



**Universidade do Minho**  
Escola de Engenharia

Gonçalo José Alves Freitas

**Desenvolvimento de perfil metálico  
autoportante para construção metálica  
modular leve**



**Universidade do Minho**  
Escola de Engenharia

Gonçalo José Alves Freitas

**Desenvolvimento de perfil metálico  
autoportante para construção metálica  
modular leve**

Dissertação de Mestrado  
Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica

Trabalho efetuado sob a orientação do  
**Professor Doutor José Luís Carvalho Martins Alves**

## DIREITOS DE AUTOR E CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO DO TRABALHO POR TERCEIROS

Este é um trabalho académico que pode ser utilizado por terceiros desde que respeitadas as regras e boas práticas internacionalmente aceites, no que concerne aos direitos de autor e direitos conexos.

Assim, o presente trabalho pode ser utilizado nos termos previstos na licença abaixo indicada.

Caso o utilizador necessite de permissão para poder fazer um uso do trabalho em condições não previstas no licenciamento indicado, deverá contactar o autor, através do RepositóriUM da Universidade do Minho.

Licença concedida aos utilizadores deste trabalho



**Atribuição-NãoComercial**

**CC BY-NC**

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

## **AGRADECIMENTOS**

Devo agradecer ao engenheiro Filipe Silva da empresa AlfaSteel que me propôs este tema de trabalho e dispensou o seu tempo para me ajudar sempre que isso se provou necessário.

Ao orientador o professor doutor José Luís Alves por aceitar ser o meu orientador neste tema de dissertação quando eu lho apresentei.

Por último, mas não menos importante agradecer à minha família, especialmente aos meus pais, por todo o apoio tanto psicológico em momentos de maior frustração como financeiro ao longo de todo o percurso universitário.

## **DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE**

Declaro ter atuado com integridade na elaboração do presente trabalho acadêmico e confirmo que não recorri à prática de plágio nem a qualquer forma de utilização indevida ou falsificação de informações ou resultados em nenhuma das etapas conducente à sua elaboração.

Mais declaro que conheço e que respeitei o Código de Conduta Ética da Universidade do Minho.

## RESUMO

Neste trabalho procura desenvolver-se um perfil metálico autoportante baseado na geometria SIGMA capaz de substituir colunas de aço pesado ocupando a mesma área no chão do edifício enquanto permite aumentar a eficiência do uso de matéria-prima.

Primeiro aborda-se a história da construção, as suas técnicas e materiais, desde os primórdios até à atualidade, a origem da construção metálica leve bem como as suas grandes vantagens, desvantagens e possíveis aplicações seguido do desenvolvimento do perfil propriamente dito.

O perfil é desenvolvido através da alteração sucessiva da dimensão das várias faces e avaliação da influência dessas alterações nos momentos de inércia do perfil, especialmente em  $I_{yy}$ , que é o eixo onde o momento para perfis baseados na geometria SIGMA é menor e se torna no fator limitativo.

Depois este perfil é comparado com as vigas e colunas em aço pesado que servem de referência através de um exemplo de uma solicitação à encurvadura e é feita a correlação entre cada um dos vários tamanhos de perfil leve e os perfis de aço pesado que melhor substitui.

Conclui-se, analisando a relação carga suportada / peso da viga que os perfis leves são capazes de substituir os de aço pesado uma vez que se conseguem melhorias entre os 30 e os 85 % e entre os 37 e os 100 % quando comparando os perfis de largura 140 mm e 200 mm com as vigas do tipo IPE respetivamente. Perfis de largura 140 mm não comparam favoravelmente com as vigas do tipo HEA.

Conseguem-se melhorias entre 26 e 73 % e entre 29 e 83 % quando comparando os perfis de largura 200 mm e os de largura 240 mm com as vigas do tipo HEA respetivamente.

Quando comparadas as vigas IPE com os perfis de largura 200 e 240 mm apresentam melhorias entre 41 e os 115 %, que são melhorias significativas.

---

### PALAVRAS-CHAVE

LSF; SIGMA; Perfilagem

## ABSTRACT

This work seeks to develop a self-supporting metallic profile based on SIGMA geometry capable of replacing heavy steel columns occupying the same area on the floor of the building while allowing to increase the efficiency of the use of raw materials.

First, it addresses the history of construction, its techniques and materials, from the beginning to the present, the origin of light metal construction as well as its great advantages, disadvantages and possible applications, followed by the development of the profile itself.

The profile is developed by successively changing the dimension of the various faces and evaluating the influence of these changes on the moments of inertia of the profile, especially in  $I_{yy}$ , which is the axis where the moment for profiles based on the SIGMA geometry is smaller and becomes the factor limiting.

This profile is then compared with the heavy steel beams and columns that serve as a reference through an example of a buckling stress and a correlation is made between each of the various sizes of light profile and the heavy steel profiles it best replaces.

It is concluded, analyzing the load supported / weight ratio of the beam that light profiles are able to replace heavy steel since improvements between 30 and 85 % and between 37 and 100 % are achieved when comparing the profiles width 140 mm and 200 mm with IPE type beams respectively. Profiles with a width of 140 mm do not compare favorably with beams of the HEA type.

Improvements between 26 and 73% and between 29 and 83% are achieved when comparing the profiles with a width of 200 mm and those with a width of 240 mm with the HEA type beams respectively.

When comparing the IPE beams with the 200 and 240 mm width profiles, they show improvements between 41 and 115 %, which are significant improvements.

---

### KEYWORDS

LSF, SIGMA; Roll forming

# ÍNDICE

Agradecimentos .....	ii
Resumo.....	iv
Abstract .....	v
Índice .....	vi
Índice de Figuras.....	ix
Índice de Tabelas.....	XI
Lista de Abreviaturas, Siglas e Acrónimos.....	XII
1. Introdução.....	1
1.1 Enquadramento e motivação .....	1
1.2 Objetivos.....	1
1.3 Estrutura e organização.....	2
2. História da construção civil .....	5
2.1 Evolução das técnicas e materiais .....	5
2.1.1 Primórdios da construção .....	5
2.1.2 A idade da pedra .....	6
2.1.3 Idade do bronze .....	7
2.1.4 Construção de pedra no Egito.....	7
2.1.5 As técnicas romanas.....	9
2.1.6 Construção em madeira .....	9
2.1.7 Construção metálica pesada .....	10
3. Construção em aço leve (Light steel framing) .....	12
3.1 Origem da sua utilização .....	12
3.2 Tipos de perfis utilizados atualmente .....	12
3.2.1 Perfis de uso corrente .....	13
3.2.2 Perfis patenteados .....	13
3.3 Aplicações de estruturas em LSF .....	14
3.3.1 Construção residencial .....	14



3.3.2	Edifícios industriais e armazéns .....	14
3.3.3	Pré-fabricação e habitação de custos controlados .....	14
3.4	Benefícios e desvantagens da aplicação de LSF .....	15
3.4.1	Vantagens gerais .....	15
3.4.2	Vantagens para quem constrói .....	16
3.4.3	Vantagens para o dono da propriedade .....	16
3.4.4	Desvantagens .....	17
4.	O perfil a ser desenvolvido .....	18
4.1	Estabelecimento do sistema de eixos e designação das faces.....	18
4.2	Nomenclatura das faces .....	18
4.2.1	Efeito da variação de “F” .....	20
4.2.2	Efeito da variação de “C” .....	22
4.2.3	Efeito da existência de “D” .....	23
4.2.4	Efeito de variar a relação entre os comprimentos “A” e “E” .....	24
4.2.5	Efeito da variação de “C” possível devido à diminuição de “E” .....	26
4.2.6	Efeito da variação de “B” .....	27
4.2.7	Avaliação de “F” para o espaço libertado pelo aumento de “B” .....	28
4.2.8	Conclusões sobre o perfil .....	30
4.3	Avaliação da melhor forma de combinar dois perfis .....	30
4.3.1	Comparação entre juntar perfis SIGMA e perfis C.....	31
4.4	Diferentes espessuras.....	32
4.5	Perfil concorrente MADREMAX.....	33
4.6	Perfil LSF vs coluna em aço pesado .....	33
4.7	Processo de perfilagem .....	34
4.8	Cotagem dos desenhos técnicos .....	36
4.9	União dos perfis segundo o Eurocódigo 3 .....	39
4.9.1	Generalidades .....	40
4.9.2	Categorias de ligações aparafusadas .....	40
4.9.3	Disposição dos furos para os parafusos .....	41
4.9.4	Guia para cálculo da resistência de um parafuso .....	43

4.9.5	Os parafusos.....	44
5.	Resistência à encurvadura dos perfis estudados.....	46
5.1	Teoria da encurvadura.....	46
5.2	Cálculos à encurvadura.....	47
5.2.1	Carga crítica da coluna .....	48
5.3	Comparação da carga crítica colunas de aço pesado e de LSF.....	50
5.3.1	Correlação entre Aço pesado e a coluna LSF que o deve substituir .....	51
6.	conclusões.....	52
6.1	Conclusão.....	52
6.2	Trabalhos futuros .....	53
	Referências Bibliográficas .....	54
	Anexo 1 – Desenho técnico do perfil a produzir na largura de 70.....	55
	Anexo 2 – Desenho técnico do perfil a produzir na largura de 100mm .....	56
	Anexo 3 – Desenho técnico do perfil a produzir na largura de 120mm .....	57

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 – Construção em terra .....	6
Figura 2-2 - Tholoi.....	6
Figura 2-3 - Ruínas de de Zaggurat (Israel) e renderização (à direita).....	7
Figura 2-4 - Esfinge no Egito.....	8
Figura 2-5 - Colunata de Karnat .....	8
Figura 2-6 - Ruínas de construção em corinto .....	8
Figura 2-7 - Coliseu de Roma - exemplo de construção em arcos.....	9
Figura 2-8 - Edifício romano em tijolo e cimento.....	9
Figura 2-9 - Tipos de entalhe a utilizar na junção de travessas .....	10
Figura 2-10 - Ponte D. Luís no Porto .....	11
Figura 3-1 - Exemplos de perfis de uso corrente .....	13
Figura 3-2 - Exemplo de perfil patenteado MADREMAX .....	13
Figura 4-1 – Orientação do perfil segundo o sistema de eixos cartesiano .....	18
Figura 4-2 - Nomenclatura das faces.....	19
Figura 4-3 - Menu "Section Properties" – Exemplo .....	19
Figura 4-4 -Variação dos momentos de inércia e da área em função de "F" .....	21
Figura 4-5 - Variação dos momentos de inércia e da área em função de "C" .....	22
Figura 4-6 -Evolução dos momentos de inércia e da área para "D" .....	24
Figura 4-7 - Variação dos momentos de inércia e da área em função das alterações às faces "A" e "E" .....	25
Figura 4-8 - Efeito da variação de "C" para A=66mm e E=33mm .....	26
Figura 4-9 - Evolução dos momentos e da área em função de "B" .....	28
Figura 4-10 - Evolução dos momentos vs área para "F" permitido pelo aumento de "B" .....	29
Figura 4-11 - Combinação em "E" (esquerda), em "A" (centro) e em série (direita).....	30
Figura 4-12 - Comparação entre as 3 formas de unir 2 perfis .....	31
Figura 4-13 - Exemplo de perfilagem de um Perfil.....	34
Figura 4-14 - Esquema da disposição de uma perfiladora .....	35
Figura 4-15 – Esquema da zona de corte .....	35
Figura 4-16 - Desenho técnico perfil Largura = 70 mm.....	36

Figura 4-17 - Desenho técnico perfil de Largura = 100 mm.....	37
Figura 4-18 - Desenho técnico do perfil de Largura = 120 mm.....	38
Figura 4-19 - Classes de toleranciamento geral .....	39
Figura 4-20 - Classes de toleranciamento geral, ângulos .....	39
Figura 4-21 - Valores nominais da tensão de cedência, $f_y$ , e da tensão de rotura à tração, $f_u$ , para parafusos em função da sua classe.....	40
Figura 4-22 - Tabela dos requisitos e observações para as categorias de ligações aparafusadas .....	41
Figura 4-23 - Representação gráfica das disposições possíveis dos parafusos.....	42
Figura 4-24 - Distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos .....	43
Figura 4-25 - Valor de cálculo da resistência individual de peças de ligação solicitadas à tração e esmagamento.....	44
Figura 4-26 - Tabela de diâmetros de parafuso em função da espessura a unir .....	44
Figura 4-27 - Parafuso SFS SD6-H15 .....	45
Figura 5-1 - Coluna sujeita a encurvadura - Exemplo .....	46
Figura 5-2 - Esboço da estrutura de um armazém.....	47
Figura 5-3 – Diagrama de corpo livre de coluna com uma extremidade encastrada uma extremidade articulada e dois apoios articulados intermédios.....	48

