ao modo de encurvadura em torno do eixo z-z
$\bar{\lambda}$	-	Esbelteza normalizada

## **ABREVIATURAS**

EC1 – Eurocódigo 1;

EC2 – Eurocódigo 2;

EC3 – Eurocódigo 3;

SLS – Estados Limites de Serviço;

ULS – Estados Limites Últimos;

SLS – Estados Limites de Serviço.

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento

Na construção, como atualmente a conhecemos, está tão implementada a utilização do aço que nem se pensa no trajeto que este percorreu para ocupar esta importância na área. A sua introdução veio trazer uma série de novidades e abrir um vasto leque de novas possibilidades, como a possibilidade de construção de estruturas mais simples e com vãos maiores, tornando-as mais esbeltas e transparentes, ou apenas a utilização deste material como complemento a outro, fazendo-os trabalhar em conjunto, como é o caso do betão armado.

As necessidades de redução dos tempos de construção de estruturas e a arquitetura mais arrojada foram dois dos principais fatores que motivaram o aumento das construções com estrutura metálica.

Como facilmente se percebe, através de observação direta, as estruturas metálicas com perfis abertos têm sido mais utilizadas em detrimento do uso de perfis tubulares. As principais razões para este facto são de ordem técnica e económica, dado os perfis tubulares serem mais caros que os perfis abertos e existir uma maior dificuldade de dimensionar ligações pouco complexas e de execução, em obra, simples e barata.

Essencialmente as dificuldades técnicas levaram a que, historicamente, se optasse mais por secções abertas em detrimento das secções tubulares. Esse facto é visível em estruturas metálicas marcantes como é a torre Eiffel, que é constituída por, sensivelmente, 18000 toneladas de ferro fundido, com 4 pilares inclinados formados por uma treliça espacial, constituída por elementos de secção aberta ligados com rebites. No entanto, é em estruturas de menor preocupação estética, como sejam edificações sem a estrutura à vista (como é o caso do Empire State Building na Figura 1.1 c)) ou pavilhões industriais, que se observa um uso em maior escala deste tipo de perfis.



Figura 1.1 – Exemplos de estruturas em perfis abertos

Contudo, devido à evolução da técnica e do conhecimento, bem como do reconhecimento das melhores propriedades da secção tubular, várias obras de elevado prestígio ao nível da engenharia e da arquitetura foram concebidas e valorizadas.

Casos que sustentam esta afirmação são: as estruturas do terminal do Aeroporto de Bruxelas (Figura 1.2 a)) e da cobertura do Estádio Olímpico de Londres (Figura 1.2 b)). Estas foram construídas com treliças constituídas por elementos de secção tubular, sendo que a estrutura da cobertura do referido estádio, bem como do anel superior das bancadas deste, foram projetadas para, posteriormente às olimpíadas, poderem ser removidas, reduzindo a capacidade do estádio de 80 mil para 25 mil lugares; apesar disso também foi assegurada a segurança e qualidade da mesma estrutura para o caso da não remoção.



Figura 1.2 – Exemplos de estruturas com perfis tubulares

Esta possibilidade de desmontagem ou de modificação da estrutura inicial é uma das grandes vantagens das estruturas metálicas em geral. Segundo Garcia (1992), utilizando o material pré-existente, aumentar uma construção em altura ou em largura, introduzir novos elementos à estrutura ou cobrir com uma nova cobertura uma estrutura já existente, só é possível com estruturas metálicas.

Apesar de todos os avanços da tecnologia são muitos os projetistas que continuam a optar por dimensionar estruturas em perfis abertos, essencialmente quando a estrutura é do tipo da que foi usada para levar a cabo este estudo, ou seja, quando a estrutura é do tipo pavilhão industrial. Contudo, investigação levada a cabo pela V&M do Brasil, em duas estruturas com geometrias diferentes, conclui ser possível a redução de peso em 29% e 16%, resultando, respetivamente, numa economia de 20% e 9,4%. (Santana)

Como as preocupações estéticas são menos relevantes nas estruturas do tipo pavilhão industrial, geralmente não existe um arquiteto que desenhe o edifício e imponha o uso de um determinado tipo de secção e, assim, a única razão que leva o projetista a optar por um tipo de secção, em detrimento do outro, é de ordem económica. Como tal, e visto ainda não ser do conhecimento geral as possibilidades de ligações disponíveis entre perfis tubulares, estes continuam a não ser tão usados como os perfis abertos, embora a tendência se venha a alterar devido a todas as vantagens que as secções tubulares oferecem quando comparadas com as secções abertas, como se observa na Figura 1.3, que reflete a evolução da produção e vendas de tubos a nível mundial.

## Produção e Vendas de Tubos

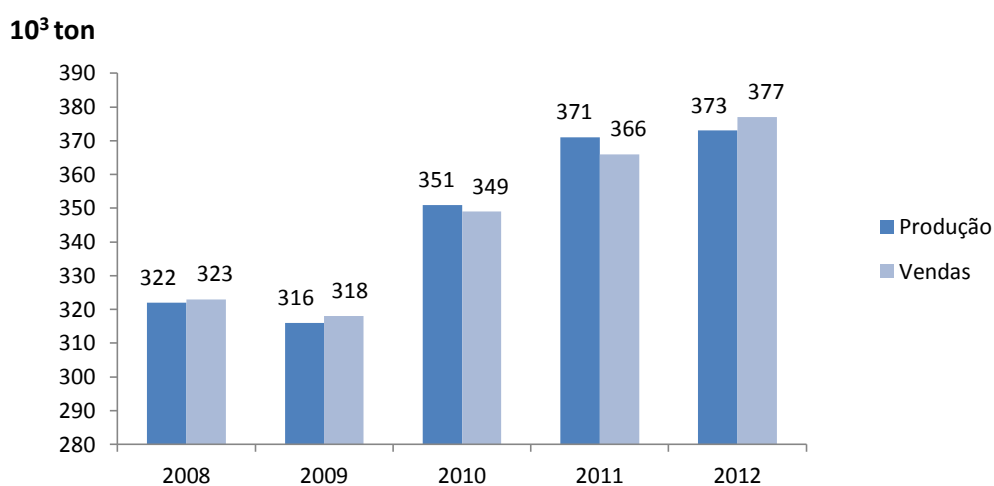


Figura 1.3 – Volume de produção e de vendas anual de elementos tubulares estruturais (Fonte:Tata Steel(2013))

Nas Figuras 1.4 e 1.5 são apresentadas imagens de pavilhões industriais que comprovam as afirmações feitas acima.



Figura 1.4 – Pavilhão industrial com travessas com elevada inclinação



Figura 1.5 – Pavilhão industrial com travessas com baixa inclinação



## 1.2 Nota histórica

A utilização do ferro, ainda não como material de construção, remonta a algures entre o segundo e o terceiro milénio antes de Cristo, tendo no entanto, por esta altura, sido inventado um objeto fundamental até aos dias de hoje na construção metálica: o parafuso. O ferro é um dos materiais mais comuns na crosta terrestre, podendo ser encontrado em quase toda a parte misturado com outros elementos em forma de minério. Contudo, apenas no início do séc. XVIII, com a criação do primeiro “alto forno” por Abraham Darby, o processo de fundição do ferro foi impulsionado e, incitada pela Revolução Industrial, a procura intensificou-se.

Aproveitando os avanços no processo de produção do ferro fundido levados a cabo pelos seus antepassados, Abraham Darby III construiu a primeira ponte em ferro fundido, a ponte Coalbrookdale, na Inglaterra (Figura 1.6 a)). Os projetistas de então começaram a projetar estruturas mais arrojadas e de maiores vãos. Devido a essa audácia, inúmeros acidentes com as construções ocorreram, levando à necessidade de utilização de um material de melhor qualidade.

No fim do séc. XIX, as invenções de Bessemer proporcionaram a produção em massa de aço, o que veio suprir a necessidade de um material de melhores características, culminando, em 1874 e em 1890, com a inauguração da ponte Eads (Figura 1.6 b)), a primeira ponte em aço, e da ponte Firth of Forth (Figura 1.6 c)), a primeira estrutura treliçada com perfis tubulares, respetivamente.



a) Ponte Coalbrookdale



b) Ponte Eads



c) Ponte Firth of Forth

Figura 1.6 – Estruturas marcantes em aço e ferro

A utilização generalizada do aço é facilmente explicada pelas suas propriedades resistentes. Este material tem uma melhor resistência à flexão que materiais como a madeira, a pedra ou até mesmo o ferro. A sua resistência à tração e compressão também é apreciável, bem como a sua tenacidade. O emprego deste material prende-se também com o facto de ter uma grande aplicabilidade tanto em vigas como em colunas, permitindo a execução de estruturas esbeltas com grandes vãos livres. Por fim, a construção metálica é facilmente ligada à industrialização,

consequentemente torna este tipo de construção muito mais rápida que a construção em betão armado, conduzindo ainda a soluções estruturais mais leves.

Pelas razões indicadas ao longo deste ponto, o consumo de aço tem aumentado grandemente ao longo do tempo, sendo que nos últimos anos esse consumo tem-se acentuado. Este facto é facilmente comprovado pelo aumento da produção mundial de aço, chegando mesmo a uma média de 4,875% na última década (ver Figura 1.7).

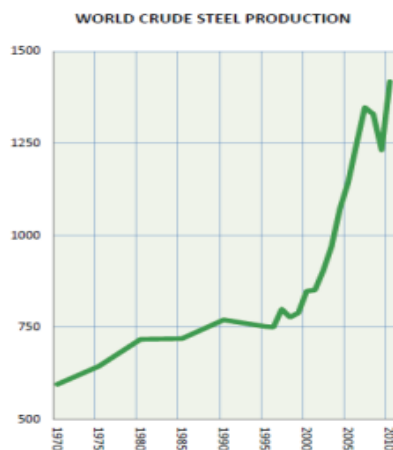


Figura 1.7– Produção mundial de aço desde 1970 a 2010  
(Simões da Silva et al., 2013)

### 1.3 Estruturas Metálicas com Perfis Abertos

A escolha da secção transversal a utilizar em cada elemento estrutural, a menos de exigências arquitetónicas, fica a cargo do projetista. No entanto, essa decisão deve ser tomada com base em diversos fatores, tais como a função que esse elemento estrutural vai realizar, as propriedades mecânicas resistentes de cada secção transversal e os custos de fabrico, montagem e manutenção que cada secção implica.

Ao longo dos tempos os perfis estruturais abertos foram sendo mais utilizados devido à sua simplicidade de fabrico e aplicação em obra. No entanto, as soluções produzidas por este tipo de perfis são menos agradáveis visualmente. Os pontos favoráveis a este género de perfis são:

- Produção específica para uma resistência à flexão mais elevada, devido à existência de uma área maior mais distante do eixo da peça;
- Peso próprio reduzido, tendo em conta que é um elemento laminado inteiro, em vez de um conjunto de barras (ex.: treliça);
- Elevada resistência e/ou rigidez específica (Zhou et al., 2004);
- Boa resistência à corrosão (Zhou et al., 2004);
- Elevada resistência ao estado limite de fadiga (Zhou et al., 2004);

- Custo de fabrico reduzido;
- Facilidade de execução de ligações.

No que toca a desvantagens, as secções abertas têm:

- Menor resistência à torção, quando comparadas com secções tubulares;
- Necessidade de uma secção muito maior quando o elemento também é solicitado no seu eixo fraco;
- Possibilidade de rotura do elemento por encurvadura em flexão-torção, também conhecida por encurvadura lateral;
- Produzem soluções estruturais menos estéticas.

#### **1.4 Estruturas Metálicas Tubulares**

A aplicação de secções tubulares como elementos estruturais tem, na natureza, provavelmente a sua aplicação mais importante no esqueleto humano. Contudo, as suas características resistentes, especialmente a esforços de tração, compressão e torção, e a sua forma apelativa, quando estes elementos são aplicados à vista, tornam este tipo de elementos nos que, talvez, mais consenso reúnem entre projetistas e arquitetos quanto à sua aplicação estrutural.

De seguida são apresentadas algumas das principais vantagens das secções tubulares:

- Possibilidade de vencer grandes vãos com sistemas tipo treliça (plana ou espacial), reduzindo simultaneamente o peso próprio da estrutura (Pires, 2012);
- Possuem propriedades estáticas marcantes: resistência à tração, compressão, torção e flexão desviada, o que resulta numa maior poupança de material quando comparadas com as estruturas de secção aberta (Yanrong, 2005);
- Possuem uma distribuição mais uniforme de massa em torno do seu centro de gravidade, proporcionando uma resistência a esforços de torção mais eficaz;
- Possuem um melhor comportamento, que as secções abertas, aos fenómenos de instabilidade em compressão;
- Possuem superfícies mais lisas e suaves do que as secções abertas, tornando mais eficaz a sua proteção à corrosão, o que confere maior durabilidade ao elemento, resultando assim num procedimento mais económico (Yanrong, 2005);
- Os custos de manuseamento e montagem são menores, comparados com outro tipo de secções (Packer et al., 2009);
- Manutenção mais fácil e menos onerosa;
- Possibilidade de enchimento com betão, aumentando as suas capacidades resistentes, principalmente à compressão e contra o incêndio;
- Fácil adaptação a formas arquitetónicas inovadoras (Pires, 2012).

Contudo, as secções tubulares não apresentam só vantagens, como se observa na seguinte lista, onde são enumeradas as principais desvantagens deste tipo de secção.

- Custo de fabrico mais elevado quando comparado com o custo de fabrico de secções abertas;
- Maior desperdício de material quando o esforço atuante predominante é a flexão, quando comparadas com as secções abertas, devido a existir mais material próximo do eixo neutro;
- Dificuldade de execução de ligações que aliem a estética ao bom comportamento estrutural, devido à geometria da secção.

Embora todas as secções tubulares apresentem as vantagens e desvantagens genéricas apresentadas acima, no mercado, os elementos com este tipo de secção encontram-se essencialmente em duas formas: laminados ou soldados. Os laminados não possuem qualquer costura (cordão de soldadura) ao longo do eixo da peça e apresentam melhores características do que os soldados. Esta afirmação pode ser confirmada, por exemplo, pelo quadro 6.2 da Parte 1-1 do Eurocódigo 3 (EC3) relativo ao dimensionamento de peças à compressão.

Apesar de os elementos laminados possuírem melhores características resistentes que os elementos formados por soldadura, são estes últimos os que mais se encontram no mercado e, talvez, mesmo os mais utilizados na construção, uma vez que são mais baratos devido à sua mais fácil produção.

As especificações técnicas de produção e de dimensionamento deste tipo de secções vão explicadas em detalhe mais à frente, no capítulo 2.

## **1.5 Objetivo do Trabalho**

O objetivo do trabalho é realizar uma análise comparativa, ao nível do custo e do funcionamento estrutural, entre uma estrutura projetada em perfis abertos, do tipo I ou H, e uma projetada em secções tubulares.

Esse estudo vai ser realizado a partir de um caso prático, de um pavilhão projetado em perfis abertos, calculando um cenário de cargas real de dimensionamento de um pavilhão já dimensionado em secções abertas. Por conseguinte, pretende-se, mantendo o mesmo cenário de cargas, a mesma resistência das ligações e as mesmas características geométricas, projetar um novo pavilhão apenas com secções tubulares.

Este estudo é útil devido à crescente utilização de secções tubulares como elementos estruturais, havendo a necessidade de aferição da viabilidade deste tipo de soluções, sendo que talvez a maior dificuldade destas prende-se com as ligações, que devido à geometria do

tubo torna inacessível a sua face interior criando dificuldades à ligação do tipo aparafusada, que é o tipo de ligação mais barato por ser a mais adequada para montagem em obra.

## 1.6 Estruturação do Trabalho

O presente trabalho está dividido em 6 capítulos, sendo os dois últimos referentes a referências bibliográficas e anexos. Seguidamente é apresentada uma descrição sucinta do que é abordado em cada um deles, à exceção dos dois últimos.

No **Capítulo 1 - Introdução** é feito um enquadramento do tema em estudo na realidade da construção metálica da atualidade. É ainda apresentada uma nota histórica sobre o desenvolvimento das estruturas metálicas com a utilização tanto de perfis abertos como de perfis tubulares. Apresenta-se também as vantagens e desvantagens dos dois tipos de perfis. Este capítulo termina com a exposição do objetivo do trabalho e com a síntese da estruturação do mesmo.

No **Capítulo 2 – Enquadramento Tecnológico e de Dimensionamento** são explicados os processos de fabrico dos perfis estudados ao longo deste trabalho, com referência aos custos inerentes a cada um deles. São também comparados os dois tipos de perfis transversais, ao nível do dimensionamento, quando sujeitos à atuação dos diferentes tipos de esforços.

No **Capítulo 3 – Solução Base** apresenta-se a estrutura, em perfis abertos, que se tomou por base no trabalho realizado. Explica-se o processo de obtenção do cenário de carga de dimensionamento, bem como a forma de verificação da estabilidade e segurança de cada elemento pertencente à estrutura. Por fim, é realizada uma análise crítica à estrutura base e indicados alguns pormenores que deveriam ser modificados de forma a cumprir os requisitos regulamentares, quando sujeitos à ação do cenário de cargas calculado.

No **Capítulo 4 – Solução Alternativa** é apresentada uma solução estrutural dimensionada totalmente em perfis tubulares, sendo exposto o processo de verificação dos elementos que compõe a estrutura, bem como o cálculo das ligações necessárias para o correto funcionamento da estrutura. São ainda apresentadas algumas outras soluções, com estrutura em perfis tubulares, que poderiam constituir boas alternativas.

No **Capítulo 5 – Análise Comparativa** é realizada uma comparação em termos de quantidade de material utilizado, de facilidade de montagem e do custo aproximado da construção de cada uma das soluções estruturais.

No **Capítulo 6 – Conclusões e Desenvolvimentos Futuros** são apresentadas as conclusões obtidas com o estudo realizado, bem como algumas sugestões sobre o trabalho que se poderá realizar de forma a aprofundar o conhecimento na área estudada.

## 2 ENQUADRAMENTO TECNOLÓGICO E DE DIMENSIONAMENTO

### 2.1 Processos de Fabrico

Antes de explicar os processos de fabrico dos vários tipos de perfis estruturais sobre os quais incide este trabalho é de maior importância elucidar o que é cada processo; como tal, de seguida, apresenta-se uma breve descrição de cada um.

- Laminagem: é um processo de deformação plástica de massa, no qual o material é forçado a passar entre dois rolos que rodam em sentidos opostos, distanciados entre si de um valor inferior à espessura do material que vai ser deformado;
- Formação por soldadura: é utilizado quando não é economicamente viável fabricar a secção pretendida como uma peça única e caracteriza-se por unir, através de soldadura, vários componentes, de forma que estes passem a trabalhar em conjunto (ebah@);
- Enformação a frio: é um processo que tira partido da ductilidade do aço e permite a obtenção de elementos de parede muito fina, quando comparados com os obtidos por laminagem a quente; os perfis obtidos através deste processo são feitos através de quinagem ou laminagem a frio (Pinto, 2010).

#### 2.1.1 Perfis Abertos

O processo de fabrico deste tipo de perfis é, habitualmente, a laminagem a quente, sendo apenas utilizado o processo de formação por soldadura quando, para resistir aos esforços solicitantes, existe a necessidade de otimização do elemento ou é necessário um perfil de dimensões diferentes das normalizadas.