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Variação dos momentos de inércia e da área para os diferentes valores de "F" ..	20
Tabela 2 - Variação dos momentos de inércia e da área para os diferentes valores de "C" ...	22
Tabela 3- Variação dos momentos de inércia e da área para os diferentes comprimentos e ângulos de "D" em relação a "C" .....	23
Tabela 4 - Variação dos momentos de inércia e da área para as diferentes relações entre "A" e "E" e a soma de ambos.....	24
Tabela 5 - Efeito de "C" para A=66mm e E=33mm .....	26
Tabela 6 - Efeito de "B" nos momentos .....	27
Tabela 7 - Momentos vs área para F entre 45 e 68.5mm .....	29
Tabela 8 - Geometria e propriedades mecânicas do perfil escolhido .....	30
Tabela 9 - Momentos de inércia e peso/m das melhores combinações possíveis para perfis SIGMA e C.....	31
Tabela 10 - Relação entre diferentes combinações de perfis SIGMA e C.....	32
Tabela 11 - Características do perfil SIGMA para as diferentes espessuras .....	32
Tabela 12 – Características do perfil concorrente MADREMAX (espessura = 1,5mm) .....	33
Tabela 13 - Momentos de inércia e peso por metro para coluna de aço pesado .....	33
Tabela 14 - Carga crítica à encurvadura para as várias geometrias estudadas de LSF.....	49
Tabela 15 - Carga crítica à encurvadura para as várias colunas de aço pesado .....	49
Tabela 16 - Relação entre carga crítica e peso para os tipos de colunas analisados.....	50

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E ACRÓNIMOS

LSF	Light Steel Framing
$I_{x-x}$	Momento de inércia Segundo o eixo X ( $\text{mm}^4$ )
$I_{y-y}$	Momento de inércia Segundo o eixo Y ( $\text{mm}^4$ )
$I_{z-z}$	Momento de inércia Segundo o eixo Z ( $\text{mm}^4$ )
$P_{Cr}$	Carga crítica à encurvadura (KN)
$E$	Módulo de elasticidade (GPa)
$I$	Momento de inércia ( $\text{mm}^4$ )
$L_{FI}$	Comprimento de encurvadura (mm)
$\sigma$	Tensão de compressão (MPa)
$F$	Força (KN)
$A$	Área ( $\text{mm}^2$ )
na	Não anunciado / Não aplicável
$f_{yb}$	Valores nominais da tensão de cedência
$f_{ub}$	Valores nominais da tensão de rotura à tração
$F_{v,Ed}$	valor de cálculo do esforço transversal por parafuso no estado limite último
$F_{v,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso
$F_{b,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao esmagamento por parafuso
$F_{v,Ed,ser}$	valor de cálculo do esforço transversal por parafuso no estado limite de utilização
$F_{s,Rd,ser}$	valor de cálculo da resistência ao escorregamento por parafuso no estado limite de utilização
$F_{s,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao escorregamento por parafuso no estado limite último
$N_{net,Rd}$	valor de cálculo da resistência plástica da secção útil que intercepta os furos dos parafusos

$F_{t,Ed}$	valor de cálculo do esforço de tração por parafuso no estado limite último
$F_{t,Rd}$	valor de cálculo da resistência à tração por parafuso
$B_{p,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao punçamento da cabeça do parafuso e da porca
$d_0$	diâmetro do furo para um parafuso, para um rebite ou para uma cavilha
$t$	espessura da peça exterior ligada de menor espessura
$e_1$	distância, para qualquer das peças da ligação, entre o centro do furo (de um parafuso ou rebite) e a extremidade adjacente, medida na direção da transmissão do esforço;
$e_2$	distância, para qualquer das peças da ligação, entre o centro do furo (de um parafuso ou rebite) e o bordo adjacente, medido na direção perpendicular à transmissão do esforço;
$p_1$	distância entre os eixos dos parafusos ou rebites 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 ou rebites
$p_{1,0}$	distância entre os eixos dos parafusos ou rebites de uma fiada exterior, medida na direção da transmissão do esforço;
$p_{1,i}$	distância entre os eixos dos parafusos ou rebites de uma fiada interior, medida na direção da transmissão do esforço;
$f_u$	Valor da tensão de ruptura à tração da peça mais fraca
$d$	diâmetro nominal do parafuso, diâmetro da cavilha ou diâmetro da peça de ligação
$K_1$	coeficientes de rigidez
$K_2$	coeficientes de rigidez
$\gamma_{M2}$	coeficiente parcial de segurança para ligações de parafusos

## **1. INTRODUÇÃO**

Neste capítulo pretende-se abordar a estrutura do presente relatório de dissertação bem como apresentar uma breve explicação do enquadramento e motivações para o mesmo, os objetivos a que se propõe e uma explicação da estrutura e organização do relatório.

### **1.1 Enquadramento e motivação**

Com o constante aumento do preço das matérias-primas metálicas normalmente utilizadas para construção de estruturas de armazéns e semelhantes existe o foco em substituir as antigas vigas sólidas por perfis conformados a partir de chapa que permitam a mesma resistência com um menor volume. Esta realidade associa-se também à crescente necessidade de construção cada vez mais rápida e capaz de ser feita por menos funcionários.

Para que isto seja possível, os perfis desenvolvidos devem permitir que um funcionário não só tenha a capacidade de fazer a montagem de forma mais rápida como também que a montagem em si requeira menos formação.

Mais ainda, se a estrutura que suporta o telhado for mais leve abre a possibilidade de se ter mais área coberta com o mesmo número de suportes sendo estes mais afastados lateralmente sem necessitar de um apoio central para suportar o peso.

Cria-se também a vantagem de haver uma menor carga sobre os solos onde a construção é feita permitindo que se possam construir estruturas deste tipo em locais onde previamente não se pensava possível.

### **1.2 Objetivos**

Ao longo deste trabalho pretende encontrar-se uma geometria de perfil baseado na geometria SIGMA que seja capaz de substituir colunas de aço pesado, ocupando a mesma área no chão do edifício, ou seja, o mesmo envelope tendo capacidades de suportar as mesmas cargas com um peso menor enquanto permite poupanças ao nível da quantidade de matéria-prima utilizada propriedade da empresa AlfaSteel e que possa ser fabricado pela mesma.

A AlfaSteel é uma empresa que tem como foco a construção civil, principalmente no que toca a construções metálicas baseada em Fafe que tem vindo a apresentar um crescimento



sólido e sustentado; sentindo-se assim motivada e preparada para enfrentar novos desafios que permitam manter a posição de liderança e continuar a superar as expectativas. (AlfaSteel, 2018)

Os perfis devem permitir uma montagem versátil e simples, com reduzida mão-de-obra e/ou equipamentos de obra, de modo a reduzir a duração da obra e os erros de montagem.

Deve apresentar uma geometria que permita minimizar o espaço de armazenamento, uma vez que, porque modular, os diferentes módulos podem ser pré-fabricados em estaleiro e armazenados, reduzindo-se assim o lead time de montagem das construções.

Pretende atingir-se ótima resistência mecânica com o mínimo material, poupando-se na quantidade de matéria-prima sem compromisso da resistência mecânica em comparação com a concorrência.

A geometria deve ser trabalhada de uma forma tal que permita que uma mesma linha de perfilagem consiga produzir diferentes variações de perfis com o mínimo de alterações possível de forma a minimizar os tempos de paragem e os custos de alteração do equipamento.

Espera-se obter um perfil competitivo no mercado que possa vir a competir com as melhores soluções existentes no mercado.

### **1.3 Estrutura e organização**

Esta dissertação apresenta-se com seis capítulos divididos de forma a conduzir o leitor através de uma breve história da construção, das suas técnicas e materiais, ao longo do tempo, do processo de otimização do perfil e avaliação da sua performance seguido das conclusões apresentadas no sexto capítulo.

O primeiro capítulo, este em que estamos, corresponde à introdução ao tema, as motivações que levaram ao seu desenvolvimento e os objetivos que se pretende atingir com este trabalho.

No segundo capítulo apresenta-se uma revisão da história da construção civil desde os seus primórdios até à atualidade passando pela idade da pedra, a idade do bronze, as construções egípcias e romanas.

No terceiro capítulo fala-se sobre a construção leve, cada vez mais utilizada na atualidade, onde se explica a sua origem, se apresentam os tipos de perfis mais comuns e as suas principais aplicações. Também se elenca as principais vantagens e lacunas.

No quarto capítulo está presente todo o processo da otimização do perfil, face a face, comparam-se diferentes formas de união entre vários perfis com vista ao melhor desempenho possível, fala-se do processo de fabrico e da montagem com base no Eurocódigo.

No quinto capítulo aborda-se a capacidade que o perfil terá a resistir a uma carga de compressão sem que ocorra encurvadura para um exemplo de aplicação do mesmo e procede-se à correlação entre o perfil criado e diferentes vigas de aço pesado que este seria mais indicado para substituir.

O sexto e último capítulo corresponde ao capítulo das conclusões e umas breves diretrizes de possível trabalho futuro a desenvolver.



## **2. HISTÓRIA DA CONSTRUÇÃO CIVIL**

Devido à sua constituição física o ser humano sempre procurou estruturas para se abrigar dos elementos. Estas inicialmente eram grutas que cada família encontrava na natureza e usava em seu benefício, mas, a certo ponto, deixou de ser suficiente para satisfazer o desejo evolutivo da espécie. É aqui que entra a construção com estruturas, ou ruínas neste caso, com as mais antigas conhecidas datadas de antes de 12000 AC. (Pao-Chi Chang, Alfred Swenson and Matthew Sherman, 2020)

### **2.1 Evolução das técnicas e materiais**

Com o passar dos anos os materiais utilizados foram evoluindo permitindo uma alteração das estruturas que era possível construir.

#### **2.1.1 Primórdios da construção**

Os primeiros materiais a serem usados foram os que estavam disponíveis sem ser necessário grande processamento, ou seja, a terra, pedra, madeira e fibras vegetais bem como peles de animais que podiam ser utilizadas para coberturas de abrigos para além de vestuário.

Começando pela terra, Figura 2-1, esta apresenta-se na natureza de duas formas distintas, com e sem coesão. Para construção começou por utilizar-se a terra com coesão (argilas) para ter resistência à compressão e boa capacidade de moldagem.



Figura 2-1 – Construção em terra  
(Branco et al., no date)

Esta matéria-prima não é resistente à tração. Em termos de durabilidade deteriora-se facilmente devido a chuva implicando manutenção constante e aplicação de revestimentos protetores. (Branco et al., no date)

#### 2.1.2 A idade da pedra

O nível seguinte em termos de construção veio com a introdução da pedra nas construções. Em comparação com a terra, a utilização de pedra apresenta a vantagem da resistência aos fatores ambientais.

A pedra começou por ser um substituto direto das areias argilosas, sendo usada na construção de paredes, normalmente redondas, com os telhados a serem ainda de substâncias orgânicas necessitando de um pilar para suporte. Estas estruturas apareceram inicialmente no médio oriente onde eram chamadas de “tholoi”, Figura 2-2, onde ainda eram contruídas em barro compactado.

Na europa os mesmos “tholoi” eram já construídos em pedra com o telhado em cúpula. Em tempos mais recentes no médio oriente, uma entrada retangular começou a ser adicionada à estrutura principal circular.

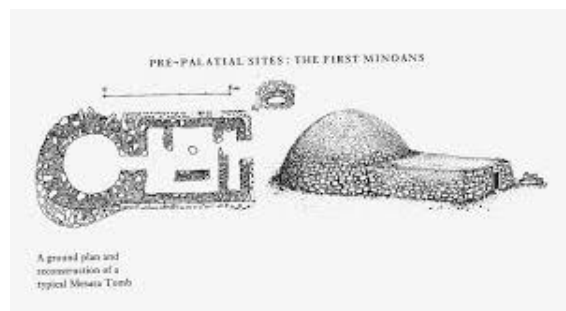


Figura 2-2 - Tholoi

Eventualmente a geometria circular foi largada em favor de uma geometria retangular que permitia uma mais fácil divisão do espaço interior e uma utilização mais eficiente do espaço exterior nas vilas e ajuntamentos.

### 2.1.3 Idade do bronze

Na idade do bronze, principalmente junto dos grandes rios, começaram a criar-se os grandes ajuntamentos de habitações e, com isso, as primeiras cidades.

Dentro das cidades começou-se a usar uma construção a partir de blocos de barro preformados, semelhantes a tijolos, o que cimentou a construção com formas retangulares devido à sua geometria fixa, ao contrário das pedras utilizadas anteriormente como se pode verificar na Figura 2-3.

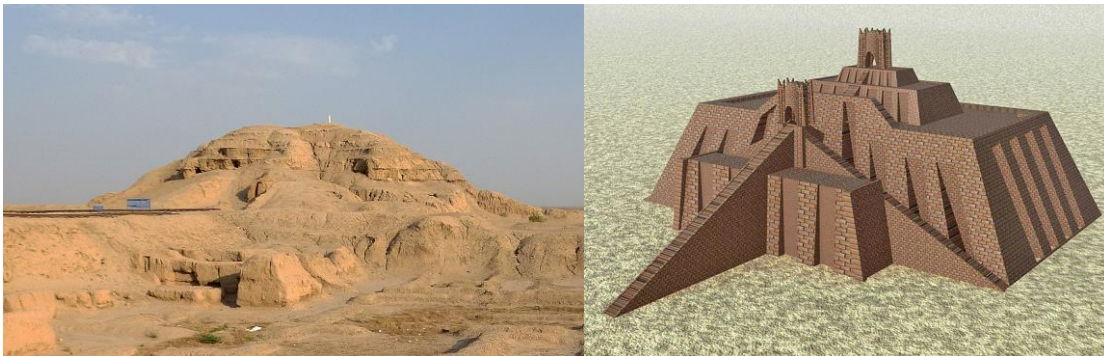


Figura 2-3 - Ruínas de de Zaggurat (Israel) e renderização (à direita)

### 2.1.4 Construção de pedra no Egito

No Egito, devido à sua localização geográfica, materiais como o granito estavam bastante disponíveis ainda que a sua extração, movimentação e tratamento fossem processos muito dispendiosos na altura. Isto levava a que se continuasse a utilizar o tijolo de lama, ou tijolo de barro, para as habitações e edifícios comuns deixando o uso de granito apenas para os mais importantes edifícios de estado.

A utilização de pedra cortada estava destinada aos túmulos dos faraós devido à sua grande resistência aos elementos.

Por volta de 2600 AC começaram a aparecer as primeiras colunas em pedra.



Figura 2-4 - Esfinge no Egito

Este material era bastante bom para suportar esforços de compressão, tornando-o numa boa escolha para colunas, mas, para os vãos de ligação entre elas não era uma boa solução devido à sua baixa resistência à tração.



Figura 2-5 - Colunata de Karnat

A distância entre dois pilares estava limitada pelas tensões de tração criadas na superfície de inferior causadas pela flexão da viga sob o seu próprio peso e, devido à sua pouca resistência a este tipo de solicitação, os espaçamentos tinham de ser relativamente curtos, como se vê na Figura 2-5 , e a altura da viga bastante grande.



Figura 2-6 - Ruínas de construção em corinto

### 2.1.5 As técnicas romanas

Os romanos adotaram a solução criada pelos etruscos, ou seja, os arcos, para garantir que todos os bocados de pedra trabalhavam à compressão e conseguiram, assim, criar estruturas de pontes e edifícios que ainda hoje são bastante comuns.



Figura 2-7 - Coliseu de Roma - exemplo de construção em arcos

Foi também no tempo dos romanos que se desenvolveu o processo de construção do tijolo como hoje o conhecemos. Os romanos, aplicando os conhecimentos do trabalho com terracota, começaram a criar tijolos que eram levados ao forno para cozedura.

O passo que se seguiu aos tijolos foi a construção em cimento. Primeiros exemplos desta tecnologia datam de cerca de um século antes de Cristo.



Figura 2-8 - Edifício romano em tijolo e cimento

Tal como acontece no cimento dos dias de hoje, a sua grande vantagem era a possibilidade de criação de paredes curvas e a sua diferença de peso em relação à pedra permitia cúpulas de maior diâmetro e até aberturas no topo para permitir a entrada de luz.

### 2.1.6 Construção em madeira

A madeira começou a ser usada por se tratar de um material abundante na natureza sendo, por isso, económico e apresenta algumas vantagens quando comparado com os materiais abordados anteriormente. A madeira é leve, apresenta boa resistência à



Desenvolvimento de perfil metálico autoportante para construção metálica modular leve

tração/flexão para além da compressão, é facilmente trabalhável, mas apresenta uma desvantagem em comparação com a pedra que é a sua vulnerabilidade a fogos, humidades e fungos.

As primeiras construções em madeira conhecidas encontram-se na China e datam da dinastia Shang (1600 a 1000 AC) em que a madeira era usada para a construção da estrutura e a montagem fazia-se através de entalhe.

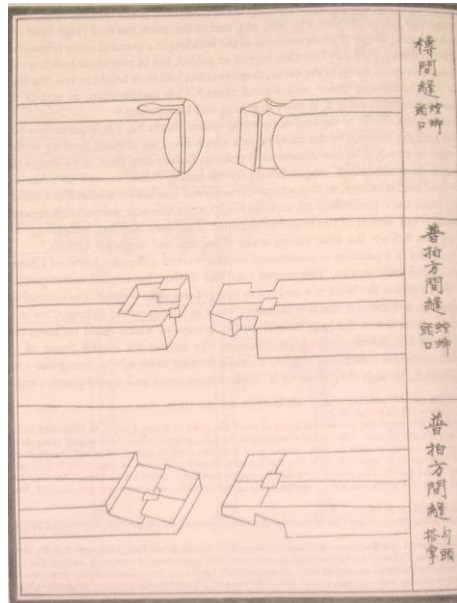


Figura 2-9 - Tipos de entalhe a utilizar na junção de travessas  
(THE PICTURE OF THE TAOIST GENII PRINTED, no date)

Nos países asiáticos era também utilizada para a construção de pontes de vãos curtos utilizando o conceito de pórtico. Acredita-se que a sua utilização tenha sido muito alargada, mas muitos exemplos não terão chegado aos dias de hoje devido à sua decomposição. Aos romanos é atribuída a invenção da utilização de treliças para construção de suporte dos telhados, técnica que foi transportada da construção em madeira para a construção em aço.

#### 2.1.7 Construção metálica pesada

Primeiros exemplos de ferro aplicado à construção podem encontrar-se na fase inicial da dinastia Ming (1368-1644) na China. Ainda assim apenas começou a ser comumente utilizado por volta do século XVIII com o que ficou apelidada de a primeira revolução industrial.

No que pode ser chamado de uma segunda revolução industrial, por volta de 1880, o desenvolvimento de processos de tratamento do ferro, tais como o forno a carvão por

Desenvolvimento de perfil metálico autoportante para construção metálica modular leve

exemplo, levaram a um aumento na quantidade e qualidade do produto e a um grande desenvolvimento de tecnologias e aplicações em torno do mesmo.

A construção em aço teve o seu maior desenvolvimento e aplicação à construção de pontes e torres tornando-se a norma até ao século XX em edifícios industriais.



Figura 2-10 - Ponte D. Luís no Porto

Com o desenvolvimento da tecnologia começou-se a fazer apenas a armação do edifício em aço permitindo construção em altura. Esta técnica foi introduzida nos Estados Unidos da América sendo o edifício Ingalls em Cincinnati o primeiro a atingir os 15 andares de altura (*A História do Aço na Construção Civil*, no date). Consistia de colunas de ferro fundido que suportavam vigas de ferro forjado. Através desta técnica era possível reduzir o tempo de construção, ter alguma liberdade arquitetónica de forma a melhor aproveitar o espaço e aliviar a carga nas fundações quando comparando com alvenaria.

### **3. CONSTRUÇÃO EM AÇO LEVE (LIGHT STEEL FRAMING)**

*Light Steel framing* é um sistema construtivo que consiste na utilização de aço galvanizado enformado a frio como principal elemento estrutural. (*Light Steel Framing - Metawise, no date*)

Neste sistema não é utilizado tijolo nem cimento, sendo apenas usado betão para as fundações. Por norma a montagem dos perfis metálicos é feita através de aparafusamento.

#### **3.1 Origem da sua utilização**

A origem deste processo produtivo pode ser creditada à construção residencial norte-americana. A construção de casas nesse país tem desde o século XIX como principal elemento construtivo a madeira. Após a segunda guerra mundial com o grande desenvolvimento da indústria metalúrgica, devido ao esforço de guerra, o aço era um produto abundante que passou a ser usado em divisórias em arranha-céus cuja estrutura era em ferro (ferro fundido nas colunas, ferro forjado nas vigas).

Nos anos 60 devido a pressão económica e ambiental para a produção de estruturas mais eficientes o edifício do banco de Manhattan desenhado por Skidmore, Owings & Merrill apresentou uma estrutura em aço que requeria 275 kg/m<sup>2</sup> de aço, a mesma eficiência do Empire State Building. A Mesma firma comprovou a economia desta técnica apenas 9 anos mais tarde com o John Hancock Building em Chicago que apenas requeria 145 kg/m<sup>2</sup> de aço.

Outro fator impulsionador desta transição foi o aumento de preço e descida da qualidade, durante os anos 90, da madeira utilizada até então. (*Light Steel Framing - Metawise, no date*)

#### **3.2 Tipos de perfis utilizados atualmente**

No mercado atualmente existem perfis patenteados e perfis de utilização corrente. Os que são patenteados apresentam normalmente algumas vantagens competitivas no que diz respeito à sua geometria, uns por terem maior resistência mecânica e outros por aumentarem a eficiência de montagem. Por outro lado, os de uso corrente, não sofrem do risco de quebra de stock nem de eventual necessidade de equipamento especializado que apenas a empresa fornecedora possui para a montagem e inspeção do mesmo.

### 3.2.1 Perfis de uso corrente

Estes perfis são de espessuras da chapa normalmente compreendidas entre 1,5 e 2,5 mm existindo espessuras com incrementos de 0.5 mm entre si. Como diferentes perfis podem ser obtidos a partir da mesma chapa inicial a espessura para os vários tipos de perfis é a mesma. No que toca ao comprimento do perfil convencionou-se fornecer perfis com até 12m. *(Dimensões de perfis estruturais, no date)*

Nestes destacam-se os perfis em C, U, Z, ÓMEGA e SIGMA apresentados na Figura 3-1 .

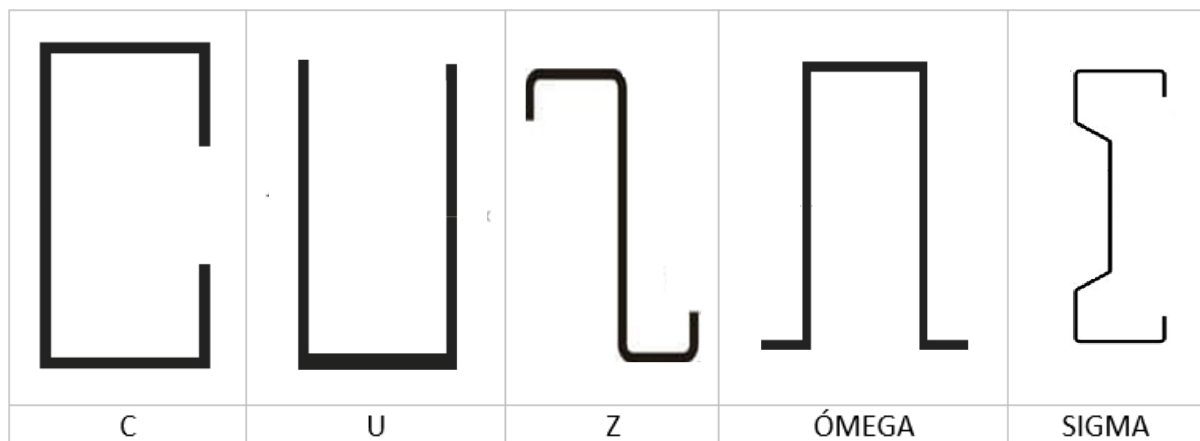


Figura 3-1 - Exemplos de perfis de uso corrente

### 3.2.2 Perfis patenteados

No que toca aos perfis patenteados, sendo eles uma evolução de perfis de uso corrente, a espessura de chapa utilizada começa no mesmo valor de 1,5 mm, em empresas como a Constálica, que evoluiu a partir de perfis ÓMEGA, pode chegar aos 3 mm. Neste caso, o perfil



Figura 3-2 - Exemplo de perfil patentado MADREMAX

patenteado em relação ao perfil ÓMEGA de uso corrente apresenta 5 linhas de furos a todo o comprimento, dobra das abas laterais e dobras ao longo da altura para facilitar a montagem.