A laminagem deste tipo de produtos é feita de uma forma progressiva, onde se faz intervir uma série de rolos que comprimem o material durante a sua progressão longitudinal. O planeamento das passagens intermédias, a conceção e o projeto dos correspondentes conjuntos de rolos é uma tarefa que exige bastante experiência.

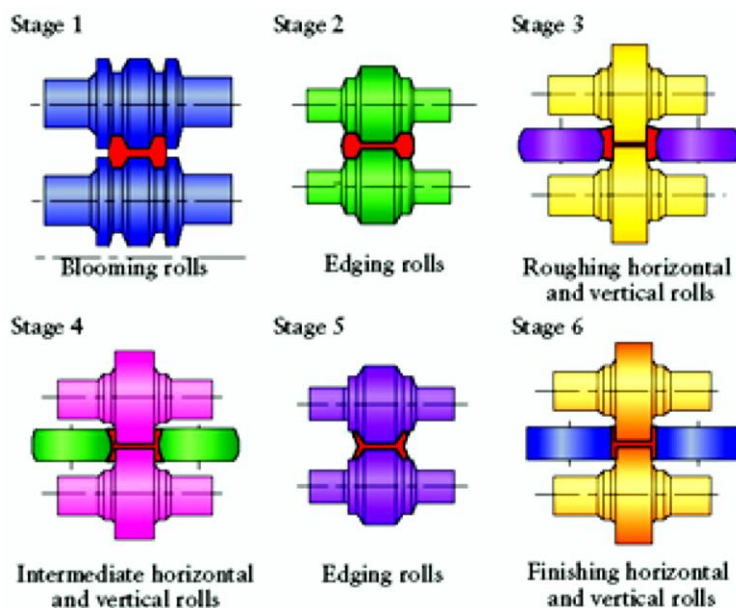


Figura 2.1– Exemplo de laminagem a quente de perfis abertos (“Laminagem”, IST, 2013)

A laminagem é o processo mais utilizado a nível mundial porque conjuga uma elevada produção com um rigoroso controlo do produto final (Ramos, 2011).

### 2.1.2 Perfis Tubulares

Relativamente a este tipo de perfis, o seu processo de produção pode dividir-se em dois grandes grupos: processos de produção com costura e processos de produção sem costura.

No que diz respeito ao primeiro, os processos com costura, existem essencialmente dois processos de fabrico. Ambos os processos têm por base a calandragem de uma chapa e a realização de um cordão de soldadura na direção longitudinal do tubo; contudo, num processo o tubo fica praticamente finalizado no fim de realizada a soldadura enquanto, no outro, depois da soldadura é que é conferida a forma da secção transversal deste.

Para o primeiro processo, os perfis tubulares são obtidos através de chapas que são moldadas até se obter a forma desejada (circular, retangular ou quadrada), sendo depois realizado um cordão de soldadura na direção longitudinal do tubo. Um exemplo desta forma de fabrico é o processo de Fretz-Moon, que é exemplificado na Figura 2.2.



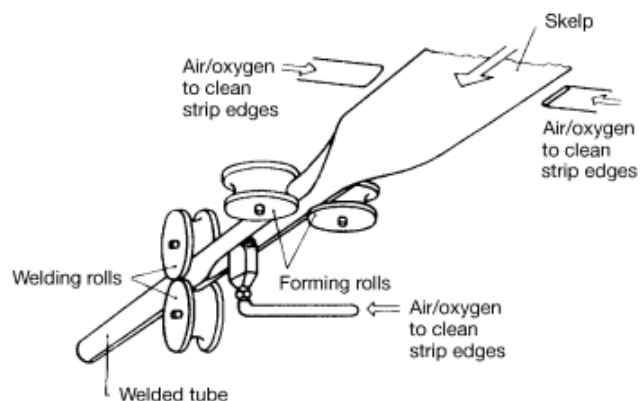


Figura 2.2 - Ilustração do processo de Fretz-Moon (Armendro et al., 2011)

Relativamente ao segundo processo referido, a chapa original é moldada até se obter uma forma circular, sendo em seguida realizado um cordão de soldadura longitudinal, obtendo-se um tubo de secção circular. Finalizada esta etapa, o tubo é aquecido e, posteriormente, moldado até se obter a forma desejada (retangular ou quadrada).

No que toca ao processo de fabrico sem costura, um exemplo que ainda hoje tem bastante utilização é um processo que deriva da ideia original do processo de Mannesmann (Figura 2.3). O referido exemplo é o processo de laminagem de Assel (Figura 2.4) onde o perfil tubular é obtido através de um bloco de secção circular, que é aquecido e realizada uma cavidade na parte central. Feita a cavidade a barra é inserida no laminador de Assel, que é constituído por 3 rolos que rodam e pressionam o bloco contra o mandril resultando no aprofundamento da cavidade e, conseqüentemente, na formação do tubo. Findo este processo, o tubo é passado por novos rolos de forma a obter as dimensões desejadas.



Figura 2.3 – Etapa do processo de Mannesmann (Moro et al., 2007)

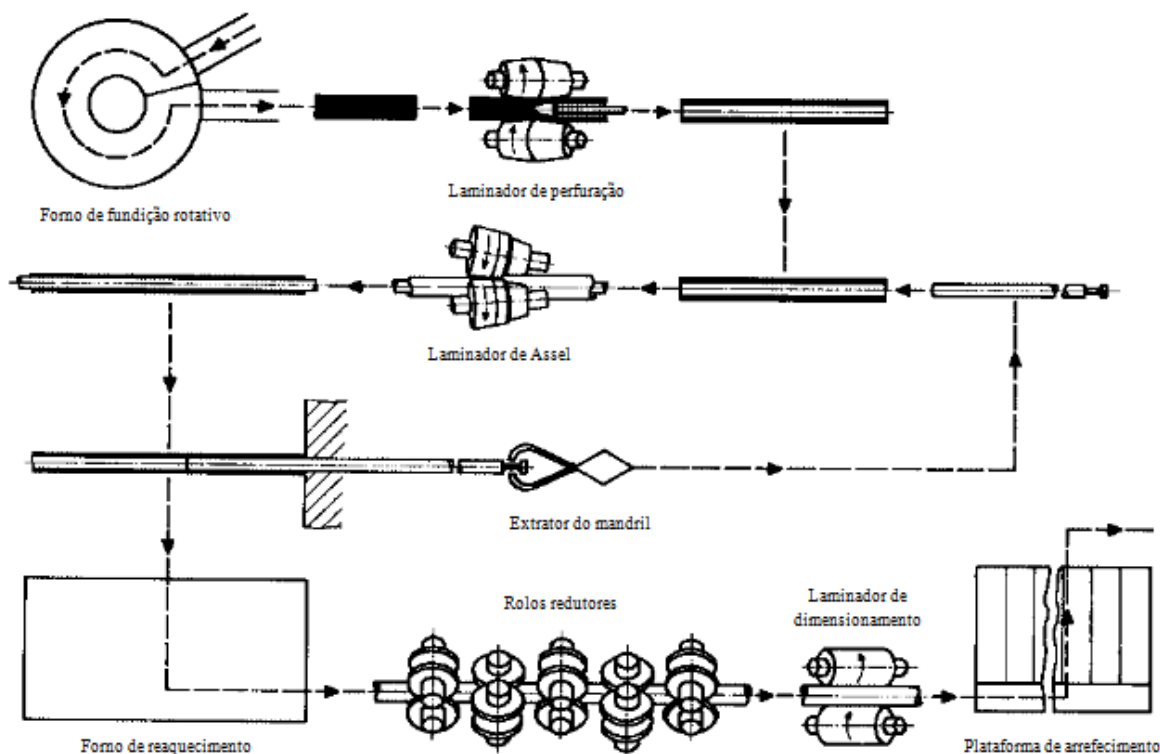


Figura 2.4 – Ilustração do processo de Assel (adaptado de Breusing et al.)

Ambos os processos de fabrico de perfis tubulares são mais caros que os respetivos processos de obtenção de perfis abertos, sendo que para os perfis tratados nesta secção os processos com costura são os mais baratos, embora acarretem o problema de existir a possibilidade de haver mais imperfeições e problemas com a soldadura realizada.

## 2.2 Dimensionamento de Perfis Abertos vs Perfis Tubulares

### 2.2.1 Introdução

Sendo que o dimensionamento é sempre um compromisso entre vários requisitos, como a rigidez, a estabilidade, economia no material, fabrico e manutenção, que por vezes estão em conflito uns com os outros, o projetista deve estar ciente das implicações da sua decisão. (Wardenier et al., 2008)

Ao nível da secção em si, como foi referido no primeiro capítulo, as secções tubulares oferecem muito mais vantagens ao nível da estabilidade estrutural que as secções abertas, sendo que a única vantagem destas últimas relativamente às tubulares é quando o esforço actuante é flexão segundo o eixo forte da secção aberta.

Vários estudos foram levados a cabo neste sentido, confrontando estes dois tipos de secções. Seguidamente vai mostrar-se o porquê da afirmação feita no início deste subcapítulo.

### 2.2.2 Esforço Axial

A capacidade resistente ao esforço axial de tração ( $N_{t,Rd}$ ) de uma secção não depende da sua forma. Como tal, não existe qualquer vantagem ou desvantagem em optar por um ou outro tipo de secção, visto que a capacidade resistente apenas depende da quantidade de área disponível ( $A$  na zona corrente do elemento ou  $A_{net}$  na zona de com furos de ligação). Esta resistência é dada pelo menor valor das equações (1) e (2).

$$N_{t,Rd} = A f_y ; \quad (1)$$

$$N_{t,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} , \quad (2)$$

em que,

$A$  é a área da secção transversal;

$A_{net}$  é a área útil da secção transversal.

No entanto, no que diz respeito ao esforço axial de compressão, a capacidade resistente ( $N_{b,Rd}$ ) da secção já é reduzida tendo em conta a esbelteza do elemento, através de um fator  $\chi$ .

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} . \quad (3)$$

O fator  $\chi$  pode ser obtido analiticamente, com base nas expressões constantes na secção 6.3.1.2 da Parte 1-1 do EC3, ou através do seguinte gráfico e depende da esbelteza normalizada ( $\bar{\lambda}$ ), que por sua vez depende da esbelteza do elemento ( $\lambda$ ), definidas através das equações (4) e (5).

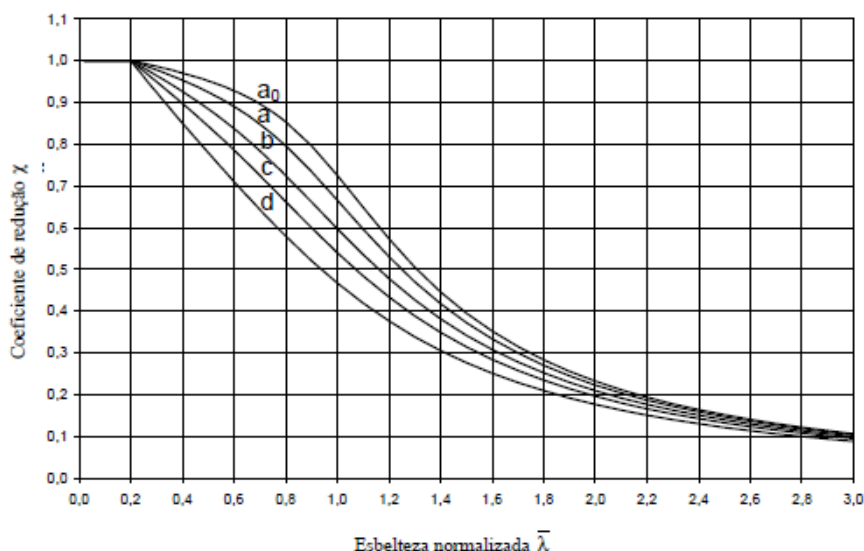


Figura 2.5 – Curvas de Encurvadura do Eurocódigo 3

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}}, \quad (4)$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (5)$$

Como se observa na equação (5), a esbelteza depende do comprimento de encurvadura ( $l_e$ ) e do raio de giração ( $i$ ). Aqui já se pode observar que a opção por uma secção tubular pode ser vantajosa, pois geralmente o raio de giração de uma secção tubular é maior do que o raio de giração de uma secção aberta, de área equivalente, relativamente ao eixo de menor inércia desta.

Um outro facto que pode pesar a favor das secções tubulares é a curva de encurvadura correspondente. O EC3 define como curva de encurvadura para secções tubulares acabadas a quente a curva “a” e a curva “c” para secções tubulares enformadas a frio, enquanto que para algumas secções abertas a curva de encurvadura correspondente pode mesmo chegar a ser a “d”, embora em casos menos correntes e para secções muito esbeltas.

A Figura 2.6 mostra uma comparação entre a resistência à compressão de secções de igual massa, para um elemento comprimido dimensionado pelo EC3, com um comprimento de encurvadura de 5m. (Wardenier et al., 2008)

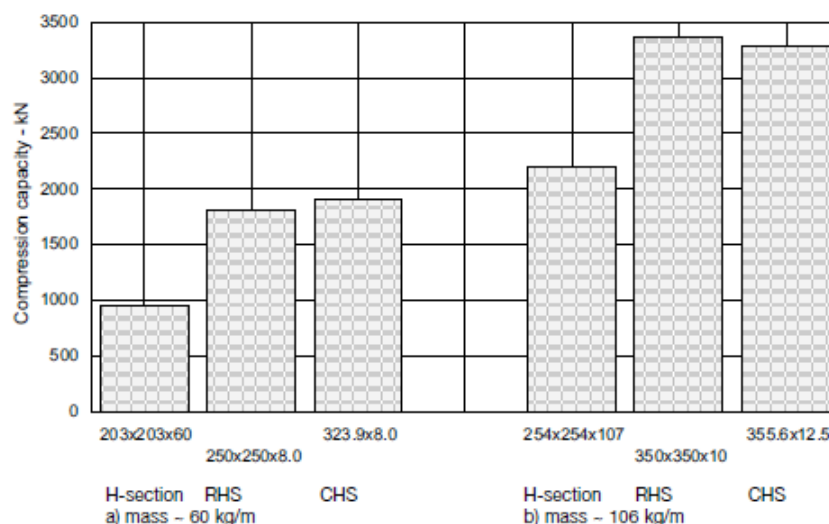


Figura 2.6 – Comparação da capacidade resistente à compressão de secções de igual massa

Uma outra forma de comparação pode ser feita de forma inversa à apresentada na Figura 2.6, isto é, partindo de uma um esforço de compressão chegar à massa da secção que lhe consegue resistir. Na Figura 2.7 apresenta-se os resultados dessa comparação, para um esforço axial de compressão de 950 kN e 2100 kN, respetivamente.

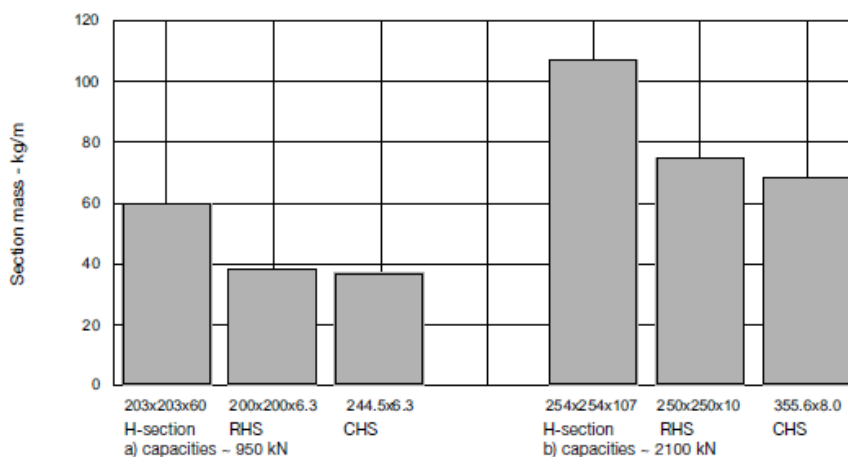


Figura 2.7 – Comparação das massas das secções para uma igual resistência à compressão

### 2.2.3 Flexão

Geralmente, as secções abertas (tipo I ou H) são mais económicas quando sujeitas a flexão segundo o seu eixo forte, devido à sua maior inércia segundo esse eixo, quando comparada com a das secções tubulares. No entanto, quando o elemento está sujeito a flexão desviada ou quando a sua resistência é grandemente reduzida devido à encurvadura lateral as secções

tubulares podem apresentar vantagem, quando existe dificuldade em contraventar lateralmente um elemento com secção aberta.

Para que as secções tubulares apresentem vantagem económica em ser usadas em elementos sujeitos à flexão é necessário que se consiga atingir a plastificação da totalidade da secção, uma vez que este tipo de secções apresenta uma grande quantidade de material junto do eixo neutro (ou seja, maior fator de forma).

#### 2.2.4 Esforço Transverso

No que toca a este tipo de esforço as vantagens de um outro tipo de secção são menos evidentes. Segundo o EC3 o cálculo da resistência a este esforço é efetuado através da equação (6).

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}, \quad (6)$$







onde apenas o valor da área resistente ao esforço transverso ( $A_v$ ) sofre alterações segundo o tipo de secção transversal.

#### 2.2.5 Torção

As secções fechadas de paredes finas são o melhor tipo de secções para resistir à torção, especialmente se forem circulares, devido a ter o material uniformemente distribuído em torno do eixo de ação do momento torsor (eixo da peça).

A resistência de uma secção à torção está intimamente ligada ao valor constante de torção ( $I_t$ ) que, como se pode observar no Quadro 2.1, para secções tubulares é sempre muito maior que para secções abertas de massa similar.

Quadro 2.1 – Comparação de constantes de torção

Secção		Massa (kg/m)	Constante de Torção $I_t$ ( $10^4 \text{ mm}^4$ ) ou ( $\text{cm}^4$ )
	UPN 200	25,3	11,9
	INP 200	26,2	13,5
	HEB 120	26,7	13,8
	HEA 140	24,7	8,1
	140 x 140 x 6	24,9	1475
	168.3 x 6	24,0	2017

### 2.2.6 Esforços Combinados

Como foi especificado ao longo deste subcapítulo as secções tubulares apresentam várias vantagens, relativamente às secções abertas, para resistir a vários tipos de esforços diferentes. Como tal, não é difícil perceber que estas também sejam as mais indicadas de utilizar quando um elemento é sujeito a uma combinação dos esforços atrás apresentados, especialmente se nessa combinação existir compressão e flexão segundo dois eixos.

## 3 SOLUÇÃO BASE

### 3.1 Introdução

Para o desenvolvimento do trabalho de investigação proposto recorreu-se a uma estrutura já projetada em perfis abertos, não se sabendo, no entanto, a localização onde essa estrutura foi implantada.

Através das partes 1-1, 1-3 e 1-4 do Eurocódigo 1, calcularam-se as ações sobre a estrutura e verificou-se a segurança da mesma. Admitiu-se que a estrutura seria construída em Coimbra, a uma altitude igual à altitude média deste concelho, ou seja, 29 metros. Os restantes parâmetros que influenciam o valor das ações, como a categoria do terreno, foram ajustados iterativamente, de forma que a estrutura globalmente verificasse os requisitos regulamentares

Este processo iterativo de ajuste da carga ocorria sempre que algum elemento da estrutura não verificava a segurança ou a verificava por larga margem, isto é, sempre que uma ligação ou uma barra não oferecia a resistência que os esforços actantes requeriam ou se considerava sobredimensionada para esses mesmos esforços.