### 3.3 Aplicações de estruturas em LSF

O LSF é um método de construção bastante versátil e com diversas aplicações possíveis.

#### 3.3.1 Construção residencial

Esta será talvez a sua aplicação mais ajustada uma vez que esta técnica apresenta claras vantagens no que toca ao conforto térmico e acústico. Para além disso devido ao seu baixo peso e articulação entre os elementos estruturais funciona muito bem em edifícios onde o espaço disponível é limitado.

Para além da construção de raiz pode ser ideal para a reconstrução e reabilitação de edifícios mais antigos permitindo uma diferente divisão dos espaços mantendo as fachadas e não aplicando carregamentos excessivos sobre a estrutura do edifício. (*Aplicações principais do LSF, no date*)

#### 3.3.2 Edifícios industriais e armazéns

No que aos edifícios industriais diz respeito o LSF permite obter o mesmo tipo de edifício utilizando uma menor quantidade de matéria-prima e, desta forma, baixar os custos de produção. (*Aplicações principais do LSF, no date*)

#### 3.3.3 Pré-fabricação e habitação de custos controlados

Com a utilização do LSF é possível um maior controlo de custos do que com técnicas mais tradicionais podendo ser pré-fabricado e transportado até ao local de obra como unidades inteiras ou em peças individuais sendo montado no local.

Quando se compara uma casa construída por LSF e uma contruída por técnicas mais tradicionais a vantagem não é muito aparente, mas começa a aparecer quando se fala numa série de casas construídas da mesma forma. Isso acontece na construção de vivendas geminadas ou em banda, em urbanizações ou em prédios.

Nestes casos a grande maioria das paredes podem vir fabricadas do armazém tornando o processo mais eficiente, controlável e repetível.

Isto permite uma maior velocidade de construção, redução de desperdício de matéria-prima e menor dependência das condições atmosféricas devido ao facto de a maior parte da estrutura ser produzida em armazém, o que é uma vantagem para os trabalhadores da linha de montagem. (*Aplicações principais do LSF, no date*)

### 3.4 Benefícios e desvantagens da aplicação de LSF

Esta tecnologia apresenta uma panóplia de vantagens em relação à madeira ou a elementos em aço estrutural (aço formado a quente) que podem ainda ser divididas entre as que são vantagens gerais, vantagens para quem constrói e vantagens para o dono da propriedade, mas, como qualquer outra coisa, tem também as suas desvantagens como se poderá ver ao longo desta secção. (Light Steel Framing - Metawise, nd) (Desempenho LSF, nd)

#### 3.4.1 Vantagens gerais

- Material com melhor relação custo/benefício em construções de altura média (2 a 3 andares);
- Melhor relação resistência/peso próprio do que qualquer outro material estrutural;
- Prazo de construção curto e pouco imprevisível;
- Material proveniente de reciclagem (68% do aço usado na construção nos EUA é reciclado);
- Material 100% reciclável;
- Incombustível - não arde nem contribui para a propagação de um incêndio.
- Inorgânico - não apodrece nem empena ou racha;
- Consistência - não possui zonas ocas ou veios mais frágeis, nem depende de relações água/cimento/brita/areia nem de mistura ou boa secagem;
- Quimicamente estável - não tem produtos químicos corrosivos nem humidade interna que pode corroer ou degradar os conectores;
- Estabilidade dimensional - não expande nem contrai com a variação da humidade;
- Qualidade consistente - produzido em estrita conformidade com normas estabelecidas internacionalmente sendo fácil de ser analisado e inspecionado após construção;
- Durabilidade do aço superior a 300 anos, ainda maior depois de galvanizado;
- Arquitetura – o aço sustenta a redescoberta arquitetónica oferecendo diferentes formas, acomodo intersecção com outros materiais. O impacto visual pode ser futurista ou respeitar a herança arquitetónica;
- Balanço ecológico positivo - redução 81% de consumo de água comparado com o betão e previne a deterioração do solo devido à não necessidade de escavações. Todos os gases residuais da produção são usados para produção de energia;

Desenvolvimento de perfil metálico autoportante para construção metálica modular leve

- Permite maximizar a luz e garantir transparência por permitir vãos amplos. Telhados e fachadas leves permitem um melhor aproveitamento da luz, facilitando o uso de energia solar. *(Desempenho LSF, no date)*

#### 3.4.2 Vantagens para quem constrói

- Mais leve do que qualquer outro material estrutural;
- Incombustível;
- Não depende de cofragens nem de tempos de cura;
- Mais rápido de erigir do que qualquer outra estrutura;
- Não necessita de abertura de roços;
- Poupa tempo de trabalho na montagem prévia em fábrica ou armazém;
- Alto rigor no aprumo, nivelamento e esquadrias das superfícies;
- Portas e janelas não correm riscos de mau funcionamento devido ao empeno de ombreiras ou cabeceiras;
- Menos desperdícios e resíduos (2% para o aço contra 20% para a madeira);
- O consumidor tende a considerar uma casa em aço como sendo de qualidade superior;
- Reduz o impacto negativo nos locais de construção, não há utilização de determinadas máquinas de construção pois as estruturas LSF são facilmente montáveis/desmontáveis o que faz as obras mais silenciosas, livres de detritos e poeiras, limpas e secas. *(Desempenho LSF, no date)*

#### 3.4.3 Vantagens para o dono da propriedade

- Pouca necessidade de manutenção e um envelhecimento mais lento da estrutura;
- Segurança contra incêndios;
- Não é vulnerável a térmitas ou outros insetos;
- Não é vulnerável a nenhum tipo de fungos ou organismos, incluindo mofo ou bolores;
- Baixa probabilidade de problemas nos alicerces - baixo peso resulta em menos movimentos;
- Baixa probabilidade de danos durante um terremoto;
- Conexões eficientes através de parafusos e não de pregos;
- Baixa probabilidade de danos devido ao efeito de fortes ventos;
- Permite maior espaço e amplitude, colunas mais estreitas, pisos e fachadas leves possibilitam ganhos proveitosos no espaço (m<sup>2</sup> ou m<sup>3</sup>). Assim as áreas são visual e espacialmente menos obstruídas. *(Desempenho LSF, no date)*

#### 3.4.4 Desvantagens

As desvantagens não são tão óbvias como os benefícios, contudo, a principal prende-se com o mercado norte-americano onde a altura dos edifícios com a estrutura totalmente em LSF está limitada normalmente a dois andares e um sótão visível que, devido à sua flexibilidade pode necessitar de elementos de maior rigidez distribuídos pontualmente pela estrutura.

A segunda maior deficiência desta tecnologia é a menos boa eficiência energética quando comparado a edifícios em alvenaria. (<http://www.futureng.pt/baixo-peso>, no date)



#### 4. O PERFIL A SER DESENVOLVIDO

Durante o processo de desenvolvimento deste perfil pretende-se atingir uma otimização de um perfil SIGMA. O perfil SIGMA pode em si ser considerado uma evolução de um perfil C genérico. Fazendo variar os comprimentos de cada uma das faces identificadas abaixo pretende-se obter o maior aumento da resistência possível (avaliada através dos momentos de inércia) do perfil em relação ao aumento de massa.

Deve ter-se em conta que, em alguns casos um só perfil pode não ser suficiente e haja a necessidade de se proceder à junção de mais do que um.

Nesses casos, esta é feita por aparafusamento pelo que é necessário pensar a geometria do perfil de forma a permitir espaço para a colocação do parafuso ou parafusos necessários nos locais corretos.

##### 4.1 Estabelecimento do sistema de eixos e designação das faces

Quando se começa a desenhar algum tipo de estrutura num software CAD a escolha do plano de trabalho é o primeiro momento importante.

Neste caso, tratando-se de um perfil de uma viga que se pretende utilizar tanto na horizontal como na vertical (como coluna), e para facilitar o tratamento dos resultados, utiliza-se o plano frontal (XY) com o X na horizontal e o Y na vertical (eixo onde o perfil terá maiores dimensões) como se vê na Figura 4-1.

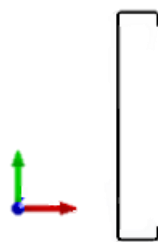


Figura 4-1 – Orientação do perfil segundo o sistema de eixos cartesiano

##### 4.2 Nomenclatura das faces

As faces serão classificadas de “A” a “F” e as medidas serão tomadas na metade superior significando que o valor “E” será metade do tamanho dessa face. Como ponto de partida os valores de “B” e “C” foram 43 e 15 mm respetivamente por serem as dimensões dos perfis C

Desenvolvimento de perfil metálico autoportante para construção metálica modular leve

normalizados, a face D não existe, a espessura de 1,5mm e uma distância entre a face “B” e a linha de eixo de 120mm, que corresponde a um SIGMA 240.

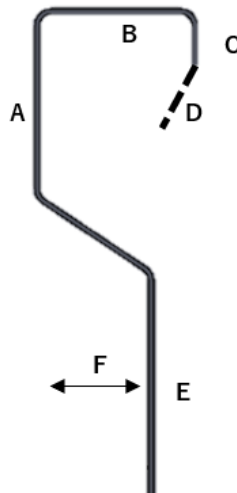


Figura 4-2 - Nomenclatura das faces

A partir do menu “Section Properties” existente no software Solidworks retira-se a matriz dos momentos inércia, assinalada na Figura 4-3 com o retângulo preto, que permite avaliar a resistência do perfil.

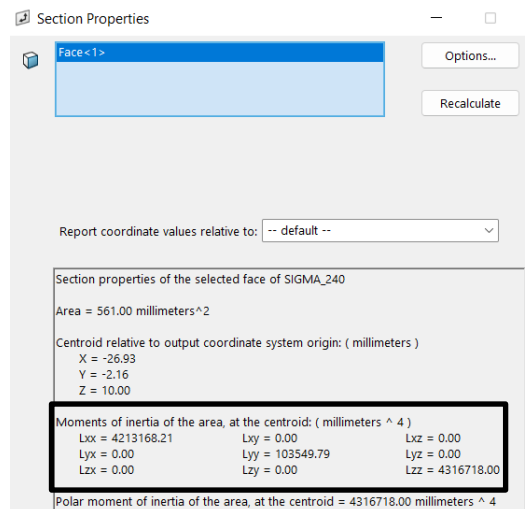


Figura 4-3 - Menu "Section Properties" – Exemplo

A partir deste ponto pode começar-se a proceder às alterações à geometria em busca da melhor solução.

O momento de inércia da área, ou segundo momento de inércia, é uma propriedade geométrica da secção de um elemento estrutural e está relacionado com as tensões e deformações por flexão que aparecem num elemento estrutural. Juntamente com as propriedades do material permite determinar a rigidez desse elemento estrutural sob flexão.

Quanto maior for o momento de inércia de uma área, mais difícil será dobrá-lo e o mesmo pode ser aplicado também à dificuldade em deformar uma viga ou coluna deste o perfil. (Momento de inércia de área, 2020)

Contribui mais para o aumento do valor do momento de inércia a porção de massa que está afastada do eixo.

#### 4.2.1 Efeito da variação de “F”

A diferença entre um perfil C e um perfil SIGMA prende-se com a existência ou não das dobras que criam a distância “F” sendo que quando “F” é 0 (zero) o perfil é um perfil C. Por esta razão “F” deve ser a primeira parte da geometria a ser testada.

O procedimento a aplicar será a variação de cada dimensão, neste caso “F” até que se descubra qual a dimensão com melhores características e depois passa-se à dimensão seguinte utilizando esse valor em “F”. Este processo repetir-se-á para as outras dimensões até que se chegue ao perfil final.

Tabela 1 – Variação dos momentos de inércia e da área para os diferentes valores de “F”

F	Momentos de inércia				Variação				
	A=50 E=50	$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$	Área	Área	$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$
	mm	mm <sup>4</sup>			mm <sup>2</sup>	%			
0		3,87E+06	1,03E+05	3,97E+06	515	-	-	-	-
5		3,87E+06	9,14E+04	3,96E+06	517	0,4%	0,2%	-11,4%	-0,1%
10		3,89E+06	8,51E+04	3,98E+06	522	1,3%	0,7%	-17,5%	0,2%
15		3,92E+06	8,43E+04	4,00E+06	530	2,8%	1,4%	-18,3%	0,9%
20		3,95E+06	8,90E+04	4,04E+06	539	4,6%	2,3%	-13,7%	1,9%
25		3,99E+06	9,95E+04	4,09E+06	550	6,7%	3,3%	-3,5%	3,1%
30		4,04E+06	1,16E+05	4,15E+06	562	9,0%	4,4%	12,3%	4,6%
35		4,08E+06	1,38E+05	4,22E+06	574	11,3%	5,6%	34,1%	6,3%
40		4,13E+06	1,67E+05	4,30E+06	587	13,8%	6,8%	62,0%	8,2%

Para se saber se uma alteração é ou não vantajosa é necessário olhar-se não só para a variação dos momentos de inércia em absoluto, mas relacioná-los com a variação que isso provoca na área (e consequentemente na massa). Sempre que aumentem em maior proporção do que a área significa que essa alteração traz vantagens ao perfil.

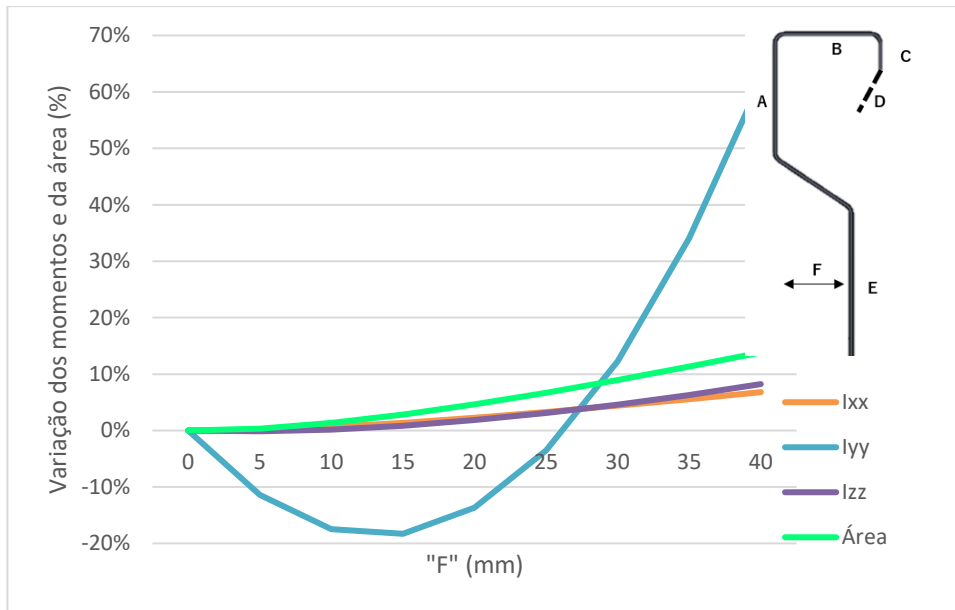


Figura 4-4 -Variação dos momentos de inércia e da área em função de "F"

Como se pode ver no gráfico da Figura 4-4, apesar de, em valor absoluto, os momentos em relação aos três eixos aumentarem, em dois deles o aumento não é superior ao da área. É de salientar que se pretende que "E" não ultrapasse a posição de "C" no eixo X para não se aumentar o envelope, daí o valor máximo de 40mm para "F".

Ainda assim, o aumento de "F" vai ser tomado como uma vantagem por duas razões:

- A primeira é que o aumento em YY é superior a 60% enquanto o da massa não ultrapassa os 15%;
- A segunda é que o momento em YY em valor absoluto é uma ordem de grandeza menor do que os outros dois, sendo, por isso, o que mais limita a resistência final do perfil, fazendo com que seja esse o mais importante aumentar.

Esta curva acontece devido à posição do centro de massa do perfil. Quando se faz variar "F" a face "E" começa por aproximar-se do centro de massa diminuindo o momento. A partir da posição em que a face "E" volta a afastar-se do centro de massa o momento volta a aumentar.

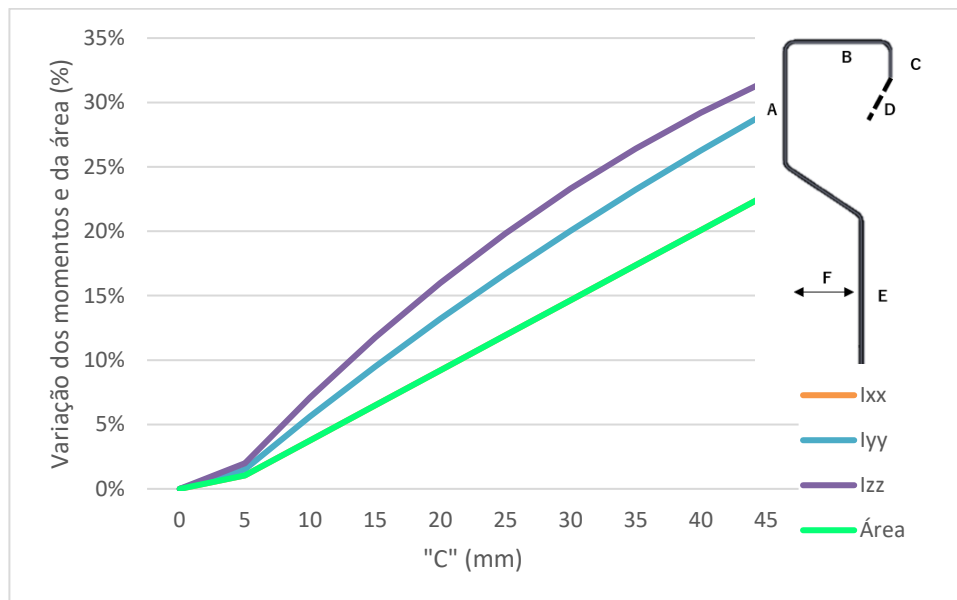
4.2.2 Efeito da variação de “C”

Aqui, com o valor de “F” mais vantajoso da tabela anterior (40mm), avalia-se o efeito do reforço vertical “C” na resistência do perfil.

Tabela 2 - Variação dos momentos de inércia e da área para os diferentes valores de "C"

C	A=50 E=50	Momentos de inércia			Área	Variação			
		$I_{X-X}$	$I_{Y-Y}$	$I_{Z-Z}$		Área	$I_{X-X}$	$I_{Y-Y}$	$I_{Z-Z}$
mm		mm <sup>4</sup>			mm <sup>2</sup>	%			
0		3,69E+06	1,53E+05	3,84E+06	550,93	-	-	-	-
5		3,77E+06	1,55E+05	3,92E+06	556,61	1,0%	2,0%	1,5%	2,0%
10		3,96E+06	1,61E+05	4,12E+06	571,61	3,8%	7,1%	5,6%	7,1%
15		4,13E+06	1,67E+05	4,30E+06	586,61	6,5%	11,8%	9,5%	11,7%
20		4,29E+06	1,73E+05	4,46E+06	601,61	9,2%	16,1%	13,2%	16,0%
25		4,43E+06	1,78E+05	4,61E+06	616,61	11,9%	20,0%	16,7%	19,8%
30		4,56E+06	1,83E+05	4,74E+06	631,61	14,6%	23,4%	20,0%	23,3%
35		4,67E+06	1,88E+05	4,86E+06	646,61	17,4%	26,6%	23,2%	26,4%
40		4,77E+06	1,93E+05	4,97E+06	661,61	20,1%	29,3%	26,3%	29,2%
45		4,86E+06	1,97E+05	5,06E+06	676,61	22,8%	31,8%	29,2%	31,7%

O gráfico correspondente aos valores da Tabela 2 é apresentado na Figura 4-5, no entanto a variação em torno de XX não é visível por estar sobreposta pela variação em ZZ.



Neste caso a análise é um pouco mais complicada no que toca a escolher o comprimento ideal de “C”.

À primeira vista parece que aumentar essa face ao máximo é uma vantagem, olhando para a natureza crescente das curvas dos momentos, no entanto, quando se avalia a também a massa é possível verificar que a partir dos 35mm a variação em torno de XX e ZZ tem um declive positivo menor do que o da massa enquanto em torno de YY se torna paralelo à massa. Isto significa que a face “C” não deve ultrapassar os 35mm porque a partir desse ponto o aumento deixa de ser vantajoso.

#### 4.2.3 Efeito da existência de “D”

Para o efeito da existência de “D” estuda-se não só o seu comprimento, mas também o ângulo que faz com a face “C”. Neste ponto utiliza-se “F” = 40mm e “C” = 35mm.

Averigua-se o efeito de fazer variar o ângulo para o mesmo comprimento bem como fazer variar o comprimento para o mesmo ângulo.

Os resultados obtidos são comparados com um perfil onde a face “D” não existe.

Tabela 3- Variação dos momentos de inércia e da área para os diferentes comprimentos e ângulos de "D" em relação a "C"

D	A=50 E=50	Momentos de inércia			Área	Variação			
		I <sub>X-X</sub>	I <sub>Y-Y</sub>	I <sub>Z-Z</sub>		Área	I <sub>X-X</sub>	I <sub>Y-Y</sub>	I <sub>Z-Z</sub>
mm / graus		mm <sup>4</sup>			mm <sup>2</sup>	%			
-		4,67E+06	1,88E+05	4,86E+06	646,61	-	-	-	-
15 / 40		4,87E+06	1,76E+05	5,04E+06	667,44	3,2%	4,2%	-6,2%	3,8%
15 / 20		4,86E+06	1,79E+05	5,04E+06	668,29	3,4%	4,1%	-4,8%	3,7%
15 / 10		4,86E+06	1,81E+05	5,04E+06	668,69	3,4%	4,1%	-3,9%	3,8%
10 / 40		4,78E+06	1,75E+05	4,96E+06	652,44	0,9%	2,3%	-6,8%	2,0%
10 / 30		4,78E+06	1,76E+05	4,96E+06	652,87	1,0%	2,3%	-6,5%	2,0%
10 / 20		4,78E+06	1,77E+05	4,96E+06	653,29	1,0%	2,4%	-6,1%	2,0%
10 / 10		4,78E+06	1,77E+05	4,96E+06	653,69	1,1%	2,4%	-5,6%	2,1%

O gráfico correspondente aos valores apresentados na Tabela 3 apresenta-se na Figura 4-6 e demonstra que enquanto que o maior aumento dos momentos em XX e ZZ é de aproximadamente 4% (1% maior do que o da área), para a geometria que o permite.

Em YY, por outro lado, existiria mesmo uma diminuição do valor do momento em valores absolutos com o aumento do ângulo devido à aproximação da massa ao centro de massa.

## Desenvolvimento de perfil metálico autoportante para construção metálica modular leve

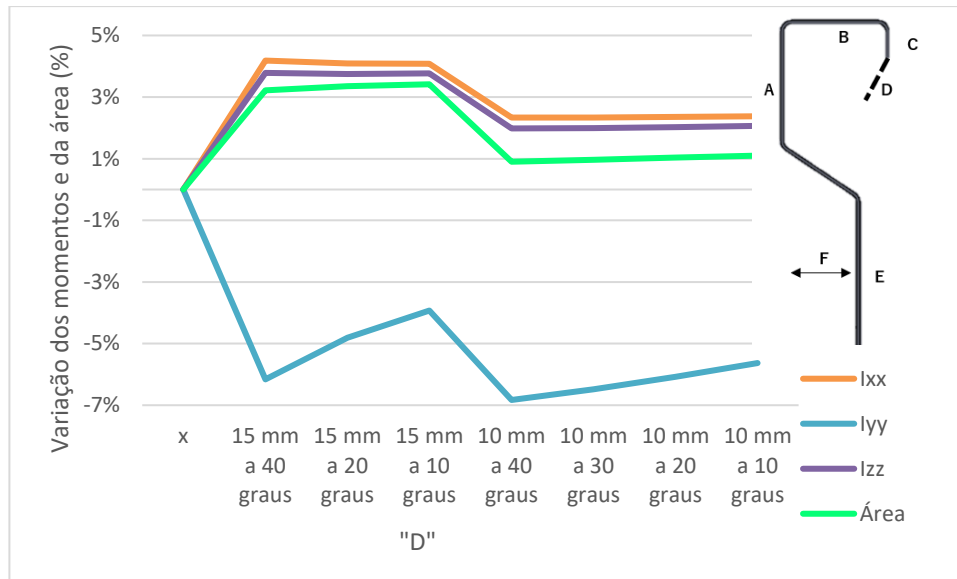


Figura 4-6 -Evolução dos momentos de inércia e da área para "D"

Como o perfil ideal é aquele que apresenta valores do momento mais elevados para uma mesma massa e a introdução da face "D" provoca um aumento da massa e uma diminuição do momento em YY que chega a ser de 7% pode concluir-se que não é uma vantagem a sua existência.