### 3.2 Estrutura em Perfis Abertos

#### 3.2.1 Geometria e Materiais

Para a análise da estrutura já dimensionada recorreu-se a um modelo de cálculo (Figura 3.1) utilizando o *software* de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis*, respeitando todas as características geométricas indicadas nas peças desenhadas fornecidas.

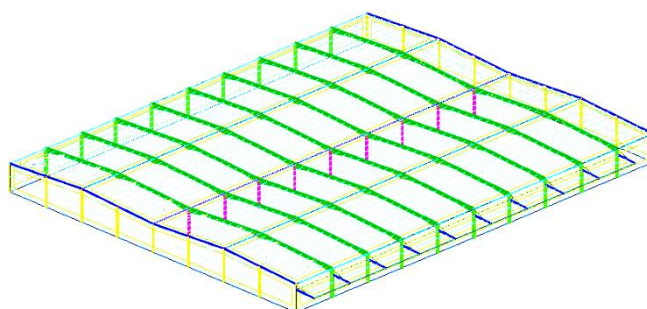


Figura 3.1 - Modelo de cálculo da estrutura em perfis abertos



A solução base para o estudo realizado, que pode ser vista com mais detalhe nos desenhos apresentados no Anexo A, consiste num pavilhão industrial constituído por duas naves justapostas, com 99,4 metros de comprimento e 79,64 metros de largura, sendo que o vão entre os pilares exteriores e os intermédios é de 39,82 metros.

A estrutura projetada consiste em pórticos espaçados, sensivelmente, de 10 metros, de maior rigidez segundo a menor direção do pavilhão, sendo que os pórticos de extremidade têm uma configuração diferente dos restantes, apresentando pilares ao longo da menor dimensão do pavilhão.

Os pórticos intermédios (Figura 3.2) são constituídos por pilares HEA 600, nas extremidades, por vigas IPE 600 e por um pilar central HEA 300. Na zona das ligações viga-pilar (Figura 3.3), as vigas foram reforçadas, bem como na zona das ligações bi-viga-pilar (Figura 3.4) e viga-viga (Figura 3.5). Relativamente aos pórticos de extremidade, são formados por pilares IPE 360 que suportam vigas IPE 270.

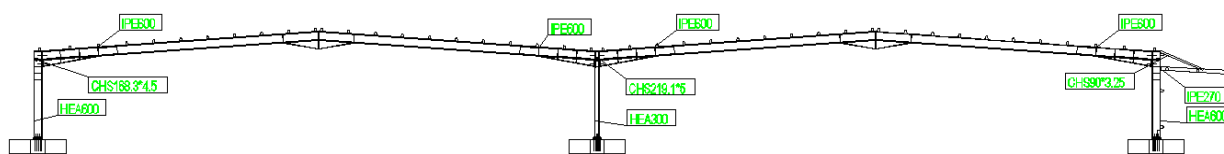


Figura 3.2 – Pórtico “tipo” da estrutura da solução base

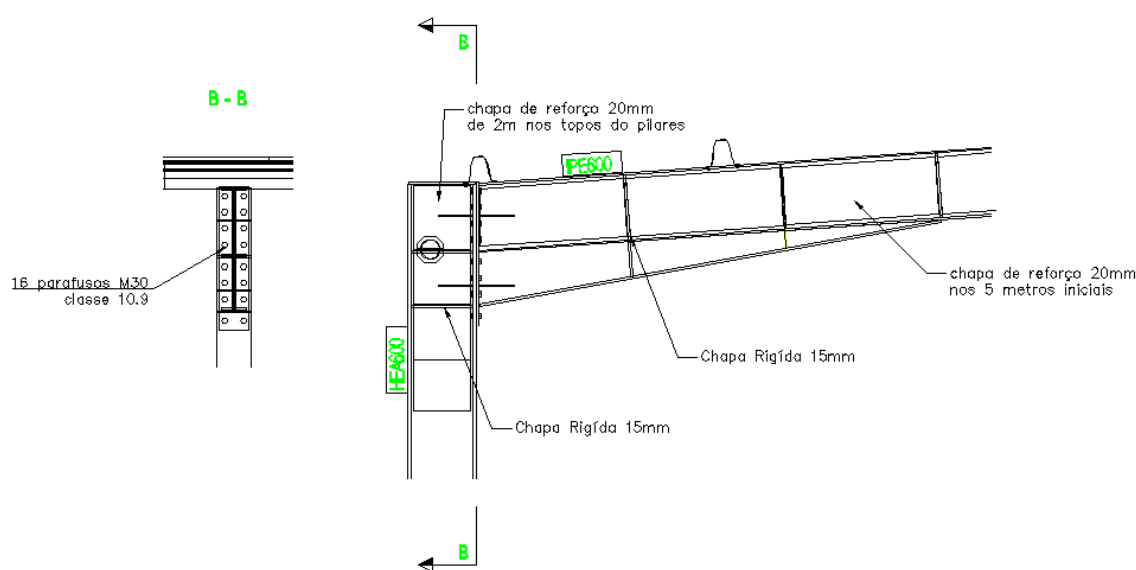


Figura 3.3 – Ligação viga-pilar

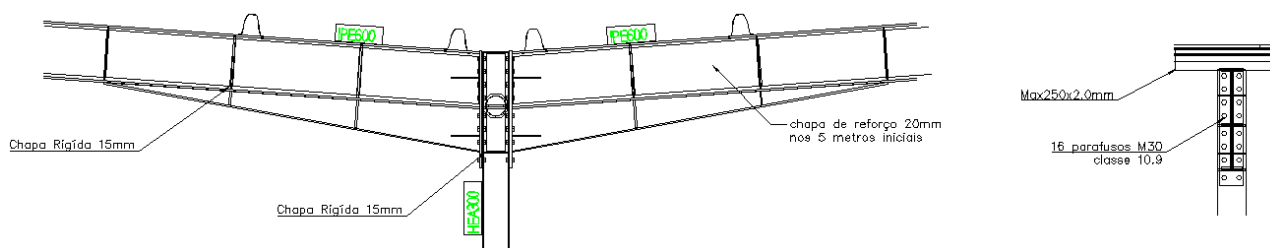


Figura 3.4 – Ligação bi-viga-pilar

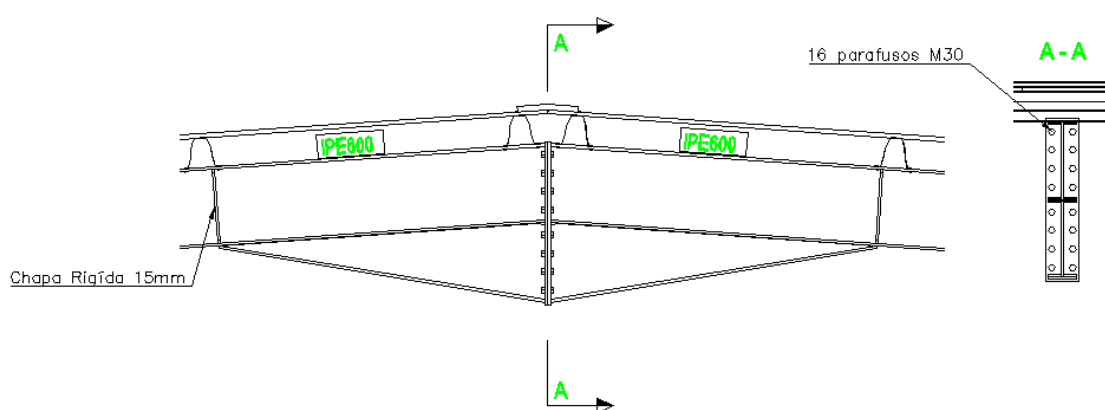


Figura 3.5 – Ligação viga-viga

O pavilhão apresenta dois tipos de contraventamento, um triangular, entre os dois pórticos de cada extremidade, com tubos CHS 193.7x6.3, e outro longitudinal, a ligar todos os pilares, com tubos CHS 168.3x4.5 a ligar os pilares exteriores e tubos CHS 219.1x5 a ligar os pilares interiores.

No que toca aos materiais utilizados, foi utilizado aço S275JR e S355JR para elementos perfilados e chapas de ligação, respetivamente. Sendo ainda que os elementos perfilados IPE e HEA pertencem à norma EN 10025-1:2004 e os elementos perfilados CHS pertencem à norma EN 10219-1:2006. Relativamente aos parafusos utilizados, estes são na totalidade M30 e pertencem à classe 10.9, respeitando a norma EN 15048-1:2007.

### 3.2.2 Ações

Como ações atuantes foram consideradas a sobrecarga, a neve e o vento em duas direções, sendo que se considerou que a simetria da estrutura permite essa simplificação. De seguida apresenta-se os valores característicos das ações considerados como carga de dimensionamento.

- **Sobrecarga**

Para a quantificação desta ação recorreu-se ao Quadro NA-6.10 do Anexo Nacional Português do Eurocódigo 1 (EC1) Parte 1-1, uma vez que a única sobrecarga a atuar na estrutura é na cobertura.

Dado a cobertura ser não acessível, exceto para operações de manutenção e reparação, esta pertence à categoria H do Quadro 6.9 da referida parte do Eurocódigo. Como tal, o valor característico desta carga é de  $0,4 \text{ kN/m}^2$ .

- **Neve**

Como foi referido no ponto 3.1, assumiu-se que a estrutura foi construída em Coimbra a uma altitude de 29 metros, o que localiza a estrutura na zona “Z2” da cláusula NA-4.1(1) do Anexo Nacional Português da Parte 1-3 do EC1.

Com os dados indicados no parágrafo anterior, substituindo na fórmula que se encontra na mesma cláusula, obtém-se um valor característico de carga de neve ao nível do solo ( $s_k$ ) de  $0,201 \text{ kN/m}^2$ .

De forma a aplicar o preconizado na cláusula 5.3.3 desta parte do Eurocódigo referente a este tipo de ação calculou-se, através do Quadro 5.2, os valores dos coeficientes de forma ( $\mu_1$  e  $\mu_2$ ), tendo em conta que os ângulos de inclinação da vertente ( $\alpha_1$  e  $\alpha_2$ ) tomam o valor de  $3,12^\circ$  e  $3,16^\circ$ , respetivamente, obtendo-se 0,8 e 0,88 como valor de  $\mu_1$  e  $\mu_2$ .

Dado que o coeficiente de exposição ( $C_e$ ) e o coeficiente térmico ( $C_t$ ) tomam valores unitários, neste caso, a substituição dos valores dos coeficientes acima referidos na fórmula 5.2 da parte 1-3 do EC1 leva a uma carga de  $0,161 \text{ kN/m}^2$  e  $0,177 \text{ kN/m}^2$  para os coeficientes de forma  $\mu_1$  e  $\mu_2$ , respetivamente.

- **Vento**

Apesar de ser, talvez, a ação atuante mais variável, em intensidade e período de atuação, e dinâmica que mais comumente solicita as edificações, as normas europeias de projeto fornecem ferramentas que permitem tratar esta ação como uma carga estática, que atuam em

simultâneo como uma pressão interna e externa nas paredes exteriores da estrutura considerada.

A Parte 1-4 do EC1 é a que trata esta ação, que é a mais condicionante para a estrutura, disponibilizando duas expressões (5.1 e 5.2) para quantificar as pressões interna e externa em função da pressão dinâmica de pico ( $q_p$ ) e de coeficientes de pressão interna ( $cp_i$ ) e externa ( $cp_e$ ).

No cálculo dos coeficientes de pressão utilizaram-se as secções 7.2.2, 7.2.5, 7.2.7 e 7.2.9 da referida parte do EC1, tendo em conta a geometria do pavilhão industrial em estudo.

Quadro 3.1 – Dimensões do pavilhão

Comprimento	99,4 m
Largura	79,64 m
Altura	7,23 m

De notar que, devido ao pavilhão ter uma cobertura múltipla, tal como indicado no ponto 7.2.7(2), só foram consideradas as zonas F, G e J na nave a barlavento, sendo unicamente consideradas as zonas H e I na nave posterior, na direção do vento, como se pode observar na Figura 3.6.

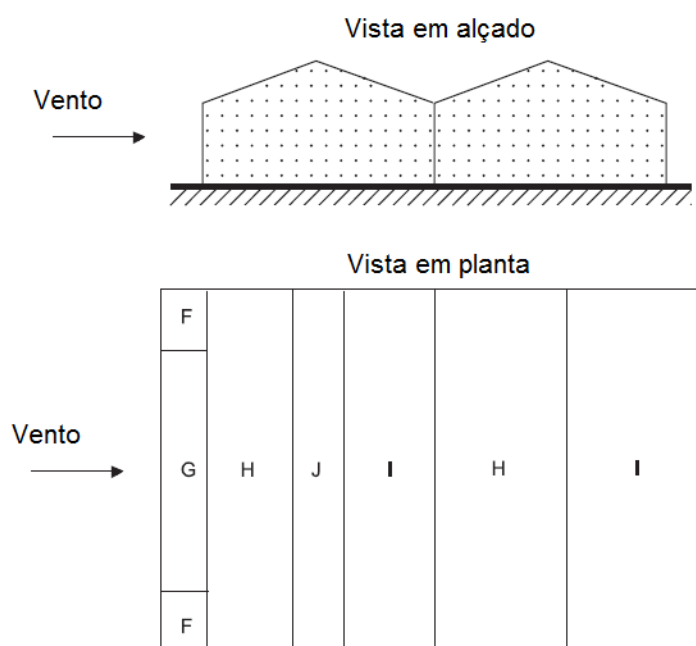


Figura 3.6 – Zonas de ação do vento

No que toca à pressão dinâmica de pico, foi utilizada a expressão 4.8 da Parte 1-4 do EC1, onde é necessário calcular os valores da velocidade média do vento ( $v_m$ ), da intensidade de turbulência do vento ( $I_v$ ) e conhecer a massa volúmica do ar ( $\rho$ ), que é igual a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

Ao assumir-se que a localização da implantação da estrutura era em Coimbra, através da cláusula NA-4.2(1)P, Nota 2 do Anexo Nacional Português da Parte 1-4 do EC1, obtivemos um valor básico da velocidade de referência do vento ( $v_{b,0}$ ) de 27 m/s, visto a estrutura se localizar na “Zona A” do País. Considerou-se unitário o coeficiente de orografia e, para o cálculo do coeficiente de rugosidade, que o terreno era de categoria IV, obtendo-se assim uma velocidade média do vento de 17,134 m/s.

Com a consideração da categoria do terreno que foi feita ficam definidos todos os parâmetros necessários para o cálculo da pressão dinâmica de pico, que toma o valor de 0,369 kN/m<sup>2</sup>.

- **Combinações de ações**

Para a avaliação da segurança e das condições de serviço da estrutura foi considerado um cenário de cargas envolvendo, como é lógico, as cargas indicadas acima. Foram consideradas 6 combinações de ações de estados limites últimos (ULS) e duas combinações de ações de estados limites de serviço (SLS), conforme se indica nos Quadros 3.2 e 3.3.

Quadro 3.2 – Combinações de ações de estados limites últimos

AVB	Peso Próprio	Sobrecarga	Neve		Vento	
			$\mu_1$	$\mu_2$	0°	90°
Sobrecarga	1,35	1,5	1,5x0,5	0	0	0
Sobrecarga	1,35	1,5	0	1,5x0,5	0	0
Neve ( $\mu_1$ )	1,35	0	1,5	0	0	0
Neve ( $\mu_2$ )	1,35	0	0	1,5	0	0
Vento (0°)	1	0	0	0	1,5	0
Vento (90°)	1	0	0	0	0	1,5

Quadro 3.3 – Combinações de ações de estados limites de serviço

AVB	Peso Próprio	Sobrecarga	Neve		Vento	
			$\mu_1$	$\mu_2$	0°	90°
Neve ( $\mu_1$ )	1	0	1	0	0	0
Neve ( $\mu_2$ )	1	0	0	1	0	0
Vento (0°)	1	0	0	0	1	0
Vento (90°)	1	0	0	0	0	1

### 3.2.3 Verificação da Segurança

Como foi acima referido, o processo de verificação de segurança de todos os elementos da estrutura foram realizados paralelamente ao processo iterativo de ajuste do cenário de carga de dimensionamento.

Para averiguar se a estrutura estava em segurança utilizou-se a ferramenta de cálculo automático *SemiComp Member Design*, em conjunto com o programa *LT Beam*, para que este último calculasse o momento crítico da barra e fornecesse essa informação à ferramenta de cálculo automático anteriormente referida. De forma simplificada, esta ferramenta de cálculo permite a verificação da resistência da secção transversal submetida a todos os tipos de esforços, à exceção de esforços de torsão, ou combinação destes; permite também a verificação da estabilidade de elementos isolados, sendo apenas necessário fornecer as características geométricas deste e os esforços atuantes sobre ele. Todas as verificações de resistência e estabilidade são realizadas consoante o constante no EC3.

- **Verificação de secções**

O processo de verificação utilizado pela ferramenta de cálculo usada passa, primeiramente, pela classificação da secção, utilizando o Quadro 5.2 da Parte 1-1 do EC3, considerando os esforços atuantes no elemento. Para efeitos de classificação da secção, é necessário aumentar os esforços atuantes até se obterem os esforços que levam a secção à rotura.

O aumento dos esforços atuantes para os esforços que levam a secção à rotura é feito de forma proporcional à razão das grandezas dos esforços em questão, isto é, é calculada uma constante que, quando multiplicada pelos esforços atuantes, conduz à obtenção dos esforços que levam a secção à rotura, como se exemplifica na Figura 3.7 para uma secção em flexão composta plana.

Além da classificação da secção transversal do elemento, o *SemiComp Member Design* também verifica a resistência das secções transversais das extremidades do mesmo.

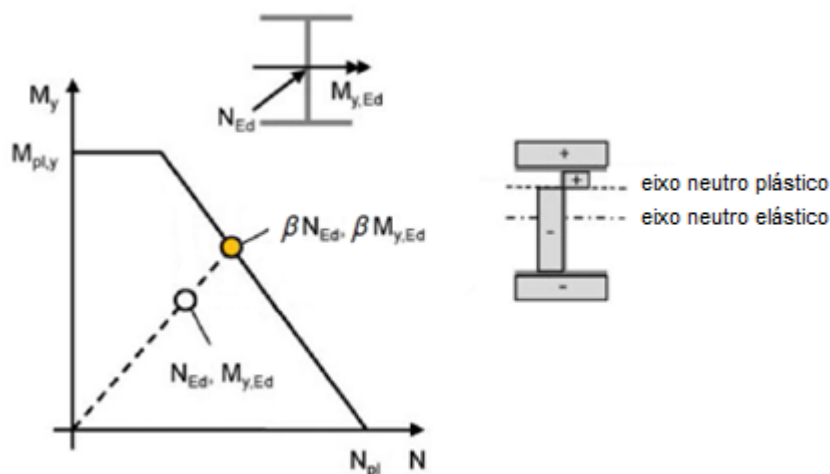


Figura 3.7 – Obtenção dos esforços para classificação da secção a partir da curva M-N plástica simplificada

- **Verificação da estabilidade dos elementos**

Para a obtenção da classe da secção é analisada cada secção ao longo do elemento e calculado o fator de utilização desta, considerando que a classe da secção para todo o elemento é a classe da secção com maior fator de utilização.