### 4.2.4 Efeito de variar a relação entre os comprimentos "A" e "E"

Quando se trata de um perfil C não existe "A" e "E" porque se trata de uma face única cujo comprimento estudado é de 120mm. "F" e "C" são 40 e 35mm respetivamente e não existe a face "D".

Tabela 4 - Variação dos momentos de inércia e da área para as diferentes relações entre "A" e "E" e a soma de ambos

$\frac{A}{E}$	A + E	Momentos de inércia			Área	Variação			
		$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$		Área	$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$
-	mm	mm <sup>4</sup>			mm <sup>2</sup>	%			
1	60	4,55E+06	1,52E+05	4,70E+06	611,28	-5%	-3%	-19%	-3%
1	80	4,59E+06	1,69E+05	4,76E+06	624,08	-3%	-2%	-10%	-2%
1	100	4,67E+06	1,88E+05	4,86E+06	646,61	-	-	-	-
0,5	100	4,84E+06	1,67E+05	5,00E+06	646,61	0%	3%	-11%	3%
0,75	100	4,74E+06	1,81E+05	4,92E+06	646,61	0%	1%	-4%	1%
1,25	100	4,63E+06	1,92E+05	4,82E+06	646,61	0%	-1%	2%	-1%
1,5	100	4,59E+06	1,95E+05	4,79E+06	646,61	0%	-2%	4%	-1%
1,75	100	4,57E+06	1,96E+05	4,76E+06	646,61	0%	-2%	4%	-2%
2	100	4,55E+06	1,97E+05	4,75E+06	646,61	0%	-3%	5%	-2%
3	100	4,50E+06	1,96E+05	4,70E+06	646,61	0%	-4%	4%	-3%

Ao avançar para um perfil SIGMA o ponto inicial é uma relação de 1, ou seja, "A" = "E" com um máximo de 100 mm somados.

A Tabela 4 e o gráfico da Figura 4-7 apresentam a junção de dois tipos de variação diferente na geometria. Nas primeiras três linhas avalia-se e feito da variação da soma das faces "A" e "E" enquanto as linhas seguintes avaliam a variação da relação entre o tamanho das faces mantendo constante o valor da soma de ambas.

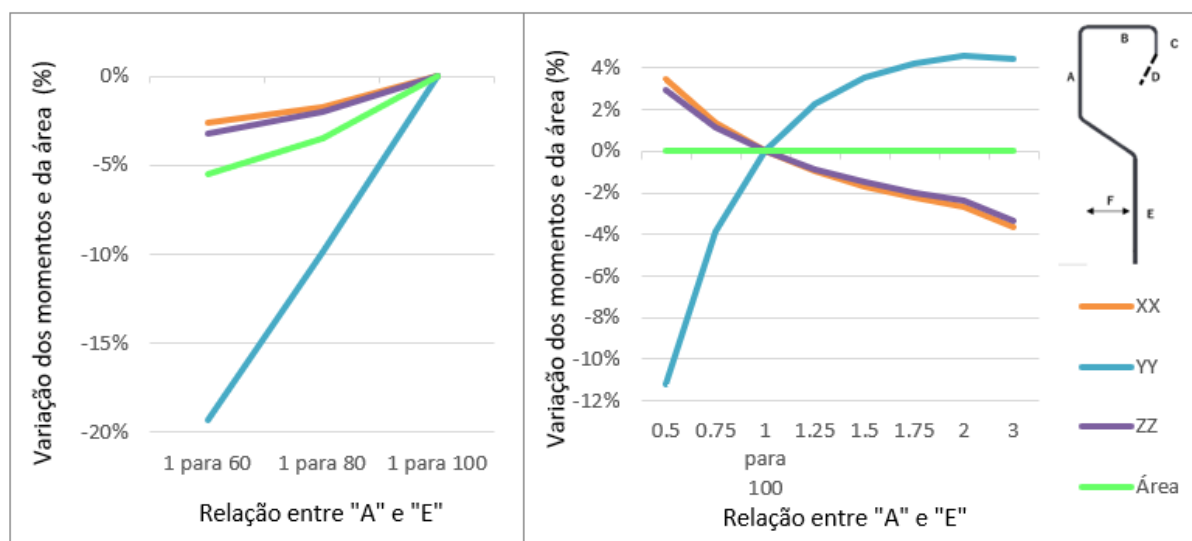


Figura 4-7 - Variação dos momentos de inércia e da área em função das alterações às faces "A" e "E"

Analisando o gráfico pode ver-se que diminuindo a soma de "A" e "E" acontece uma diminuição, em valor absoluto, dos momentos em todos os eixos. No entanto a massa também diminui, o que significa que para XX e ZZ seria uma pequena melhoria (cerca de 3 e 2% respetivamente no máximo) mas custaria uma perda que podia chegar aos 15% em YY em relação à massa, 20% em valor absoluto.

No que toca à relação entre "A" e "E" para uma soma de 100mm verifica-se que quando "A" é menor do que "E" isso representa uma pequena vantagem em XX e ZZ, mas uma maior desvantagem em YY. Por outro lado, quando "A" passa a ser maior do que "E" a vantagem passa a ser para YY (com um máximo de cerca de 5%) e a desvantagem em XX e ZZ (entre 2 e 3% para ambos) nesse ponto. A relação de 2 entre "A" e "E" é aquela onde a vantagem para YY atinge o seu pico máximo, para uma soma de 100mm e a partir desse momento não compensa aumentar mais para nenhum dos eixos.

Seguindo a mesma linha de raciocínio utilizada nos subcapítulos 4.2.1 e 4.2.2 pode definir-se como dimensões ideais A = 66mm e E = 33mm.



Sabendo-se de subcapítulos anteriores que aumentar o comprimento "C" é uma vantagem até 35mm, mas com a relação entre "A" e "E" anterior e, deste subcapítulo que "E" passou de 50 para 33mm é necessário fazer uma nova avaliação a "C" para se saber se é ou não vantajoso aumentar "C" para esta nova configuração.

#### 4.2.5 Efeito da variação de "C" possível devido à diminuição de "E"

Os valores de "C" testados variam entre os 35 mm, valor escolhido como melhor anteriormente e os 60 mm que são o valor máximo possível devido aos constrangimentos impostos pelo resto da geometria.

Tabela 5 - Efeito de "C" para A=66mm e E=33mm

C	A = 66 E = 33	Momentos de inércia			Área	Variação			
		I <sub>x-x</sub>	I <sub>y-y</sub>	I <sub>z-z</sub>		Área	I <sub>x-x</sub>	I <sub>y-y</sub>	I <sub>z-z</sub>
mm		mm <sup>4</sup>			mm <sup>2</sup>	%			
35		4,55E+06	1,96E+05	4,74E+06	645,14	-	-	-	-
40		4,65E+06	2,03E+05	4,85E+06	661,46	3%	3%	5%	3%
45		4,74E+06	2,09E+05	4,95E+06	676,46	6%	5%	9%	5%
50		4,82E+06	2,15E+05	5,03E+06	691,46	8%	7%	13%	8%
55		4,89E+06	2,21E+05	5,11E+06	706,46	11%	9%	16%	10%
60		4,94E+06	2,25E+05	5,17E+06	720,14	14%	11%	19%	11%

Através dos valores da Tabela 5 é possível traçar o novo gráfico para a alteração dos momentos com a variação de "C" que se apresenta na Figura 4-8.

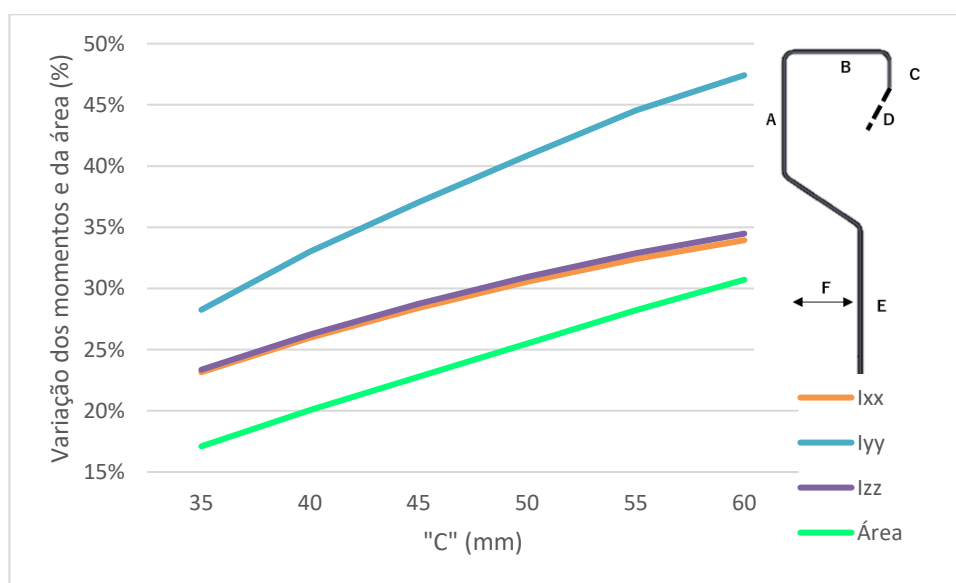


Figura 4-8 - Efeito da variação de "C" para A=66mm e E=33mm

Analisando o gráfico da Figura 4-8 e tendo em mente o gráfico da Figura 4-5 é possível verificar que, com esta alteração, os valores da relação do momento YY com a massa tende a estabilizar, dentro da gama possível de testar, tal como acontecia antes da mesma com a diferença de que ocorre agora para um “C” maior.

Com os novos valores de “A” e de “E”, o ponto em que os momentos em torno de XX e ZZ deixam de aumentar mais do que a área passa dos 35 para os 40mm, no entanto, entre os 40 e os 45mm o momento em torno de YY aumenta 5% mais do que a massa com os momentos em torno de XX e ZZ a aumentarem na mesma proporção da massa.

A partir deste declive do aumento do momento em torno de YY tende para o declive do aumento da massa enquanto em torno de XX e ZZ o declive tende para 0 (zero) e, por isso, não representa uma vantagem.

O valor a utilizar para “C” deve então ser de 45mm.

#### 4.2.6 Efeito da variação de “B”

A face “B” é uma das poucas faces do perfil, senão mesmo a única, que pode ser variada independentemente de qualquer outra sem que apareça qualquer constrangimento. Por outro lado, é essencial para a definição do envelope do perfil, uma vez que corresponde à largura do mesmo e está limitado, por opção, à largura de um HEA 240.

O envelope é o nome que se dá à área ocupada por um perfil, ou seja, a área da figura geométrica imaginária criada entre os vértices mais afastados do centroide em qualquer direção. Este valor é diferente da área do perfil.

Tabela 6 - Efeito de "B" nos momentos

B	Momentos de inércia				Variação				
	A=66 E=33 F=40	$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$	Área	Área	$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$
	Mm	mm <sup>4</sup>			mm <sup>2</sup>	%			
43		4,74E+06	2,09E+05	4,95E+06	676,46	0%	0%	0%	0%
45		4,83E+06	2,22E+05	5,05E+06	682,46	1%	2%	6%	2%
50		5,04E+06	2,60E+05	5,30E+06	697,46	3%	6%	24%	7%
55		5,25E+06	3,05E+05	5,56E+06	712,46	5%	11%	46%	12%
60		5,47E+06	3,57E+05	5,82E+06	727,46	8%	15%	71%	18%
65		5,68E+06	4,17E+05	6,10E+06	742,46	10%	20%	100%	23%
70		5,89E+06	4,85E+05	6,38E+06	757,46	12%	24%	132%	29%

Dito isto “B” é apenas limitado pelo tamanho de envelope que se pretende que o perfil ocupe. Fazendo-o variar entre 43 e 70 mm é possível obter uma boa tendência que pode ser extrapolada caso se pretenda um envelope maior.

O gráfico referente aos valores da Tabela 6 apresenta-se na Figura 4-9 onde se pode observar que, com o aumento de “B” todos os momentos aumentam também e mais rapidamente do que a área, especialmente o momento em YY, o que significa que a face “B” deve ser aumentada o máximo possível para maximizar o desempenho do perfil.