Conhecida a classe, são calculados os esforços resistentes desta e os coeficientes de redução tendo em conta as características do elemento, como sejam o seu comprimento e esbeltezas. Com estes valores calculados, são utilizadas as equações 6.61 e 6.62 da parte 1-1 do EC3, existindo a possibilidade de os fatores de interação serem calculados quer pelo método 1, quer pelo método 2, que se encontram nos Anexos A e B, respetivamente, da mesma parte do Eurocódigo.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (7)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (8)$$

Como se observa na Figura A.2 (Anexo A), nas zonas das ligações existem reforços nas vigas. Assim, foi necessário ter em conta esses mesmos reforços e tratar este elemento como sendo de secção variável.

Para esta verificação de estabilidade utilizaram-se de novo as equações 7 e 8, sendo utilizado o método aproximado descrito em Simões da Silva et al. (2007) para o cálculo do momento crítico do elemento. No referido método, o momento crítico é obtido a partir do momento crítico elástico para o “caso padrão” ( $M_{cr0}$ ) dividido por dois fatores, um que tem em conta a forma do diagrama de momentos ao longo do troço considerado ( $m_t$ ) e outro que tem em conta a forma da secção transversal ( $c$ ).

O referido “caso padrão” consiste numa viga simplesmente apoiada, com as secções de apoio impedidas de se deslocar lateralmente e de rodar em torno do eixo da viga, mas livre de empenar e de rodar em torno dos eixos da secção, sujeita a momento constante, sendo que a viga não tem qualquer tipo de imperfeição geométrica ou do material, tem secção transversal duplamente simétrica, tem comportamento elástico linear e pequenas deformações (Simões, 2007).

Assim, o momento crítico pode ser calculado através da seguinte fórmula:

$$M_{cr} = \left( \frac{1}{m_t c^2} \right) M_{cr0}, \quad (9)$$

onde,

$$m_t = \frac{1}{12} \left( \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} \right)_{\min} \left( \frac{M_{y,Ed1}}{M_{c,Rd1}} + 3 \frac{M_{y,Ed2}}{M_{c,Rd2}} + 4 \frac{M_{y,Ed3}}{M_{c,Rd3}} + 3 \frac{M_{y,Ed4}}{M_{c,Rd4}} + \frac{M_{y,Ed5}}{M_{c,Rd5}} + 2\mu_{SE} \right), \quad (10)$$

sendo,

$$\mu_{SE} = \left( \frac{M_{y,EdS}}{M_{c,RdS}} - \frac{M_{y,EdE}}{M_{c,RdE}} \right) \geq 0, \quad (11)$$

$$\frac{M_{y,EdS}}{M_{c,RdS}} = \max \left( \frac{M_{y,Ed2}}{M_{c,Rd2}}; \frac{M_{y,Ed3}}{M_{c,Rd3}}; \frac{M_{y,Ed4}}{M_{c,Rd4}} \right), \quad (12)$$

$$\frac{M_{y,EdE}}{M_{c,RdE}} = \max \left( \frac{M_{y,Ed1}}{M_{c,Rd1}}; \frac{M_{y,Ed5}}{M_{c,Rd5}} \right). \quad (13)$$



Na Figura 3.8 são identificadas as secções E, R e de 1 a 5 necessárias para a utilização das fórmulas (10), (11), (12) e (13), para a substituição das variáveis nelas presentes com o índice correspondente.

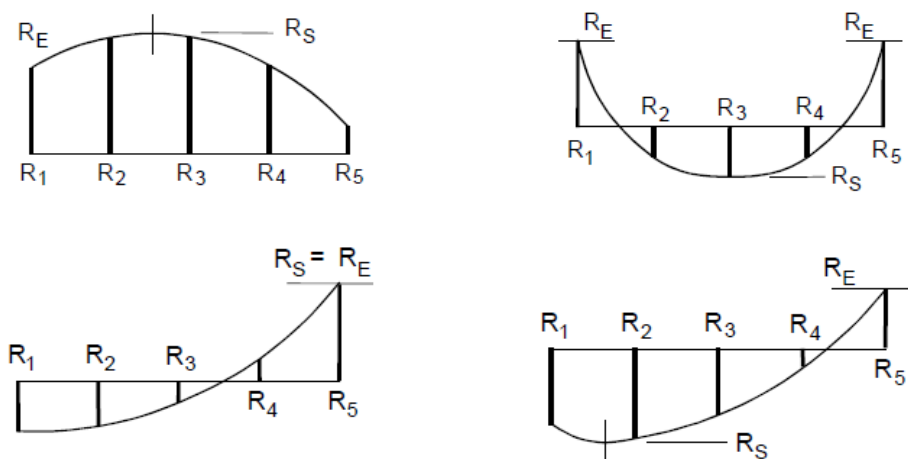


Figura 3.8 – Definição das secções E, R e de 1 a 5 (Simões da Silva et al., 2007)

O valor da variável  $c$  pode ser obtido através da equação (14).

$$c = 1 + (c_0 - 1)\sqrt{q}, \quad (14)$$

em que, no caso de  $\overline{\lambda_{LT}} > 1$ , deve assumir-se  $c = 1$ , caso contrário deve efetuar-se o cálculo através da equação 14. Neste caso,  $q$  representa o quociente entre o comprimento do reforço e o comprimento total do elemento e  $c_0$  obtém-se através do Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Fator de secção equivalente

D/t <sub>f</sub>	r			
	1,5	2	2,5	3
20	1,162	1,271	1,355	1,425
22	1,128	1,219	1,29	1,35
24	1,108	1,186	1,249	1,304
26	1,094	1,164	1,222	1,272
28	1,084	1,149	1,202	1,249
30	1,077	1,137	1,187	1,232
32	1,072	1,128	1,176	1,219
34	1,067	1,121	1,167	1,208
36	1,064	1,115	1,16	1,2
38	1,061	1,11	1,154	1,193
40	1,059	1,106	1,149	1,187
42	1,057	1,103	1,144	1,182
44	1,055	1,1	1,141	1,178

onde  $r$  é a relação entre a distância mínima e máxima dos centros de gravidade dos banzos,  $t_f$  a espessura média dos banzos externos e  $D$  a altura mínima da secção.

No Quadro 3.5 apresenta-se o resumo das verificações de segurança realizadas para a estrutura da solução base. As equações indicadas no referido quadro seguem a numeração presente neste documento.

Quadro 3.5 – Resumo das verificações de segurança

Secção	L	$N_{Ed}$ (kN)	$M_{Ed}$ (kNm)	Eq (7)	Eq (8)
IPE 270	9,9	189,93	-42,53	0,802	0,489
IPE 360	6,68	38,64	-88,67	0,989	<b>1,638</b>
HEA 300	6,14	-382,51	228,43	0,699	0,502
IPE 600	20,07	-686,26	-1478,24	0,986	0,576
HEA 600	6,14	-272,18	-1466,7	0,988	0,565
CHS 168,3x5	10	-37,34	-	0,236	0,236
CHS 219,1x5	10	-18,06	-	0,054	0,054

No Quadro 3.5 observa-se que a forma adotada para a disposição dos pilares de fachada não cumpre as disposições regulamentares de segurança. Este pormenor será abordado com um pouco mais de detalhe mais à frente.

No que toca à verificação dos deslocamentos para as combinações características de estados limites de serviço. Adotou-se como deslocamento máximo admissível as indicações do Quadro NA.I do Anexo Nacional da Parte 1-1 do EC3 para coberturas em geral, onde se considera que um deslocamento superior a  $L/200$ , em condições de serviço (combinações características), não é admissível. Como tal, dado que a distância entre os pilares exteriores e o intermédio do pórtico é de 39,82 metros, obtém-se um deslocamento máximo admissível de 19,91 centímetros. Assim, observa-se na Figura 3.9 que em nenhum ponto esse deslocamento é ultrapassado.

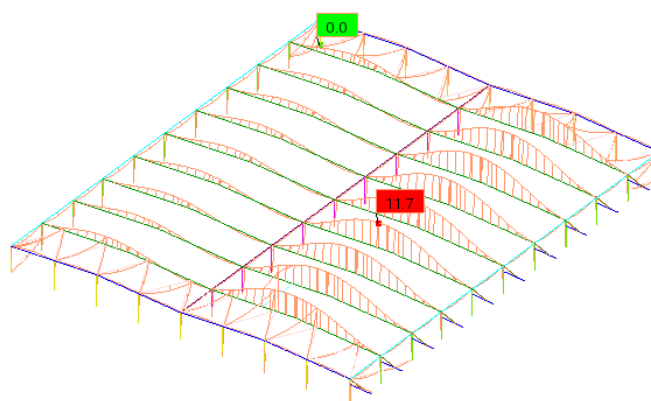


Figura 3.9 – Deformada da estrutura em condições de serviço

- **Verificação da resistência das ligações**

O processo de verificação da conformidade da estrutura terminou com a verificação da resistência das ligações. Para tal, utilizou-se o *software* de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*, que recorre ao método das componentes previsto no capítulo 6 da Parte 1-8 do EC3. Neste *software* foram calculadas as resistências aos esforços atuantes das ligações viga-coluna, para os pilares exteriores, e das ligações bi-viga-coluna, para os pilares interiores, bem como as ligações viga-viga e todas as ligações de base de coluna. Os resultados obtidos podem ser verificados no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Esforços resistentes e atuantes nas ligações

Ligação	$M_{j,Rd}$ (kNm)	$M_{ed}$ (kNm)	$M_{ed}/M_{j,Rd}$
Viga-Coluna	1609,61	1373,56	0,853
Bi-Viga-Coluna	881,8	1450,25	<b>1,645</b>
Viga-Viga	1502,02	546,68	0,364
Base (HEA 600)	335,3	886,86	<b>2,645</b>
Base (HEA 300)	149,32	141,41	0,947
Base (IPE 360)	88,87	88,49	0,996

Como se observa, a ligação bi-viga-coluna e a ligação de base da coluna de secção HEA600 não oferecem a resistência suficiente ao momento fletor que atua sobre cada uma delas, facto que será abordado com maior pormenor no subcapítulo seguinte.

### 3.2.4 Análise Crítica

É de ressaltar que a estrutura em perfis abertos que serviu de base a este estudo foi previamente dimensionada. Como tal, não tendo sido dimensionada no decorrer deste trabalho não se teve acesso à real carga de dimensionamento nem aos pressupostos em que se baseou quem realizou o seu dimensionamento. Assim, esta avaliação crítica assenta apenas na visão e pressupostos levados em consideração no decorrer deste projeto, não estando em causa o valor e competência de quem desenvolveu o dimensionamento inicial.

Depois de estimada a carga que se considerou ter sido a de dimensionamento, existem aspetos na estrutura em perfis abertos que deveriam ser reformulados para que a estrutura tivesse um melhor funcionamento e verificasse a segurança de todos os elementos.

Essas reformulações prendem-se apenas com 5 aspetos: a direção da orientação dos pilares das fachadas menores, as ligações viga-pilar que se encontram a ligar o pilar intermédio, as ligações de base das colunas HEA600, as madres e os contraventamentos.

Quanto ao primeiro ponto referido, os pilares, de secção IPE 360, deveriam ser rodados de um ângulo de 90°, ficando com o seu eixo de maior inércia perpendicular ao eixo de maior inércia dos pórticos da estrutura.

No que toca ao segundo ponto, a ligação não apresenta o momento resistente necessário quando o momento atuante é negativo, sendo a componente mais fraca o banzo do pilar em flexão; com tal a existência de dois reforços no banzo do pilar, um entre a segunda e a terceira linhas de parafusos e outro entre a sexta e a sétima linhas de parafusos, faria aumentar a força produzida por estes parafusos e assim obter um momento resistente superior ao momento atuante.

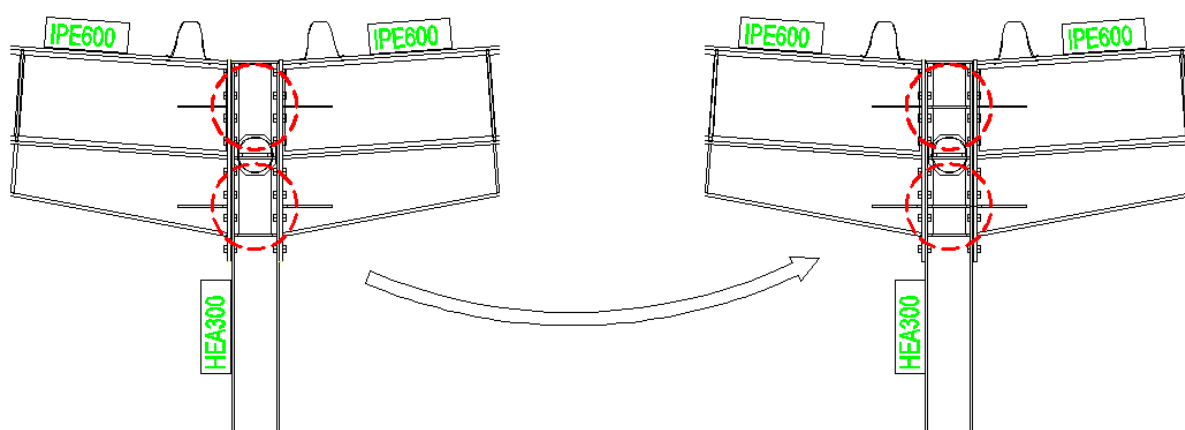


Figura 3.10 – Reformulação da ligação viga-pilar

Relativamente às ligações de base dos pilares de extremidade dos pórticos, como referido anteriormente, a solução proposta oferece um momento resistente muito inferior ao atuante, no entanto, a geometria que se observa na figura seguinte talvez pudesse fornecer o défice de momento resistente que a ligação apresenta.

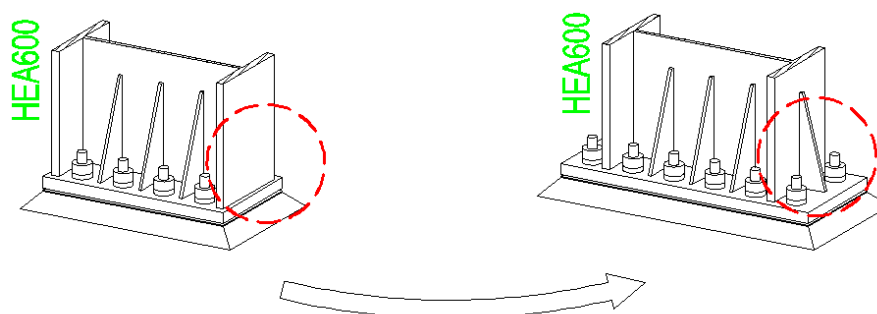


Figura 3.11 – Proposta de reformulação da ligação de base

Verifica-se também que o momento resistente das madres presentes no projeto é ultrapassado, ou seja, estes elementos não verificam a segurança relativamente aos estados limites últimos, como tal, a resolução deste problema passaria, por exemplo, por diminuir o afastamento entre madres ou aumentar a secção das mesmas.

Por fim, no que a reformulações diz respeito, conclui-se que os contraventamentos projetados para a solução base estão sobredimensionados, o que implica uma quantidade de material superior nesta estrutura e, conseqüentemente, um maior custo. Este ponto foi modificado na solução alternativa analisada, levando a que, apenas neste aspeto, a comparação não seja tão direta.

## 4 SOLUÇÃO ALTERNATIVA

### 4.1 Introdução

Como já foi referido anteriormente, para o dimensionamento desta solução alternativa foi mantido o cenário de carga calculado com base na estrutura em perfis abertos, bem como as madres e todas as características geométricas e condições de apoio dessa mesma estrutura.

O principal objetivo no dimensionamento desta nova solução era verificar a possibilidade de conceber e dimensionar o mesmo edifício sem aumentar, ou mesmo reduzir, o custo global, utilizando apenas elementos tubulares na estrutura. Como tal, era necessário reduzir o peso e a área de pintura dos elementos, sem nunca deixar de ter em conta a complexidade e o custo das ligações entre os elementos.

Apenas uma solução estrutural alternativa foi estudada em profundidade e é apresentada a seguir. No entanto, outras existem que poderiam conduzir a resultados idênticos, se devidamente concebidas. Nesse sentido, no final do presente capítulo são indicadas algumas soluções que poderiam constituir boas alternativas à que foi estudada.

### 4.2 Estrutura em Perfis Tubulares

#### 4.2.1 Modelo Estrutural

O procedimento para a obtenção dos esforços de dimensionamento desta solução estrutural foi, em tudo, idêntico ao efetuado para a estrutura em perfis abertos, isto é, montou-se o modelo estrutural (Figura 4.1) no *software Autodesk Robot Structural Analysis* e nele foram aplicados os carregamentos previamente calculados, combinados da mesma forma que foi apresentado no ponto 3.2.2.

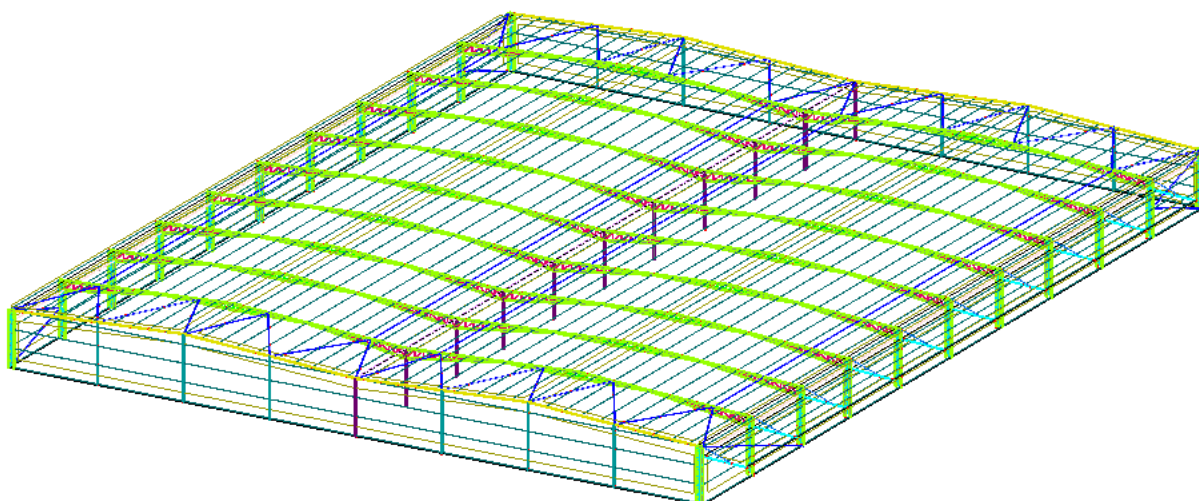


Figura 4.1 – Modelo de cálculo da estrutura em perfis tubulares

#### 4.2.2 Descrição da estrutura

Uma vez que a geometria da estrutura apresenta grandes vãos livres, optou-se por criar elementos treliçados para vencer esses vãos, pois se se dimensionassem os elementos com peças únicas, ou seja, se se vencessem esses vãos com apenas um tubo, necessitaríamos de uma secção de grandes dimensões, o que acarretaria um grande desperdício de material e, conseqüentemente, um peso muito grande para a estrutura, quer em termos de material, quer em termos monetários.

Na idealização da constituição dos pórticos que formam a estrutura (Figura 4.2) foi também tido em conta a forma de ligação dos elementos e as dimensões dos mesmos, já que o transporte das componentes da estrutura, da metalomecânica para o local da obra, também apresenta custos que se repercutem no custo total da estrutura. Assim, concebeu-se um pórtico que se divide em 9 peças, sendo que algumas delas se repetem ao longo do mesmo pórtico, são ligadas por ligações do tipo “cavilha” e formadas essencialmente com secções quadradas.

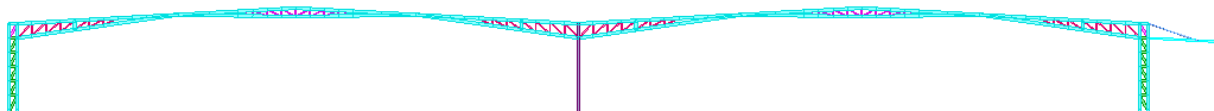


Figura 4.2 - Pórtico “tipo” da estrutura

As dimensões adotadas para cada elemento procuraram corresponder às obtidas para os correspondentes elementos da estrutura de secções abertas (Figuras 4.3 a 4.5), embora não tenha sido levado em conta, como fator limitativo, as dimensões de cada um, visto tratar-se de um pavilhão industrial sem grandes limitações arquitetónicas. A principal diferença verifica-

se na altura do elemento central que compõe cada viga do pórtico. Esta opção é facilmente explicada pelo facto de a ligação corresponde na estrutura da solução base (a ligação viga-viga) ter um baixo fator de utilização, isto é, ter um momento resistente muito superior ao atuante, como tal não existe a necessidade da criação de um braço do binário com dimensões tão elevadas.

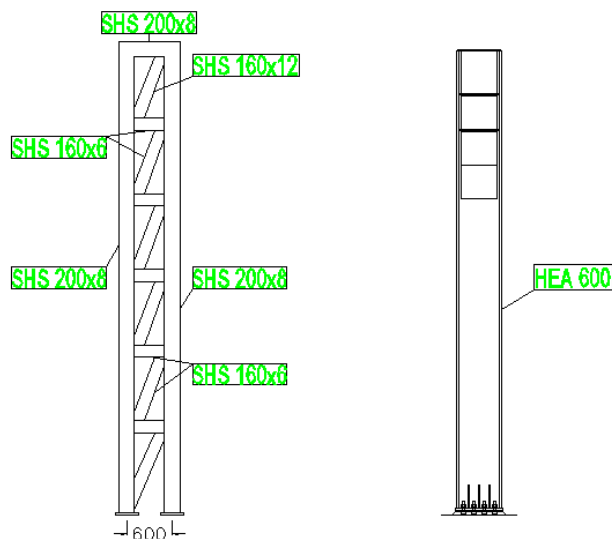


Figura 4.3 – Comparação entre pilar adotado (à esquerda) e pilar correspondente em perfil aberto (à direita)

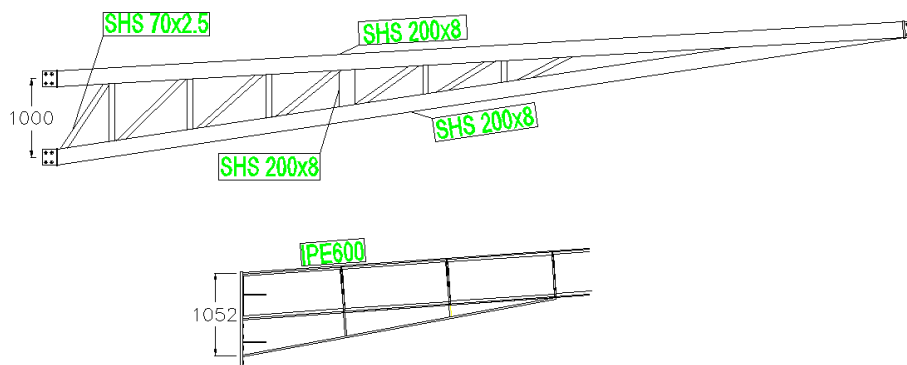


Figura 4.4 – Comparação entre peça da viga adotada (em cima) e pormenor da zona correspondente da estrutura da solução base (em baixo)



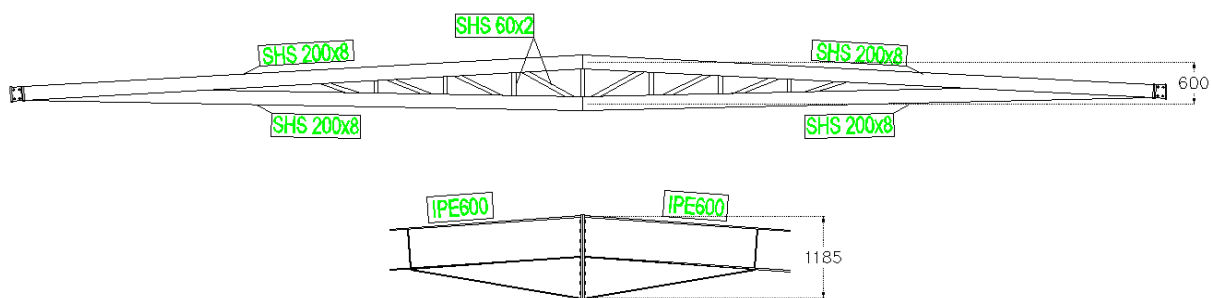


Figura 4.5 – Comparação entre outra peça da viga adotada (em cima) e a ligação viga-viga (em baixo) da estrutura de perfis abertos

Como era pretendido, a conceção da nova estrutura seguiu de perto a forma da da solução base. Dessa forma os pórticos de fachada (Figura 4.6) têm uma forma praticamente igual ao da solução base, sendo que a diferença reside no facto de que estes foram também constituídos por elementos tubulares; neste caso optou-se por perfis de secção transversal retangular (RHS), por serem mais adequados para resistir a esforços de flexão. Neste pórtico, os 6 pilares intermédios servem de apoio a uma viga que percorre todo o limite superior da fachada.

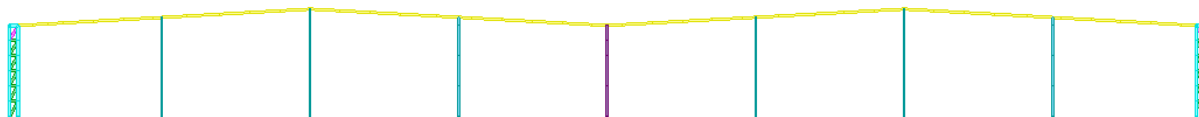


Figura 4.6 - Pórtico de fachada

De notar que as condições de apoio da nova estrutura foram mantidas semelhantes às da solução base, ou seja, com todos os apoios encastrados; esse tipo de apoio materializou-se quer seja por meio do binário (Figura 4.7) criado pelas cordas dos pilares de extremidade, quer seja pela criação de ligações de base com transmissão de momento para a fundação (como é o caso dos pilares centrais e nos de fachada).

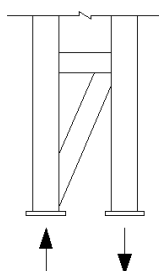


Figura 4.7 – Esquemática do encastramento por meio de binário

Por fim, como referido anteriormente, é de salientar o facto de terem sido otimizados os contraventamentos que também se encontravam na estrutura da solução base e introduzidos novos contraventamentos longitudinais de forma a uma melhor adequação à nova solução em estrutura treliçada. Na solução estrutural alternativa adotada, os seus elementos são essencialmente solicitados a esforços axiais. Por conseguinte, numa perspetiva de otimização da solução, é fundamental definir com rigor os comprimentos de encurvadura. Assim, a introdução dos referidos contraventamentos limita o deslocamento de determinadas secções (desenhos do Anexo B), que passam a ser consideradas como efetivamente contraventadas, diminuindo e delimitando os referidos comprimentos de encurvadura.

A descrição rigorosa de cada um destes pórticos aqui referidos pode ser observada nos desenhos presentes no Anexo B.

Por fim, uma vez que se tem por objetivo a comparação entre as duas soluções estruturais estudadas, o aço usado na solução alternativa é o mesmo que é utilizado na solução base, ou seja, S275JR, com a diferença de se ter optado por utilizar o mesmo tipo de material nas chapas de ligação, em vez do aço S355JR utilizado na estrutura de perfis abertos. Os perfis tubulares projetados são fabricados segundo a norma EN 10219-1:2006 e os parafusos utilizados nas ligações são na totalidade da classe 8.8, variando entre diâmetros M20 e M30.

#### **4.2.3 Verificação da Segurança**

Para a verificação da segurança da nova solução estrutural utilizou-se a mesma ferramenta de cálculo usada para a verificação da segurança da estrutura da solução base, ou seja o *SemiComp Member Design*.

Dado a nova estrutura ser do tipo treliça, os elementos que a compõe estão apenas sujeitos a esforço axial, sendo apenas necessário verificar a estabilidade destes para esforços desta natureza, através das fórmulas apresentadas no ponto 2.2.2. Os únicos elementos sujeitos a outro tipo de esforços, no caso flexão composta com esforço transversal, são os pilares intermédios e os pilares e vigas de fachada.

Um aspeto muito importante nas considerações adotadas é o facto de se terem considerado que todos os elementos que compõem a estrutura serem tubos formados por soldadura. A elevada importância desta opção incide no facto de o Quadro 6.2 da Parte 1-1 do EC3 atribuir curvas de encurvadura mais desfavoráveis a elementos tubulares formados por soldadura, relativamente a elementos tubulares laminados a quente. A utilização de curvas de encurvadura mais desfavoráveis conduz a um valor mais reduzido do fator de redução  $\chi$  da equação (3), o que condiciona grandemente a resistência do elemento ao esforço axial de compressão. Assim sendo, esta opção conduz ao dimensionamento com a maior quantidade de material possível para a geometria adotada para o pórtico “tipo”, uma vez que uma solução

---

com tubos laminados poderia ser mais leve; contudo, é de referir que o aço em tubo laminado é mais caro.

De entre os tipos de secção escolhidos, por uma questão de execução, dimensionou-se essencialmente com secções quadradas. Essa opção conduz a que o elemento, quando sujeito a esforço axial de compressão, tenha a igual probabilidade de encurvar segundo qualquer um dos eixos de flexão, para iguais comprimentos de encurvadura.

Na verificação da estabilidade dos elementos que constituem as várias diagonais o comprimento de encurvadura fornecido à ferramenta de cálculo corresponde ao valor real desse mesmo elemento, não sendo afetado por nenhum outro coeficiente.

A formulação teórica para o cálculo da carga crítica de uma barra em compressão axial, como o caso da carga crítica de Euler, é obtida para uma barra com esforço axial constante ao longo de todo o seu comprimento. Como tal, a formulação existente não se pode aplicar diretamente a um grande número de barras que compõe a estrutura, como é exemplo as cordas que formam cada peça do pórtico “tipo” da estrutura. Nestas tem-se sempre um esforço axial variável uma vez que é nestes elementos que as diagonais descarregam o seu esforço axial.

O exposto no parágrafo anterior não apresenta qualquer problema para as verificações de estabilidade dos referidos elementos no plano do pórtico, pois as diagonais restringem o comprimento de encurvadura das cordas ao comprimento entre cada nó de intersecção entre as cordas e as diagonais. No entanto, quando se avalia a segurança para o caso da encurvadura fora do plano do pórtico a formulação teórica existente deixa de se aproximar aos fenómenos físicos reais.

Para este último caso, justificar-se-ia uma análise não-linear, num modelo com a introdução das imperfeições globais e locais (dos elementos). Contudo, de uma forma um pouco conservativa, ao introduzirem-se contraventamentos longitudinais, delimitou-se os comprimentos de encurvadura fora do plano do pórtico e considerou-se que sobre o elemento atuava um esforço axial de compressão constante e igual ao máximo atuante neste.

Por fim, para a verificação dos elementos sujeitos a esforços combinados, isto é, sujeitos a esforço axial, esforço transversal e momento fletor, utilizaram-se as equações 6.61 e 6.62 da parte 1-1 do EC3, que foram apresentadas no ponto 3.2.3.

No Quadro 4.1 é apresentado o resumo do dimensionamento dos elementos constituintes da estrutura da solução alternativa, onde a numeração das equações nele presentes são referentes a este documento. A localização, na estrutura, de cada elemento referido no quadro pode ser encontrada nas Figuras 4.3 a 4.5 e nos desenhos presentes no Anexo B.

Quadro 4.1 – Quadro resumo do dimensionamento dos elementos

Secção	L (m)	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed</sub> (kNm)	Eq (1)	Eq (3)	Eq (7)	Eq (8)
SHS 60x2	1,05	-97,76	-	-	0,938	-	-
SHS 70x2,5	1,13	-145,57	-	-	0,938	-	-
SHS 160x6	1,29	-847,64	-	-	0,872	-	-
SHS 160x12	1,17	1405,21	-	0,787	-	-	-
SHS 200x5	5,14	262,22	-36,63	-	-	0,597	0,597
SHS 200x8	4,05	1593,42	-	0,978	-	-	-
RHS 120x60x6	5	20	17,42	-	-	0,999	0,624
RHS 150x100x6	9,91	139,99	-30,45	-	-	0,995	0,684
RHS 200x120x9	6,68	-66,88	-53,64	-	-	0,996	0,777
CHS 114,3x3	3,62	-135,95	-	-	0,931	-	-
CHS 168,3x5	10	17,47	-	0,025	-	-	-
CHS 193,7x6	11,61	-187,27	-	-	0,993	-	-

Como indicado no ponto 3.2.3, o deslocamento máximo admissível, seguindo a indicação do Quadro NA.I do Anexo Nacional da Parte 1-1 do EC3 para coberturas em geral, é de 19,91 centímetros. Deslocamento esse que não é atingido em nenhum ponto, como se pode observar na Figura 4.8.

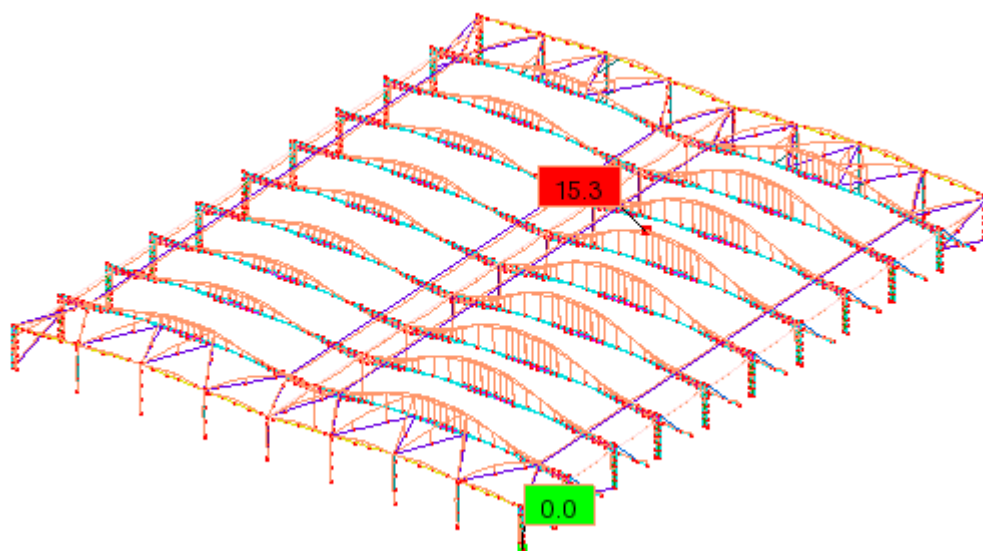


Figura 4.8 – Deformada da estrutura em condições de serviço

#### 4.2.4 Dimensionamento de Ligações

- **Ligações entre peças do pórtico “tipo”**

Como referido anteriormente, as ligações entre as várias peças que constituem o pórtico “tipo” são do tipo rotuladas. A opção por este tipo de ligação prede-se com razões de ordem técnica e económica. Em geral, o um custo é diretamente proporcional à complexidade das ligações e este tipo de ligações são de fácil execução.

As ligações principais, dimensionadas para a união de cada uma das 9 peças que compõem cada pórtico “tipo” (Figura 4.9) oferecem resistência aos esforços, essencialmente, através de 3 componentes, podendo existir necessidade de avaliação de uma quarta componente no caso de o esforço atuante na ligação ser de compressão. As primeiras 3 componentes são: resistência dos parafusos ao corte por plano de corte, resistência da chapa de ligação ao esmagamento e resistência à rotura em bloco. A quarta componente é a encurvadura da chapa de ligação.

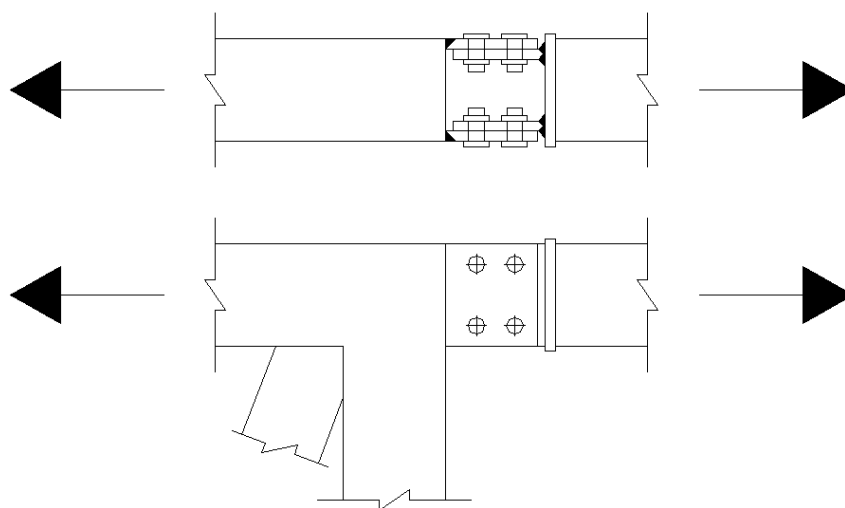


Figura 4.9 – Representação esquemática das ligações principais dimensionadas

Para o cálculo destas ligações recorreu-se à formulação presente no quadro 3.4 e à cláusula 3.10.2, ambos da parte 1-8 do EC3, para as 3 primeiras componentes referidas, e à cláusula 6.3.1.1 da parte 1-1 do EC3.

– **Resistência dos parafusos ao corte por plano de corte**

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}, \quad (15)$$

onde,

$A$  é a área da secção transversal do parafuso no plano onde este é cortado (área resistente se o corte for na zona roscada ou área bruta se o corte for na zona não roscada);

$\alpha_v$  toma o valor de 0,6 uma vez que são usados parafusos da classe 8.8.

– **Resistência da chapa de ligação ao esmagamento**

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u dt}{\gamma_{M2}}, \quad (16)$$

onde,

$d$  é o diâmetro do parafuso;

$t$  é a espessura da chapa de ligação;

$k_1$  toma o valor mínimo entre  $\left(2.8 \frac{e_2}{d_o} - 1.7; 1.4 \frac{p_2}{d_o} - 1.7; 2.5\right)$  para parafusos de extremidade na direção perpendicular à direção dos esforços e o valor mínimo entre  $\left(1.4 \frac{p_2}{d_o} - 1.7; 2.5\right)$  para parafusos interiores na mesma direção;

$\alpha_b$  toma o valor mínimo entre  $\left(\frac{e_1}{3d_o}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$  ou  $\left(\frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$  para parafusos de extremidade ou interiores, respetivamente, na direção dos esforços.