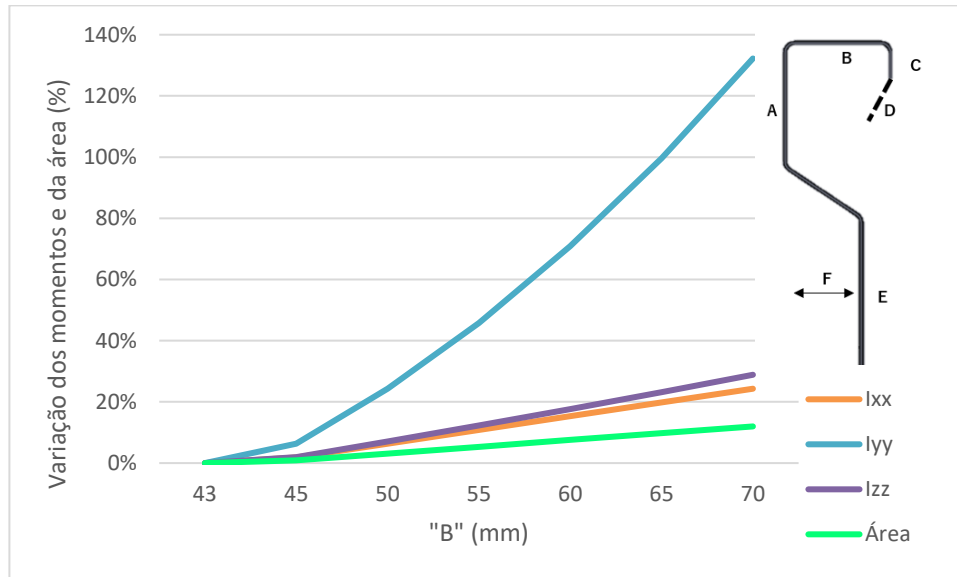


Figura 4-9 - Evolução dos momentos e da área em função de "B"

Mais uma vez acontece o mesmo que em 4.2.5 que é, com o aumento de “B” é possível aumentar “F”, que para “B” = 43 mm era uma vantagem e, por isso, é necessário testar se esse continua a ser o caso para o “B” = 70 mm ou se existe um ponto intermédio ideal para “F”. Esse estudo será realizado abaixo.

#### 4.2.7 Avaliação de “F” para o espaço libertado pelo aumento de “B”

A distância máxima que “F” pode assumir é sempre o comprimento “B” subtraído da espessura da chapa. Como no subcapítulo 4.2.6 se provou uma vantagem que “B” fosse o maior possível, no caso 70 mm, é necessário avaliar “F” entre os 40 mm anteriormente definidos e o valor máximo que lhe é agora permitido.

Os valores relativos a essa avaliação são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Momentos vs área para F entre 45 e 68.5mm

F	A=66 E=33 B=70	Momentos de inércia			Área	Variação			
		$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$		Área	$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$
		mm <sup>4</sup>				mm <sup>2</sup>	%		
Mm		mm <sup>4</sup>			mm <sup>2</sup>	%			
45		5,92E+06	4,98E+05	6,41E+06	769	49%	53%	383%	62%
50		5,94E+06	5,17E+05	6,46E+06	783	52%	54%	402%	63%
55		5,97E+06	5,43E+05	6,51E+06	796	54%	54%	427%	64%
60		6,00E+06	5,75E+05	6,57E+06	810	57%	55%	458%	66%
65		6,03E+06	6,15E+05	6,64E+06	824	60%	56%	496%	67%
68.5		6,04E+06	6,46E+05	6,69E+06	834	62%	56%	527%	69%

Como se pode ver através do gráfico da Figura 4-10 os valores para XX e ZZ apresentam uma tendência de aumento menor do que o da massa (pra o mesmo intervalo de "F" a massa aumenta 13% mas o momento em torno de XX e ZZ só aumenta 3% e 7% respetivamente), enquanto os valores para YY, no mesmo intervalo apresentam uma subida significativa de cerca de 150% para a mesma subida de 13% da massa.

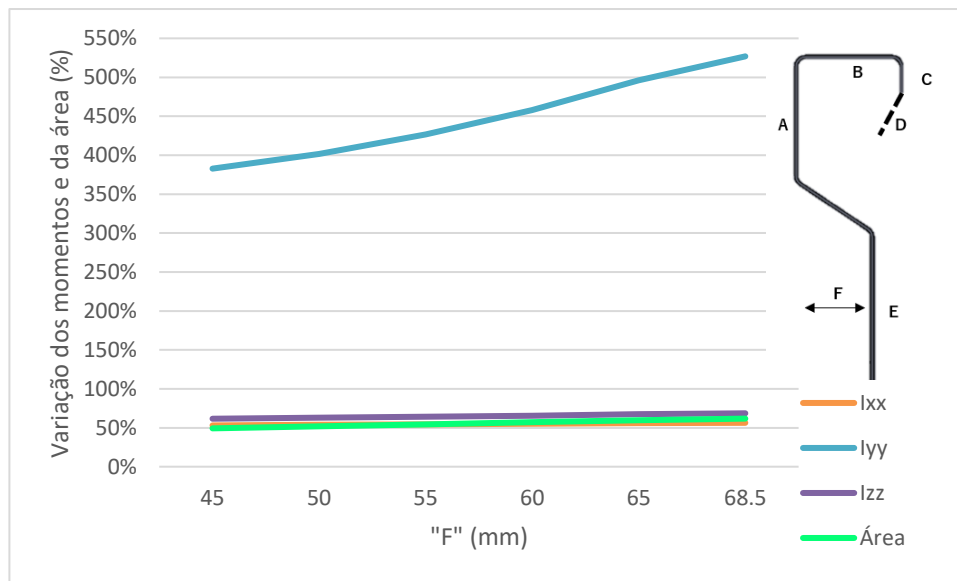


Figura 4-10 - Evolução dos momentos vs área para "F" permitido pelo aumento de "B"

Com esses dados é possível concluir que, tal como acontecia antes do aumento de "B" é uma vantagem aumentar "F" até ao limite máximo do que o envelope permite porque o aumento do momento em torno de YY quando comparado com o aumento da massa é tão grande que compensa o declive ligeiramente menor do que o do aumento da massa que os momentos em torno de XX e ZZ apresentam.

#### 4.2.8 Conclusões sobre o perfil

Através dos valores atingidos em 4.2.7 pode concluir-se que o melhor perfil a utilizar quando se pretende um perfil para desempenhar as funções quer de viga quer de coluna é aquele a que se chegou utilizando como referência um envelope de 240 mm por 70 mm e cujas medidas se apresentam na Tabela 8.

Tabela 8 - Geometria e propriedades mecânicas do perfil escolhido

A	B	C	E	F	Espessura	área	$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$	Peso
mm						$mm^2$	$mm^4$			Kg/m
66	70	45	33	68.5	1.5	834	6,04E+06	6,46E+05	6,69E+06	6.56

Caso a utilização de um só perfil não seja suficiente para responder às solicitações é possível vir a combinar-se dois destes perfis de modo a atingir uma maior resistência.

As formas possíveis de fazer essa combinação será apresentada abaixo.

#### 4.3 Avaliação da melhor forma de combinar dois perfis

Depois de otimizada a geometria do perfil pretende-se testar a melhor maneira de combinar dois deles e perceber de que maneira se consegue o aumento máximo na resistência dos mesmos.

Estes perfis podem ser combinados de três maneiras. A primeira é juntando as através da face anteriormente definida por "E", a segunda é através da face "A" e a terceira será em série apresentada na Figura 4-11.

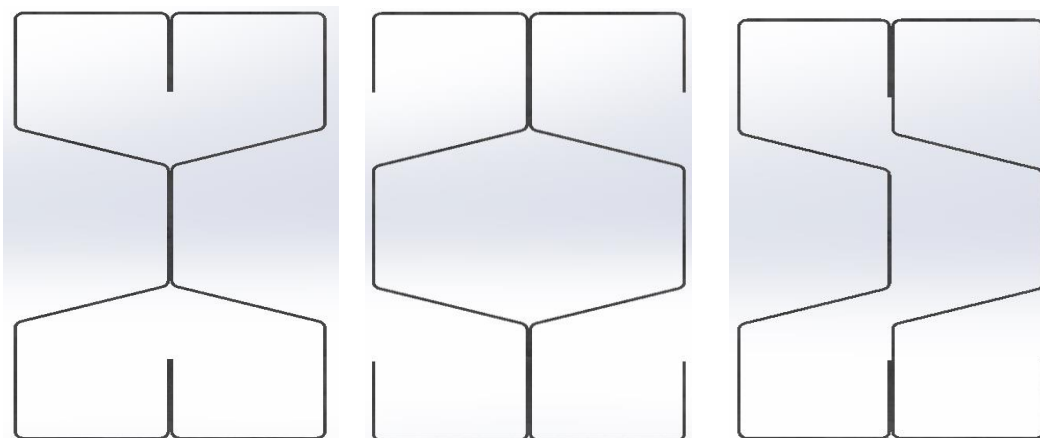


Figura 4-11 - Combinação em "E" (esquerda), em "A" (centro) e em série (direita)

Na Figura 4-12 apresenta-se a comparação dos momentos entre as 3 formas de combinar os perfis SIGMA e também comparando com o perfil de referência “C”.

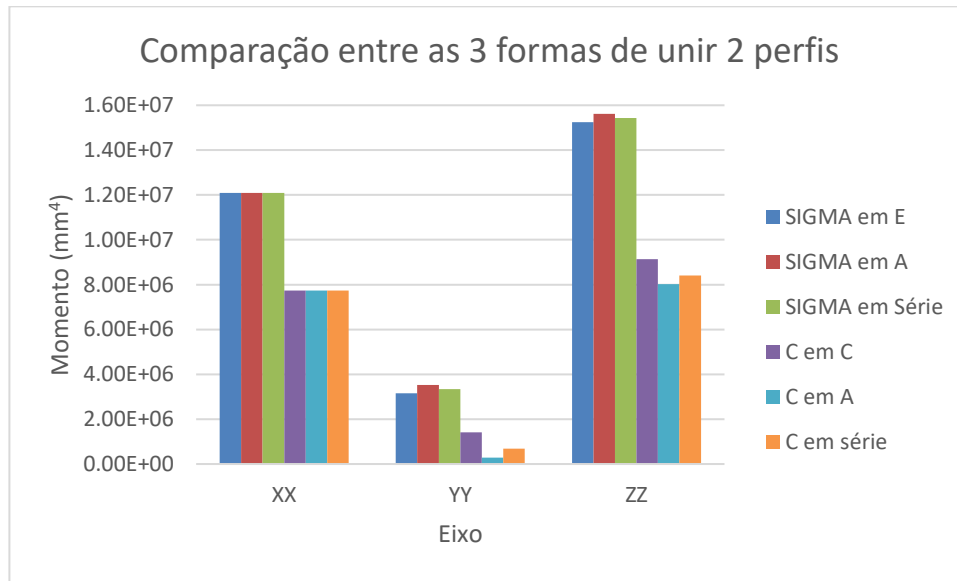


Figura 4-12 - Comparação entre as 3 formas de unir 2 perfis

Como se pode ver através da análise do gráfico a melhor maneira de unir dois perfis é através da face “A” uma vez que apresenta o mesmo momento em XX e maior momento tanto em YY como em ZZ no que diz respeito aos perfis SIGMA enquanto para perfis C seria na face “C”, uma vez que nesses perfis a face “E” não existe. As dimensões “B”, “C” e a altura total são, nesta comparação, iguais entre o C e o SIGMA.

No entanto essa configuração não permite a montagem de dois perfis uma vez que não há acesso às faces onde a junção seria feita.

Por essa razão, atualmente, quando existe a necessidade de juntar mais do que um perfil C essa junção é feita em série, que é a segunda melhor solução em abstrato, mas a melhor de entre as que permitem a montagem.

#### 4.3.1 Comparação entre juntar perfis SIGMA e perfis C

Sabendo qual a melhor maneira de juntar mais do que um perfil de cada tipo é necessário avaliar qual a diferença entre ambos os tipos de perfil.

Tabela 9 - Momentos de inércia e peso/m das melhores combinações possíveis para perfis SIGMA e C

Tipo de perfil	$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$	Peso
	mm <sup>4</sup>			Kg/m
SIGMA	1,21E+07	3,53E+06	1,56E+07	13,12

C	7,73E+06	6,83E+05	8,41E+06	8,11
---	----------	----------	----------	------

Avaliando a relação entre os momentos de um perfil e de outro em relação à massa é possível determinar, através da Tabela 10 que apenas em torno de XX a relação entre o momento de dois perfis SIGMA e dois perfis C não é maior do que a relação entre o peso de ambos.

Mais ainda se verifica que, principalmente em YY, dois perfis SIGMA são bastante melhores do que dois perfis C.