– **Resistência à rotura em bloco**

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{f_y A_{nv}}{\gamma_{M0}}, \quad (17)$$

onde,

$A_{nt}$  é a área útil solicitada à tração (a vermelho na Figura 4.10);

$A_{nv}$  é a área útil solicitada ao corte (a azul na Figura 4.10).

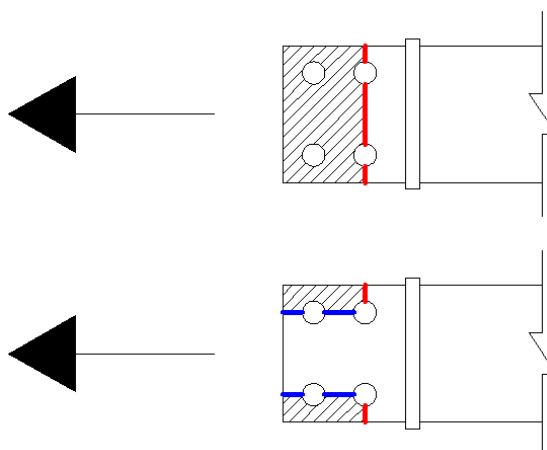


Figura 4.10 – Destacamento em bloco

– **Encurvadura da chapa de ligação**

Para esta última componente das ligações efetuadas entre as peças que compõe o pórtico “tipo”, considerou-se a chapa de ligação como uma barra em consola sujeita a compressão, como se pode observar esquematicamente na Figura 4.11, e utilizou-se a mesma metodologia de verificações de estabilidade que se usou nas restantes barras, sujeitas a este tipo de esforço, que compõe a estrutura, ou seja, o procedimento exposto no ponto 2.2.2, no que se refere a esforço axial de compressão.

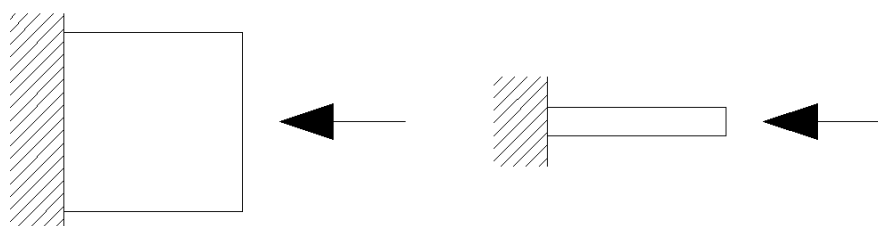


Figura 4.11 – Esquema estrutural de dimensionamento da chapa de ligação

• **Ligações de base**

Como foi referido anteriormente, o encastramento no apoio, em alguns casos nesta solução alternativa, é materializado com um binário; como tal, nessas situações foi dimensionada uma ligação de base para cada barra que forma o tal binário, ligação essa que não tem transmissão de momento.

Para este tipo de ligação (com perfil tubular), uma vez que não existe na regulamentação uma metodologia completa para o dimensionamento deste tipo de ligações, efetuaram-se algumas adaptações dos métodos previstos no EC3 para as ligações de base de elementos com secções abertas (em I ou H).

Assim verificaram-se as seguintes componentes:

– **Bases comprimidas**

- Compressão da chapa de base e do betão da fundação

A resistência à compressão do conjunto (chapa de base e betão da fundação) é obtida com base na equação (18) (T-Stub à compressão, segundo a Parte 1-8 do EC3).

$$F_{C,Rd} = f_{jd} A_{comp}, \quad (18)$$

onde,

$f_{jd}$  é o valor de cálculo da resistência do betão de fundação à compressão localizada;

$A_{comp}$  é a área comprimida.

A área comprimida ( $A_{comp}$ ), ela obtém-se multiplicando o comprimento da linha média da secção pela largura de apoio adicional ( $c$ ), como se ilustra na Figura 4.12.

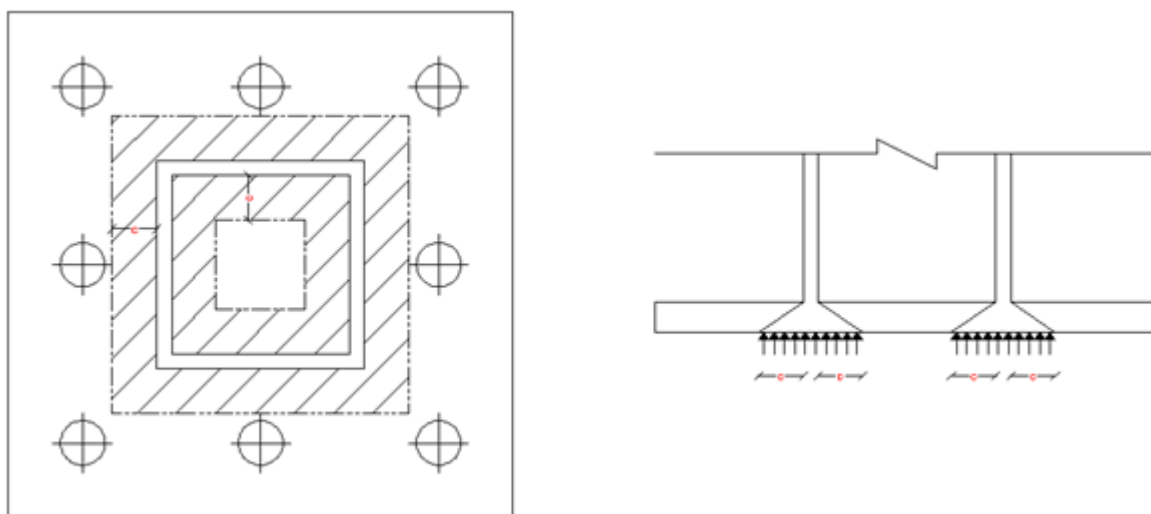


Figura 4.12 – Esquematização da largura de apoio adicional



O valor do parâmetro  $c$ , definido de forma a que a placa de base se mantenha em regime elástico, obtém-se através da equação (19):

$$c = t \left[ \frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{M0}} \right]^{0.5} \quad (19)$$

em que  $t$  é a espessura da chapa de base.

– **Bases tracionadas**

▪ Chumbadouro tracionado

O valor de cálculo deste é o valor mínimo entre a resistência do chumbadouro à tração e a resistência ao escorregamento entre o betão e o chumbadouro, sendo que o valor de cálculo da resistência à tração do chumbadouro de obtém pela equação (20) e o valor da resistência ao escorregamento entre o betão e o chumbadouro através da formulação referida na parte 1-1 do Eurocódigo 2 (EC2), que em geral remete para o CEB.

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \times 0.85 \quad (20)$$

onde,

$k_2$  toma o valor de 0,9 para os casos em estudo.

O coeficiente adicional de 0,85 é uma imposição da Parte 1-8 do EC3, para o caso de chumbadouros efetuados a partir de varão roscado que não obedeçam à norma EN1090 (cláusula 3.6.1 (3) da Parte 1-8 do EC3)

▪ Chapa de topo à flexão

Na verificação desta componente foi considerado um modelo de cálculo do tipo consola, sendo que o encastramento desta se localiza na face exterior da parede do tubo e a secção é obtida pela difusão a 45° desde o centro do parafuso até à localização do encastramento considerado, como se observa na Figura 4.13.

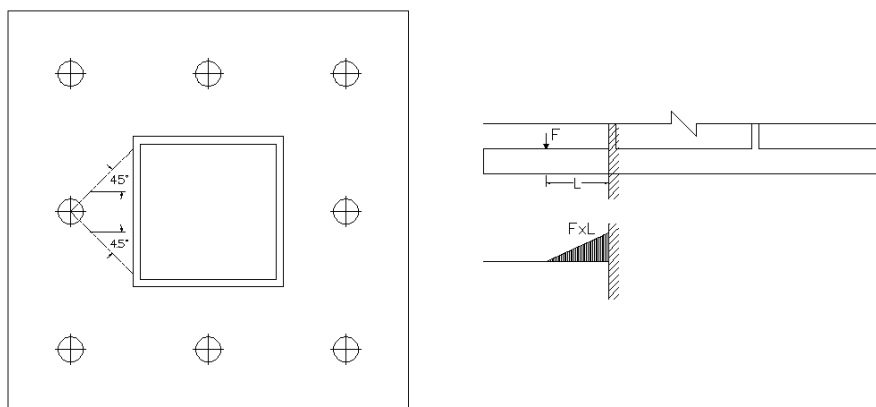


Figura 4.13 – Esquema estrutural da flexão da chapa de topo

No que toca aos parafusos de canto, simplificadamente, considerou-se que a sua resistência era igual à dos restantes parafusos.

Por questões de segurança considerou-se que o limite máximo do momento atuante ( $FxL$  na Figura 4.13) é o momento elástico da secção considerada.

#### – Bases à flexão

O método de cálculo deste tipo de ligações (ligações de base com transmissão de momento) consiste na junção num só modelo das componente atrás mencionadas, quer para bases comprimidas quer para bases tracionadas; pois a flexão existente comprime parte da base e traciona a restante.

As ligações obtidas foram calculadas com o auxílio ao *software* de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis*, sendo utilizados os métodos aqui referidos.

Os procedimentos aqui referidos carecem de um estudo mais aprofundado, seja ele analítico ou experimental, pois ainda não existe regulamentação que sustente este tipo de ligação. Por este motivo, as ligações calculadas sobre estes pressupostos consideram-se apenas pré-dimensionadas.

#### • Ligações entre elementos diagonais e cordas

As ligações entre estes elementos são feitas através de soldadura (Figura 4.14), uma vez que ligações aparafusadas, neste caso, não seriam tão adequadas quer em termos técnicos quer em termos económicos.

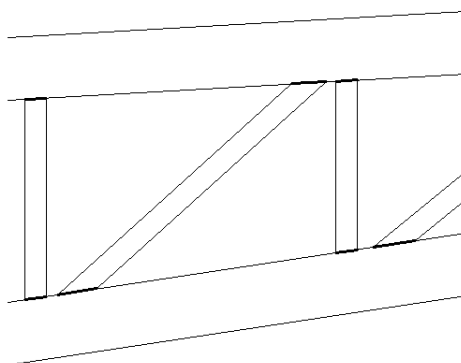


Figura 4.14 – Ligação entre elementos diagonais e cordas

Para o cálculo da espessura necessária do cordão de soldadura é utilizado, não só aqui como em todas as ligações com soldaduras existentes, o método simplificado presente na cláusula 4.5.3.3 da parte 1-8 do EC3. Este método consiste no cálculo da força resistente da soldadura por unidade de comprimento ( $F_{w,Rd}$ ), que pode ser calculado pela equação (21).

$$F_{w,Rd} = f_{vw.d} a, \quad (21)$$

onde,

$f_{vw.d}$  é o valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura;

$a$  é a espessura efetiva do cordão de soldadura.

em que,

$$f_{vw.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}, \quad (22)$$

e,

$f_u$  é o valor nominal da tensão de rotura à tração da peça ligada mais fraca;

$\beta_w$  é um fator de correlação apropriado obtido do Quadro 4.1 da Parte 1-8 do EC3.

Como se pode observar pelo capítulo 7 da mesma parte do EC3 foi também necessário calcular a real resistência dos elementos diagonais ao esforço axial. Esta verificação é facilmente entendida devido à consideração da rotura local da parede do perfil tubular que compõe a corda, uma vez que o esforço axial das diagonais é transferido às cordas através de forças “pontuais”. Esta consideração de força pontual é tão mais real quanto maior for a

diferença de dimensões entre as secções das diagonais e das cordas. No âmbito da solução alternativa aqui apresentada, estas ligações foram dimensionadas com através do programa *Autodesk Robot Structural Analysis*.

#### 4.2.5 Outras soluções alternativas

Apesar de apenas se ter realizado o estudo aprofundado de um tipo de solução estrutural, outras soluções existem que podem constituir uma alternativa viável à que aqui é apresentada.

Desta forma, neste ponto são apresentados pórticos “tipo” que poderiam constituir soluções alternativas igualmente competitivas, ou seja, com quantidades de material e, consequentemente, custo similar ao que foi encontrado na solução alternativa estudada.

- **Solução com treliça com 3 cordas**

Na Figura 4.15 representa-se um pórtico “tipo” de uma solução estrutural em treliças constituídas por 3 cordas. Tratando-se de um pórtico mais estável fora do plano, pode levar a economia em contraventamentos. Este tipo de estrutura tem vantagens em condições de serviço, pois é uma estrutura mais robusta e, como tal, não permite deslocamentos elevados. Outra vantagem é o facto de diminuir o vão que as madres têm de vencer, podendo ser verificada a segurança destes elementos com secções mais pequenas.

É tirado partido da simetria do pórtico relativamente ao pilar central para se apresentar apenas metade desse mesmo pórtico.

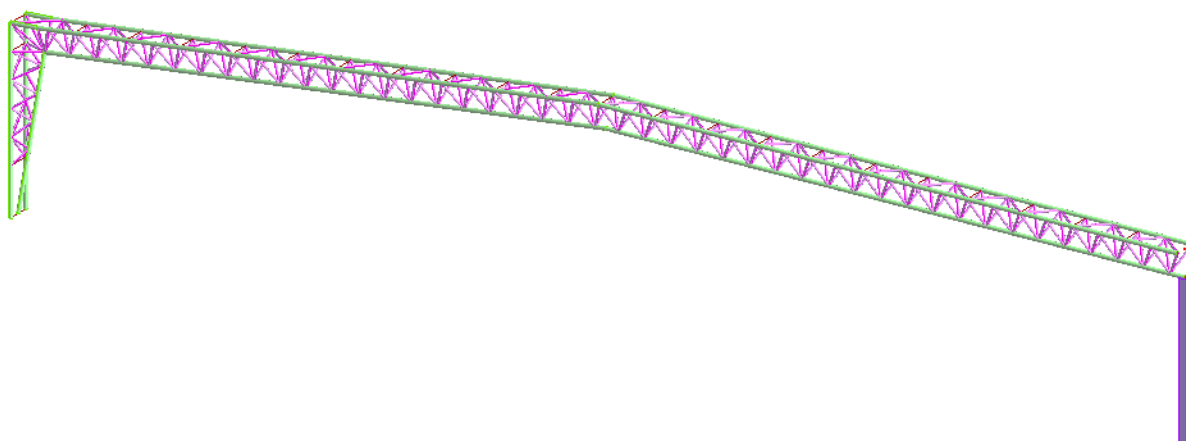


Figura 4.15 – Esquema do pórtico “tipo” alternativo com treliça tridimensional

- **Solução com travessa horizontal**

Na Figura 4.16 é apresentado um pórtico “tipo” de uma solução estrutural com travessa horizontal. Este pórtico é constituído por pilares encastrados na base, que servem de apoios a vigas treliçadas simplesmente apoiadas nos referidos pilares.

No que diz respeito a esta alternativa, a sua grande vantagem é a simplicidade de como esta é formada. Pois é um pórtico constituído por uma treliça plana, em que a viga é simétrica relativamente à cumeeira de cada nave.

Tal como anteriormente, também aqui se apresenta apenas metade do pórtico devido à sua simetria relativamente ao pilar à direita na figura.

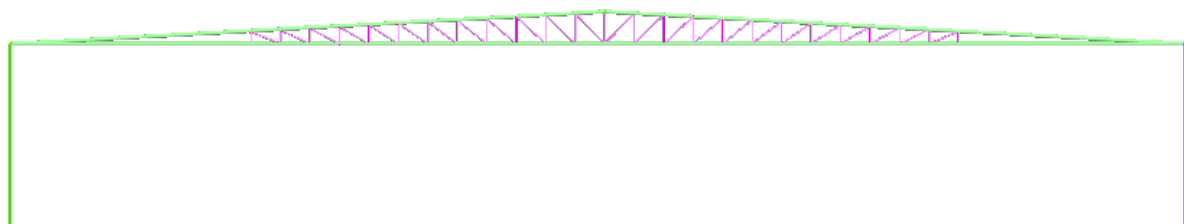


Figura 4.16 – Esquema do pórtico “tipo” alternativo com travessa plana

Essa opção é facilmente justificada pelo custo e complexidade da conceção, cálculo e dimensionamento desse tipo de apoios, uma vez que, as secções normalmente utilizadas em estruturas do tipo treliça são secções tubulares e, como referido anteriormente, ainda não existe regulamentação que suporte o dimensionamento completo de ligações entre esse tipo de secções.

## 5 ANÁLISE COMPARATIVA

Como referido no ponto 1.6, neste capítulo são realizadas comparações ao nível da quantidade de material utilizado em cada uma das soluções estruturais analisadas e ao nível do custo e complexidade de fabrico e montagem de cada uma delas.

Há, no entanto, que referir que as comparações realizadas se limitam à estrutura principal, isto é, não é envolvido na análise o vigeamento secundário, ou seja as madres, pelo facto de estas serem equivalentes em ambas as soluções.

### 5.1 Quantidade de material

Conhecidas as secções utilizadas em cada elemento de ambas as estruturas é possível obter a quantidade de aço utilizado em cada uma das estruturas estudadas.

Desta forma, é possível consultar, nos Quadro 5.1 e 5.2, as quantidades de aço e área de pintura por secção, bem como a totalidade de ambas para cada estrutura estudada. A comparação dessas mesmas quantidades pode ser observada no Quadro 5.3.

Quadro 5.1 – Resumo das quantidades de material da Solução Base

Secção	Peso unitário (kg/m)	Peso total (kg)	Área de pintura (m <sup>2</sup> )
CHS 88.9x4	8,4	313	10,38
CHS 168.3x5	20,18	4012	105,17
CHS 193.7x6.3	29,13	12848	268,57
CHS 219.1x5	26,39	2623	68,39
HEA 300	88,37	4883	94,86
HEA 600	177,83	19654	255,04
IPE 270	36,08	7565	218,27
IPE 360	57,11	6815	161,45
IPE 600	122,49	87951	1446,67
Reforço (viga-pilar)	-	7993	138,03
Reforço (viga-viga)	-	5566	97,95
Reforço (viga-pilar interior)	-	82	2,45
<b>Total</b>	-	160305	2867,23

Quadro 5.2 – Resumo das quantidades de material da Solução Alternativa

Secção	Peso unitário (kg/m)	Peso total (kg)	Área de pintura (m <sup>2</sup> )
CHS 114.3x3	8,23	298	12,99
CHS 168.3x5	20,18	6018	157,75
CHS 193.7x6	27,77	21111	462,37
RHS 120x60x6	15,08	754	16,95
RHS 150x100x6	21,67	3418	75,54
RHS 200x120x6	28,9	2381	51,66
SHS 60x2	3,57	778	50,87
SHS 70x2.5	5,18	2335	122,29
SHS 160x6	28,27	5579	122,15
SHS 160x12	50,96	1312	14,88
SHS 200x5	30,55	2063	53,29
SHS 200x8	47,98	82943	1353,56
<b>Total</b>	-	128990	2494,3

Quadro 5.3 – Comparação das quantidades de material

	Peso total (kg)	Área de pintura total (m <sup>2</sup> )
Solução Base	160305	2867,23
Solução Alternativa	128990	2494,3
Diferença	31315	372,93
Diferença (%)	19,5	13,0

Através da leitura do Quadro 5.3, facilmente se percebe que a opção pela execução da solução alternativa estudada representa uma economia de mais de 31 toneladas de aço, assim como uma menor área de pintura de mais de 370 metros quadrados.

## 5.2 Custo de execução

Como vivemos numa sociedade de base económica, o objetivo de qualquer empresa é maximizar os seus lucros. Neste caso, uma forma de chegar a esse objetivo é através da construção de estruturas mais baratas, uma vez que desta forma ganhará mais concursos a obras, obtendo daí mais dividendos.

Da ótica do comprador, esta forma de atuação também tem benefícios, uma vez que quanto menos tiver de despende para ter o que pretende melhor para ele.

Partindo deste pressuposto realizou-se uma análise do custo de venda de cada uma das soluções estruturais analisadas. Como facilmente se percebe, uma estrutura com secções tubulares apresenta um maior custo por unidade de material (€/kg) que uma estrutura e perfis abertos, dado que a primeira envolve muito maior quantidade de soldadura que a segunda, por geralmente se adotarem soluções treliçadas.

Assim, através de contactos com empresas do setor da construção metálica, considerou-se um custo de venda de 1,5 €/kg para a estrutura da solução base, enquanto que para a estrutura da solução alternativa foi considerado um custo de 1,7 €/kg. Desta forma obteve-se os resultados presentes no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Comparação dos custos de venda

	Peso total (kg)	Custo (€/kg)	Custo total (€)
Solução Base	160305	1,5	240457,5
Solução Alternativa	128990	1,7	219283
Diferença	-	-	21174,5
Diferença (%)	-	-	8,8

Com os valores considerados, observa-se um gasto inferior, em mais de 21 mil euros, com a opção pela construção da solução alternativa.

### 5.3 Fabrico e Montagem

O custo de qualquer estrutura está intimamente ligado à forma como esta é fabricada e montada, ou seja, o seu custo é tanto maior quanto maior for a complexidade do fabrico e montagem da estrutura.

No que toca ao fabrico, a estrutura da solução base envolve claramente menos complexidade, uma vez que, apesar de todos os reforços que é necessário soldar, a estrutura é constituída por perfis normalizados e que apenas é necessário cortá-los com a medida pretendida.

No entanto, a estrutura da solução alternativa, apesar de mais complexa, também não necessita de processos muito diferentes da primeira. Esta também é constituída por perfis normalizados que apenas têm de se cortar com as dimensões pretendidas. A diferença reside no facto de esta apresentar mais elementos por peça dimensionada, enquanto a estrutura de perfis abertos apresenta apenas um elemento por peça.

Relativamente à montagem das duas soluções, a estrutura em secções tubulares apresenta peças de menores dimensões e ligações, entre elas, mais simples. Ou seja, esta é



indubitavelmente mais fácil de montar, sendo que as dimensões das peças que constituem a estrutura também favorecem o seu transporte da metalomecânica para o local da obra e mesmo dentro desta.

Comparativamente, a solução alternativa fornece melhores condições que a da solução base. Principalmente no que toca à facilidade de montagem da estrutura, pois na solução base chega mesmo a existirem vigas com cerca de 20 metros de comprimento, o que claramente não é fácil de manusear. Outro ponto a favor da solução alternativa é a questão das ligações, já que na solução base se optou por ligações com transmissão de momento fletor e, como tal, muito mais aparafusadas que as ligações rotuladas que foram dimensionadas na solução alternativa.

## 6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 6.1 Conclusões

Este trabalho tinha por objetivo a comparação do dimensionamento de um pavilhão, sendo a sua estrutura formada ou por perfis abertos ou por elementos de secção tubular.

Das comparações realizadas concluiu-se que a opção pelo dimensionamento com secções tubulares pode resultar numa economia de 19,5% na quantidade de aço utilizada, ou de 13% da área de pintura. O que resulta numa poupança de 8,8% do seu custo.

Conclui-se também que esta economia não condiciona a verificação das disposições regulamentares para as condições de serviço, uma vez que os deslocamentos verificados são ainda distantes do limite sugerido pelo Eurocódigo.

Investigação recente e novos regulamentos (Eurocódigos) tendem a colmatar as dificuldades relativas à análise e dimensionamento de ligações entre perfis tubulares, que é um dos principais entraves ao uso deste tipo de solução por parte dos projetistas. Contudo, as ligações dimensionadas para a ligação dos vários elementos que constituem a estrutura da solução alternativa são de muito simples análise e dimensionamento; o que leva a concluir que é possível o dimensionamento de ligações entre perfis tubulares de complexidade diminuta.

Por fim, como se pode observar no ponto 1.1, verifica-se que as conclusões obtidas com o desenvolvimento deste trabalho vão ao encontro do estudo realizado pela V&M do Brasil.

### 6.2 Desenvolvimentos futuros

De forma a complementar o trabalho realizado, sugere-se:

- Desenvolver formulação para o cálculo de ligações de base de colunas com secção tubular, com e sem transmissão de momento;
- Estudar as condições de apoio que sejam mais favoráveis para a obtenção de estruturas mais leves;
- Estudar as geometrias das estruturas dos pórticos que conduzam a um dimensionamento mais económico;

- Desenvolver formulação para o cálculo da carga crítica em compressão para elementos de esforço axial variável.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aula sobre: "Laminagem", Instituto Superior Técnico, retirado de <http://web.ist.utl.pt/~L52491/4ano/ep/material-apoio/slides/Cap16.pdf>, Acesso em: 14 de Maio de 2013.

Armendro, B. N., Ribeiro, F. M. P. e Fiori, M. A. (2011), "Tubos com e sem costura: breve histórico e principais processos produtivos", Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais.

Brensing, K.-H. e Sommer, B. "Steel Tube and Pipe Manufacturing Processes".

CEN (2009), "Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas, NP EN 1990", European Committee for Standardization, Bruxelas, 2005.

CEN (2009), "Eurocódigo 1: Ações em estruturas, NP EN 1991-1-1", European Committee for Standardization, Bruxelas, 2005.

CEN (2009), "Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, NP EN 1993-1-1", European Committee for Standardization, Bruxelas, 2005.

CEN (2009), "Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço, Parte 1-8: Projeto de ligações, NP EN 1993-1-8", European Committee for Standardization, Bruxelas, 2005.

ebah@. <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAADRAAH/junta-corte-soldagem>>. Acesso em: 9 de Abril de 2013.

Garcia, C. A. d. V. (1992). "Estruturas Espaciais Reticuladas Metálicas", Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto.

Kurobane, Y., Packer, J. A., Wardenier, J. e Yeomans, N. (2004), "Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections", CIDECT, ISBN 3-8249-0802-6.

Moro, N. e Auras, A. P. (2007), "Processos de Fabricação" Conformação Mecânica I - Generalidades, Laminação e Forjamento, Centro Federal de Educação Tecnológica de Santa Catarina.

Packer, J. A., Wardenier, J., Zhao, X.-L. e van der Vegte, G. J. (2009), "Design Guide for Circular Hollow Section (RHS) Joints under Predominantly Static Loading", CIDECT, ISBN 978-3-938817-04-9.

Pinto, A. E. M. R. (2010). "Estabilidade Local de Perfis de Aço Enformados a Frio", Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Pires, T. F. D. (2012). "Comportamento e Capacidade Resistente de Colunas de Aço SEHS", Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa

Ramos, V. M. M. (2011). "Optimização do Processo de Produção de Bobines Laminadas de uma liga ZnCuTi", Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto.

Santana, P. <<http://www.cbca-iabr.org.br/upfiles/fckeditor/file/Congresso-ABM-Palestra-Patricia-Santana-V&M.pdf>>. Acesso em: 22 de Abril de 2013.

Simões da Silva, L. e Gervásio, H. (2007), "Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados", CMM, ISBN 978-972-98376-8-5.

Simões da Silva, L., Santiago, A. e Simões, R. A. D. (2013), Aula de Estruturas Metálicas I: "Mercado da Construção em aço", Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Simões, R. A. D. (2007), "Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas", CMM, 2ª Edição, ISBN 978-972-98376-9-2.

Steel, T. (2013), "105<sup>th</sup> Annual Report 2011-2012", p. 90.

Wardenier, J., Kurobane, Y., Packer, J. A., van der Vegte, G. J. e Zhao, X.-L. (2008), "Design Guide for Circular Hollow Section (CHS) Joints under Predominantly Static Loading", CIDECT, ISBN 978-3-938817-03-2.

Yanrong, Y. (2005), "The Static Strength of Uniplanar Connections in Rectangular Hollow Sections", Delft University of Technology, ISBN 90-407-1615-3.

Zhou, G. e Hood, J. (2004). "Design, Manufacture and Evaluation of Laminated carbon/epoxy I-beams in Bending", ELSEVIER.

## **ANEXOS**

### **A – Desenhos da estrutura da Solução Base**

Nesta secção apresentam-se os desenhos do projeto de estabilidade da solução base que foram fornecidos para a realização deste trabalho.

Estes desenhos são apresentados como pormenores sem escala, estando no entanto cotados com unidades em milímetros.

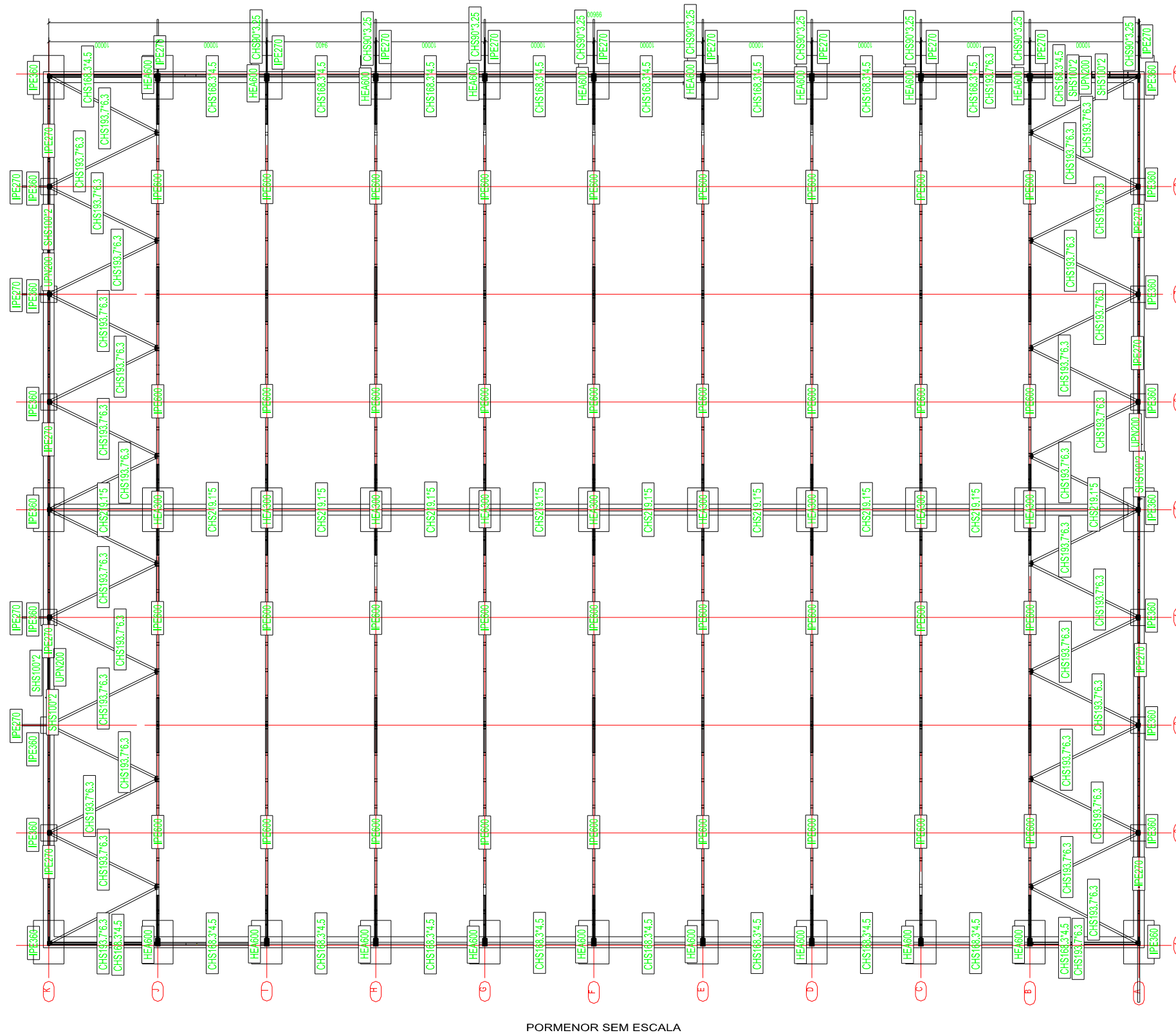
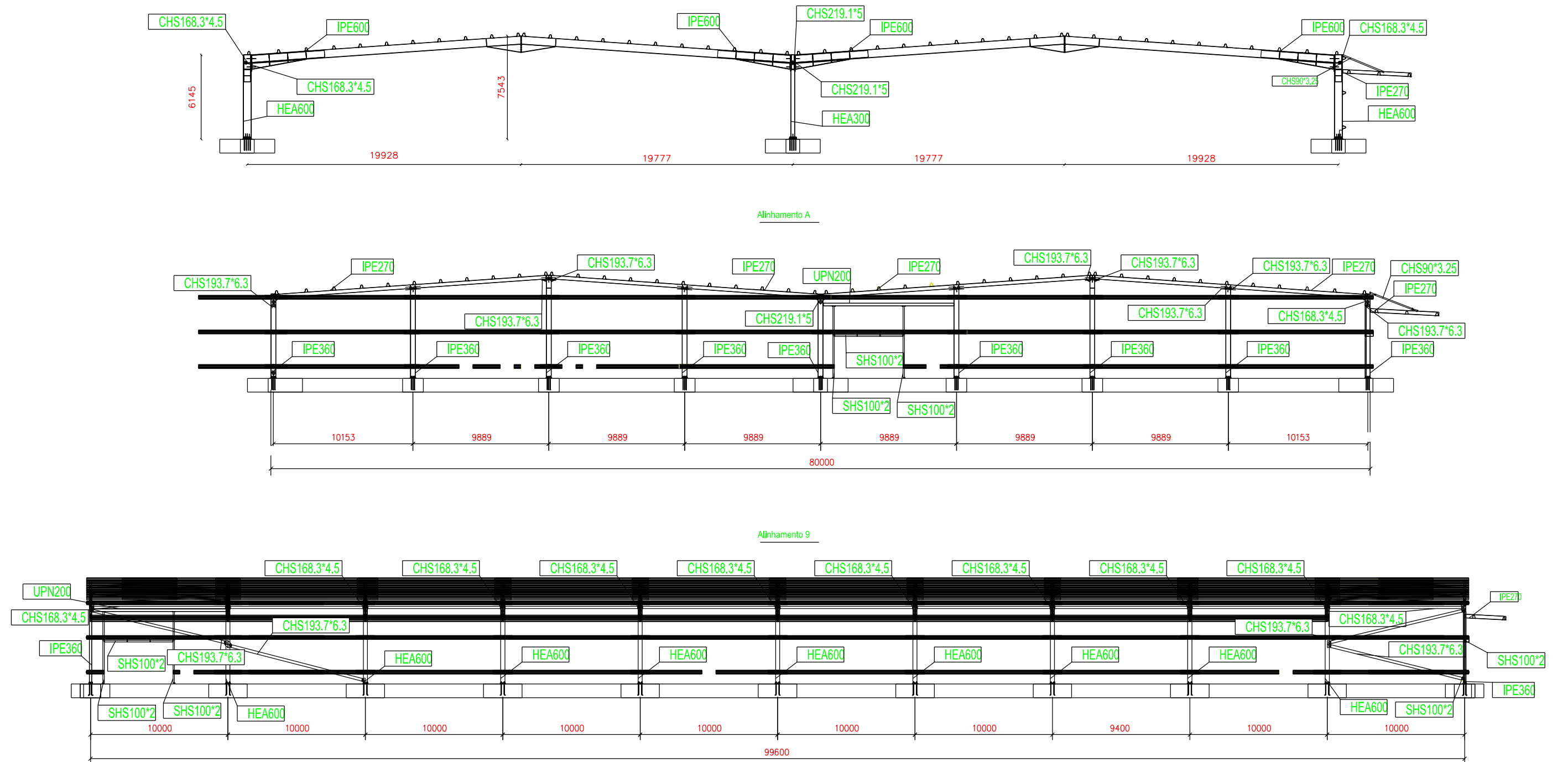


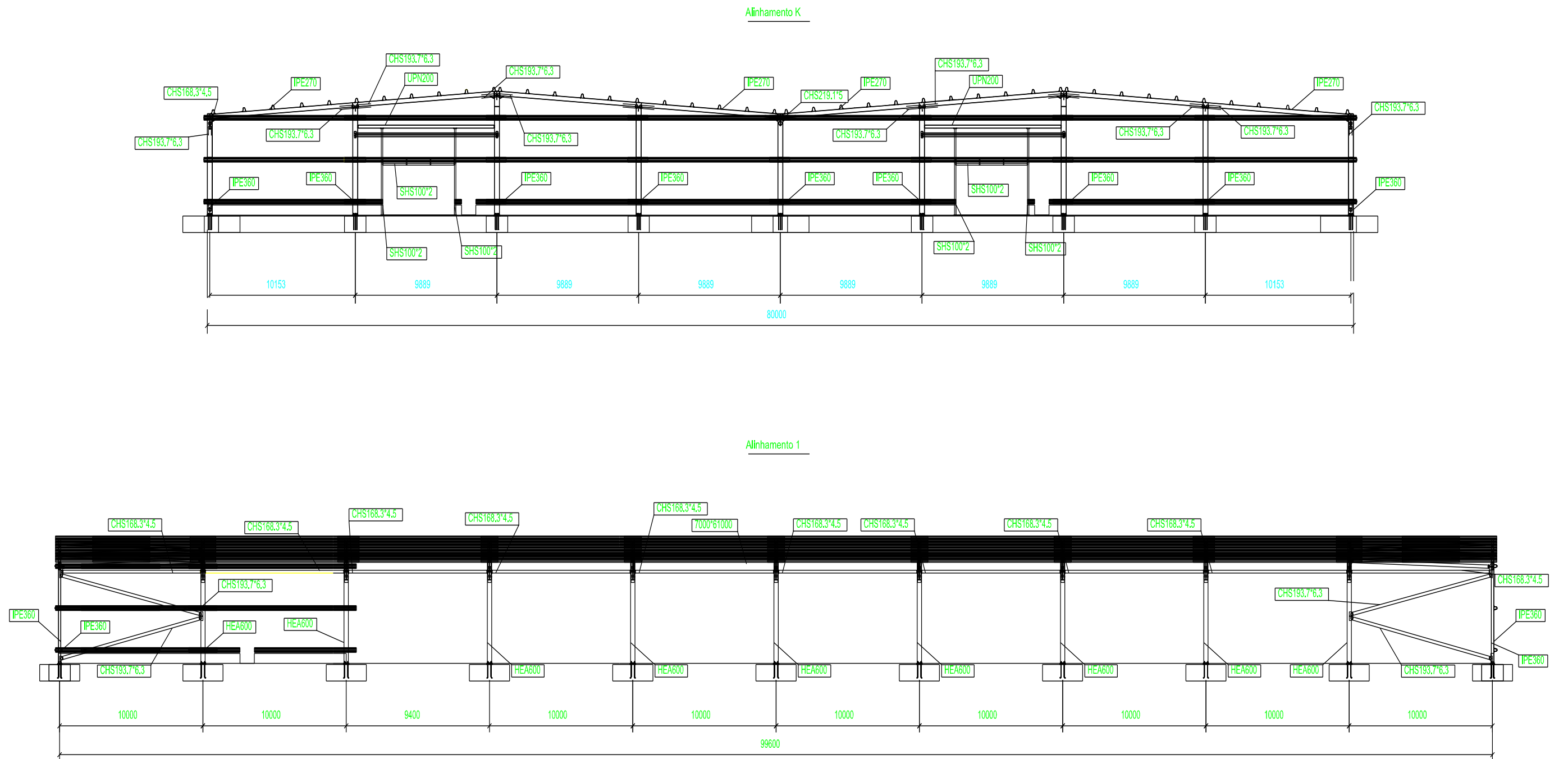
Figura A.1– Planta ao nível da cobertura



PORMENOR SEM ESCALA

Figura A.2- Pórtico e alguns alinhamentos





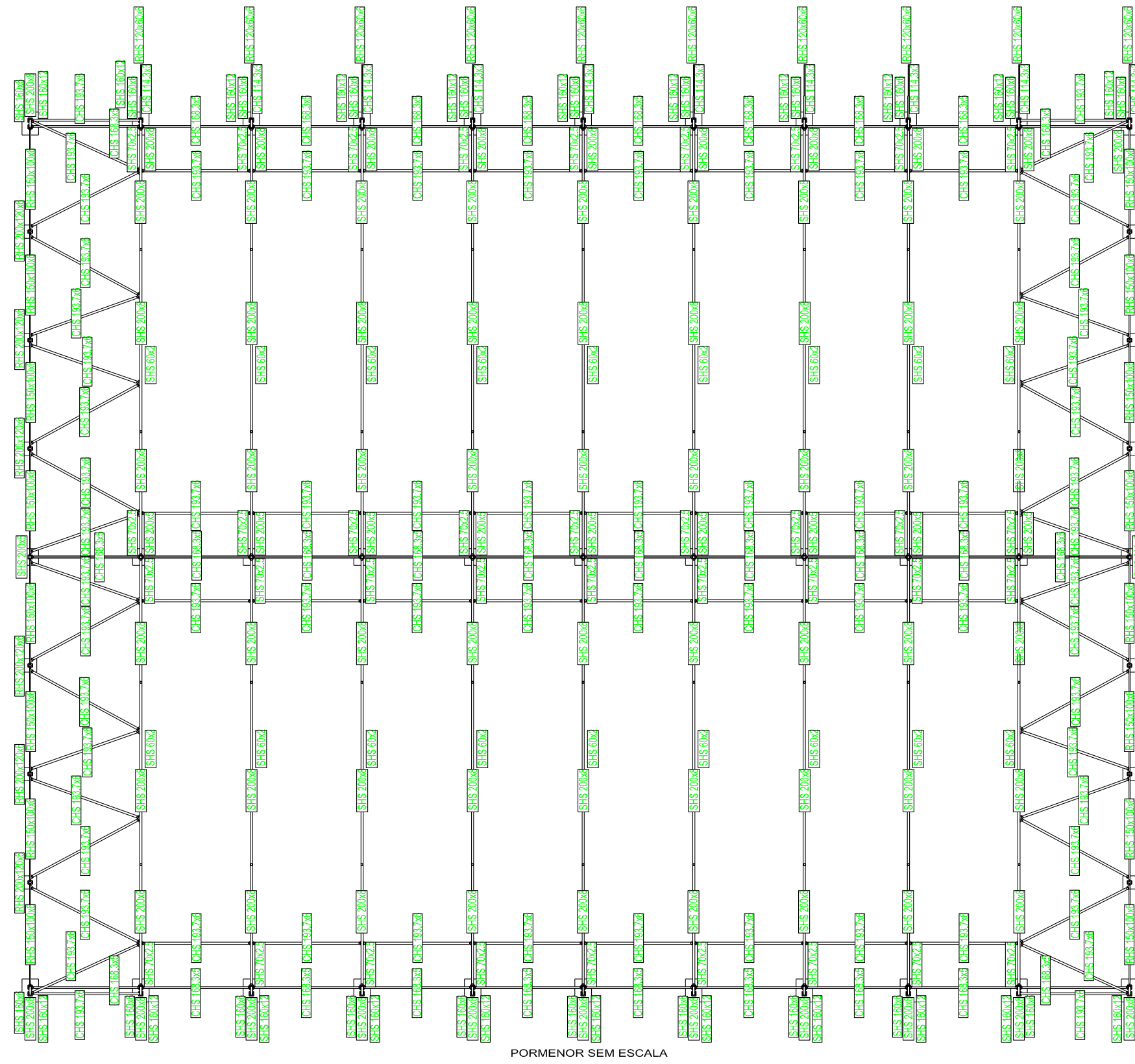
PORMENOR SEM ESCALA

Figura A.3- Outros alinhamentos

## **B – Desenhos da estrutura da Solução Alternativa**

Nesta secção apresentam-se os desenhos do projeto de estabilidade da solução alternativa desenvolvida no decorrer deste estudo.

Estes desenhos são apresentados como pormenores sem escala, estando no entanto cotados com unidades em milímetros.



PORMENOR SEM ESCALA

Figura B.1 - Planta da solução alternativa ao nível da cobertura

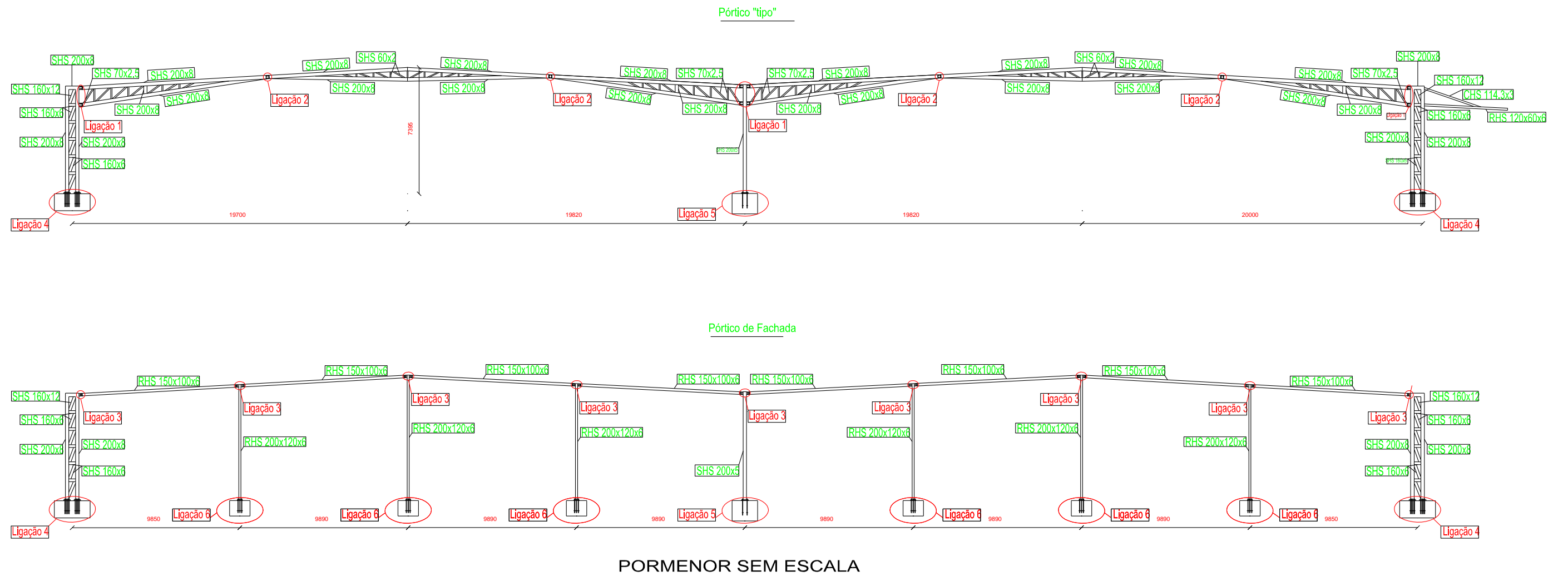
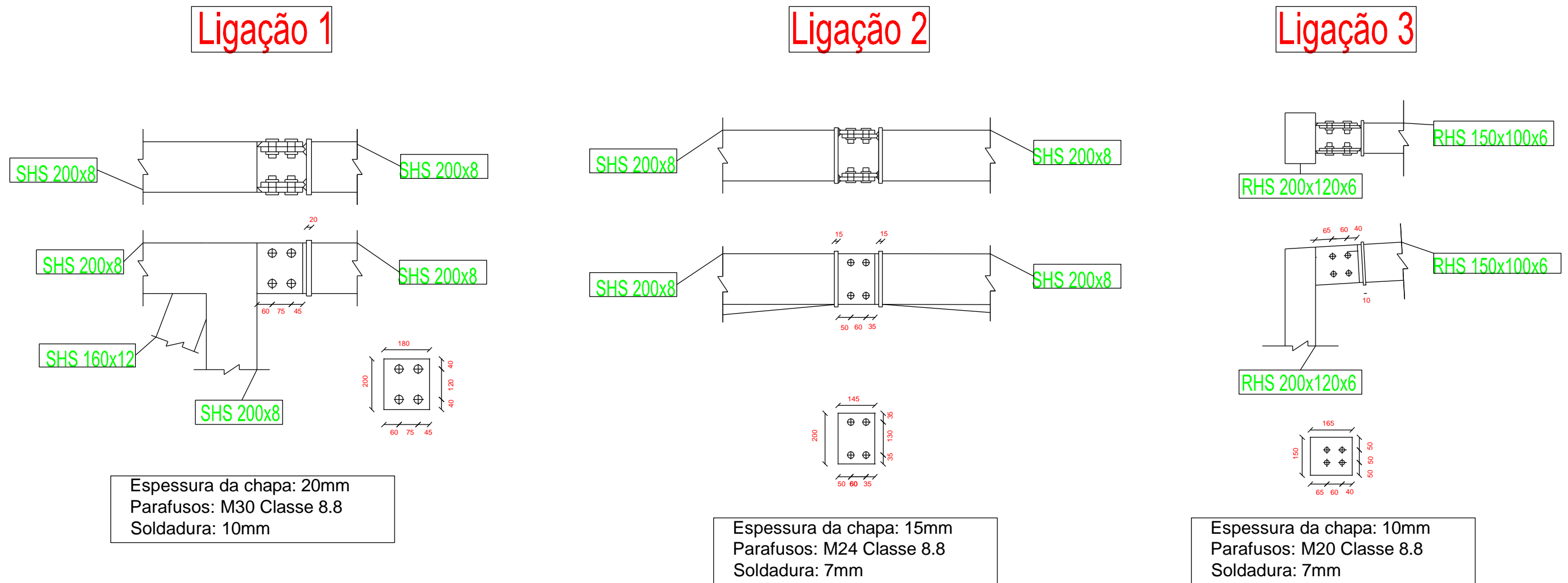
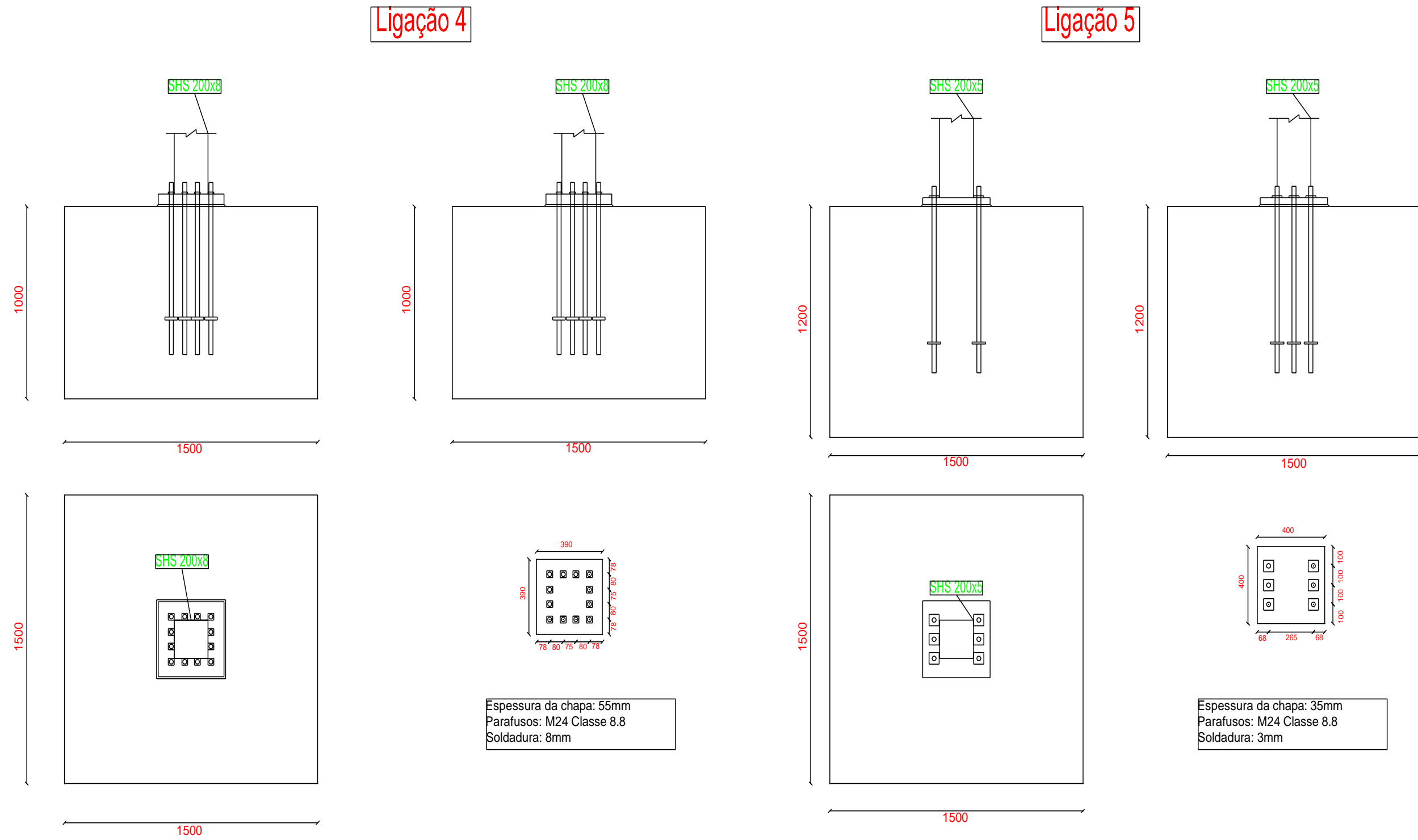


Figura B.2 – Pórtico “tipo” e Pórtico de fachada



PORMENOR SEM ESCALA

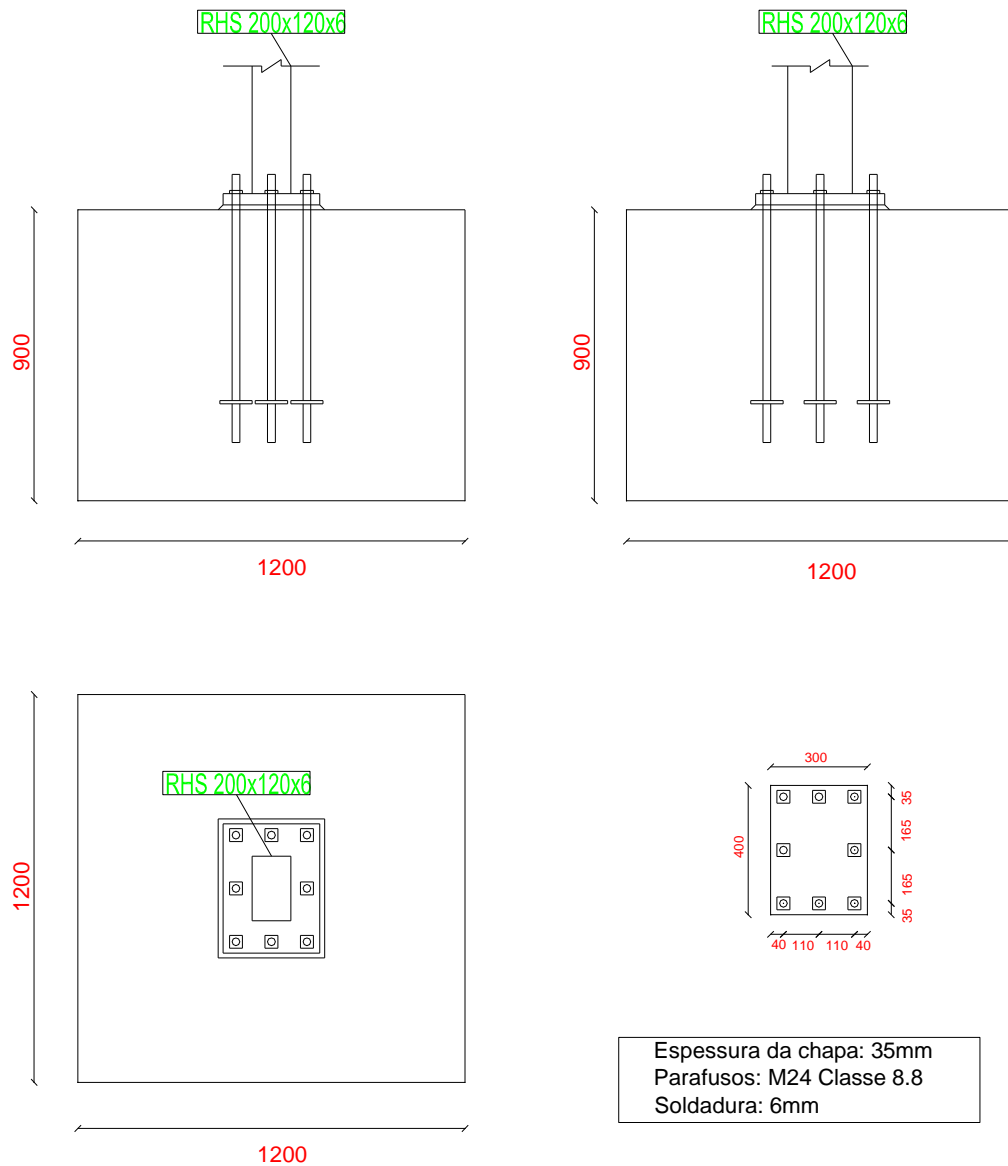
Figura B.3 – Pormenores das ligações 1, 2 e 3



PORMENOR SEM ESCALA

Figura B.4– Pormenor das ligações 4 e 5

## Ligação 6



### PORMENOR SEM ESCALA

Figura B.5 - Pormenor da ligação 6