Tabela 10 - Relação entre diferentes combinações de perfis SIGMA e C

Nº de perfis	$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$	Peso
2 SIGMA vs 2 C	1,56	5,17	1,86	1,62
2 SIGMA vs 3 C	1,04	1,59	1,13	1,08

Quando se compara os mesmo dois perfis SIGMA com três perfis C associados em série o peso por metro fica muito semelhante, mas os dois perfis SIGMA comportam-se, não com tanta diferença como acontecia em relação aos dois perfis C, mas ainda assim melhor do que três perfis C.

#### 4.4 Diferentes espessuras

O raio de curvatura entre as diferentes faces não é dependente da espessura da chapa, como será explicado em 4.7. Apresentam-se na Tabela 11 os momentos, raios e peso por metro dos perfis para as diferentes espessuras. Ainda que o valor ideal de "F" para a espessura de 1,5mm para que este valor seja igual em todas as espessuras utilizar-se-á o valor máximo para a maior espessura, a de 3mm, ou seja um "F" de 67mm.

Tabela 11 - Características do perfil SIGMA para as diferentes espessuras

A	B	C	E	F	Espessura	Raios Internos	$I_{x-x}$	$I_{y-y}$	$I_{z-z}$	Peso
mm						mm <sup>4</sup>				Kg/m
66	70	45	33	67	1,5	4	6,00E+06	6,28E+05	6,62E+06	6,50
66	70	45	33	67	2,0	4	7,91E+06	8,25E+05	8,74E+06	8,62
66	70	45	33	67	2,5	4	9,79E+06	1,02E+06	8,07E+05	10,73
66	70	45	33	67	3,0	4	1,16E+07	1,20E+06	1,28E+07	12,81

#### 4.5 Perfil concorrente MADREMAX

O perfil concorrente MADREMAX é baseado num perfil ómega e não num perfil SIGMA como o que está a ser estudado.

Tabela 12 – Características do perfil concorrente MADREMAX (espessura = 1,5mm)

Espessura	$I_{Y-Y}$	$I_{Z-Z}$	Peso
mm	mm <sup>4</sup>		Kg/m
1,5	3,73E+0,6	3,45E+0,6	6,27

Como se observa na Tabela 12 este tipo de perfil é mais equilibrado entre os eixos YY e ZZ apresentando melhor performance em YY mas menos boa em ZZ quando comparado com 1 perfil individual do tipo que está a ser testado.

#### 4.6 Perfil LSF vs coluna em aço pesado

Na atualidade a maior parte dos armazéns contruídos utilizam colunas de aço pesado, ainda, nas suas paredes exteriores. O objetivo do desenvolvimento de um perfil autoportante, neste caso SIGMA, não tem apenas como objetivo substituir perfis C mas também, se possível, substituir a construção em aço pesado nas colunas.

Para isso é necessário avaliar a competitividade de uma coluna construída através dos perfis trabalhados anteriormente quando comparada com uma de aço pesado também. Isso será feito neste capítulo.

Falando com a empresa AlfaSteel foram identificados os tipos de coluna mais utilizados pela mesma nos projetos atuais como sendo do tipo IPE, especialmente o 300, ou HEA, neste caso o 200, sendo que está sempre dependente do tipo e tamanho do edifício em questão.

Tabela 13 - Momentos de inércia e peso por metro para coluna de aço pesado

Aço pesado	$I_{X-X}$	$I_{Y-Y}$	$I_{Z-Z}$	Peso
	mm <sup>4</sup>			Kg/m
IPE 240	3,89E+07	2,84E+06	4,18E+07	30,7
IPE 300	8,36E+07	6,04E+06	8,96E+07	42,2
HEA 200	3,69E+07	1,37E+07	na	42,3
HEA 240	7,76E+07	2,77E+07	na	60,3



Na Tabela 13 apresentam-se os momentos e pesos para dois tamanhos de cada um dos dois tipos de colunas de aço pesado mais utilizados. Estes valores serão utilizados na comparação com os perfis mais à frente.

#### 4.7 Processo de perfilagem

No que toca à efetiva construção do perfil a que se chegou depois do trabalho dos capítulos anteriores é importante ter bem presente as condicionantes do processo de fabrico (perfilagem) antes de proceder à cotagem.

Uma perfiladora permite trabalhar com uma tolerância que não deve ser mais apertada do que  $\pm 0.5$  mm e as medições não devem ser efetuadas a um mínimo de 300 mm da zona onde o perfil foi cortado devido ao retorno elástico que se verifica nessa posição. (Souto, no date)

Para se obter perfis através de chapa metálica o processo que se usa normalmente é a perfilagem. Estes perfis podem ser tubos de várias secções, perfis “U”, “Z”, etc.

Neste processo faz-se passar uma chapa plana por uma sequência de rolos que a vão fazendo aproximar-se gradualmente da forma final pretendida, sendo utilizado para peças cujo perfil é constante e apresentam grande comprimento e grandes séries de produção. (Duarte Vintena, 2014)

Normalmente o produto final tem uma secção constante, mas, em linhas de produção mais complexas é possível obter peças com secção variável. (Souto, no date)

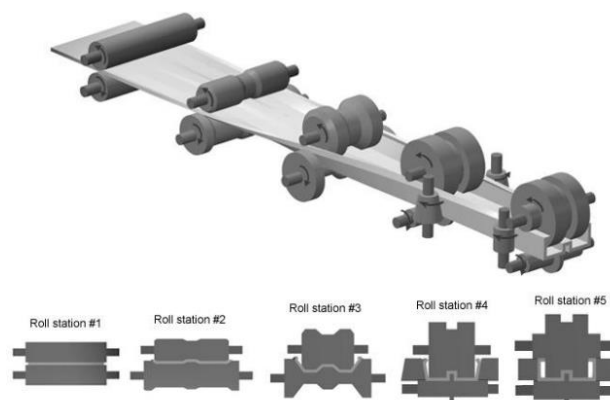


Figura 4-13 - Exemplo de perfilagem de um Perfil

(Duarte Vintena, 2014)

Em processos de conformação de chapa nunca é possível atingir arestas vivas pelo que existe sempre um raio de concordância entre faces.

Desenvolvimento de perfil metálico autoportante para construção metálica modular leve

No que toca a esse raio de concordância, segundo a empresa VLB Group, fabricante da perfiladora que se pretende utilizar, não deve ser menor do que a espessura da chapa.

Por outro lado, caso se pretenda que a mesma linha de perfilagem trabalhe chapas de diferente espessura é recomendável que o raio seja o mesmo para todas as espessuras uma vez que uma alteração desse tipo implicaria a mudança de alguns dos rolos da perfiladora, parte referida na Figura 4-14 como “Roll Forming Mill”.

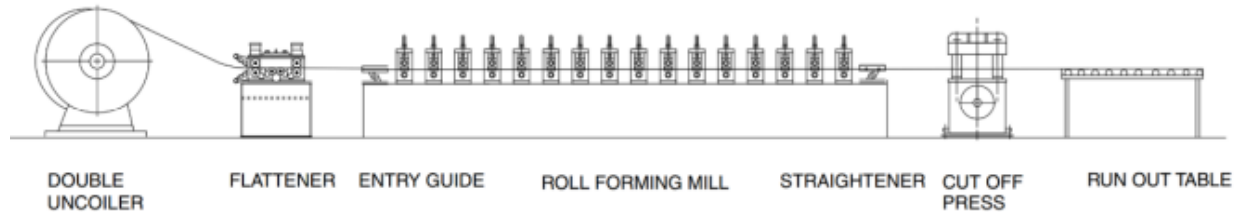


Figura 4-14 - Esquema da disposição de uma perfiladora  
(Souto, no date)

Para respeitar isto utilizar-se-á raios de 4mm que é 1.33x a maior espessura e será aplicado a todas as espessuras a trabalhar.

Qualquer medição deve ser efetuada a um mínimo de 300 mm da zona de corte devido a deformações que ocorrem em torno da mesma como se observa na Figura 4-15.

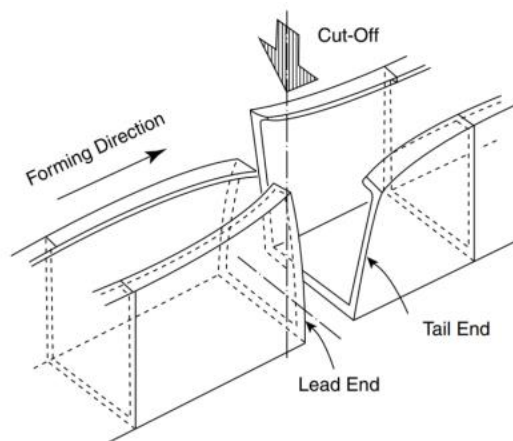


Figura 4-15 – Esquema da zona de corte  
(Souto, no date)

Esta zona é aquela onde, à saída da perfiladora, os segmentos são cortados com o comprimento pretendido.

#### 4.8 Cotagem dos desenhos técnicos

Os desenhos técnicos apresentados abaixo correspondem aos três tipos de perfil utilizados, de 70, 100 e 120 mm de largura respectivamente.

Em todos os desenhos é indicado que a geometria neles apresentada é válida para as 4 espessuras a ser trabalhadas (1,5; 2,0; 2,5 e 3,0 mm).

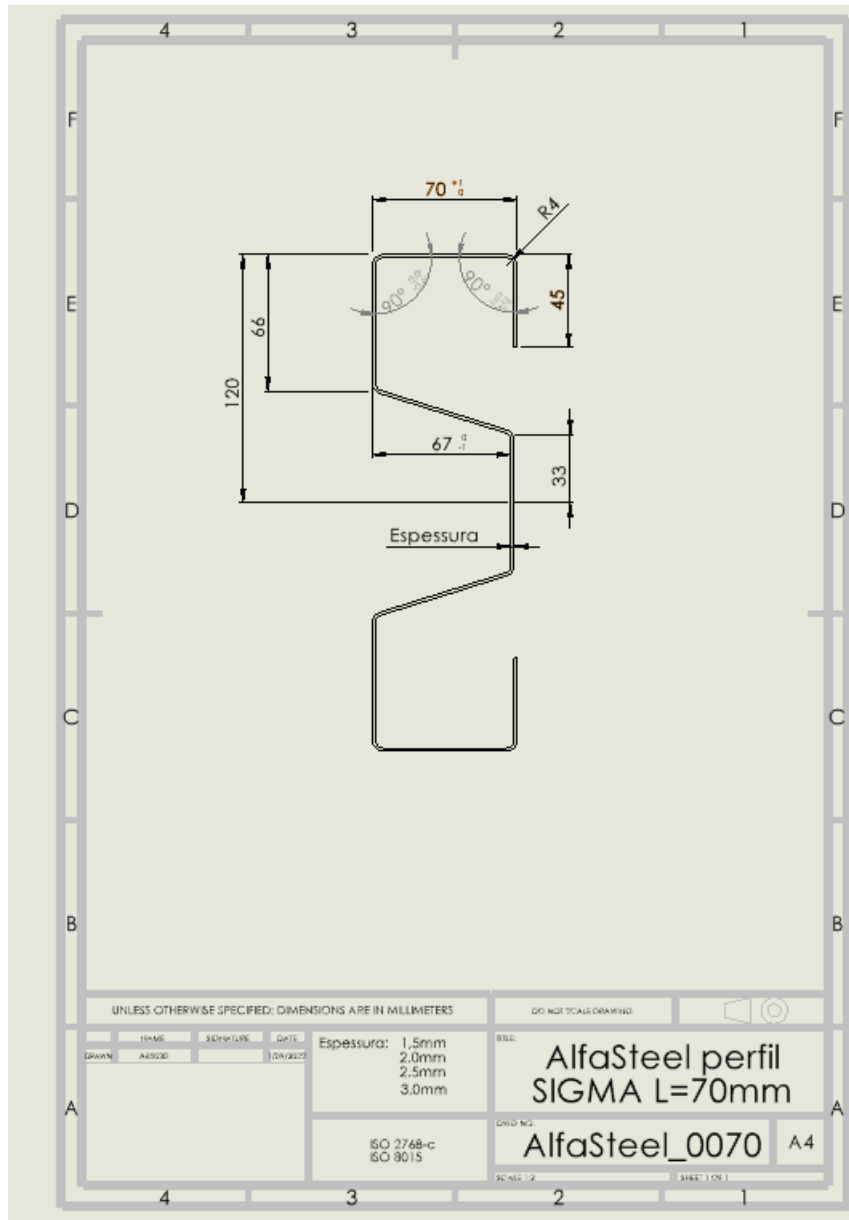


Figura 4-16 - Desenho técnico perfil Largura = 70 mm

Todos os desenhos estão apresentados numa folha A4 e à escala 1:2.

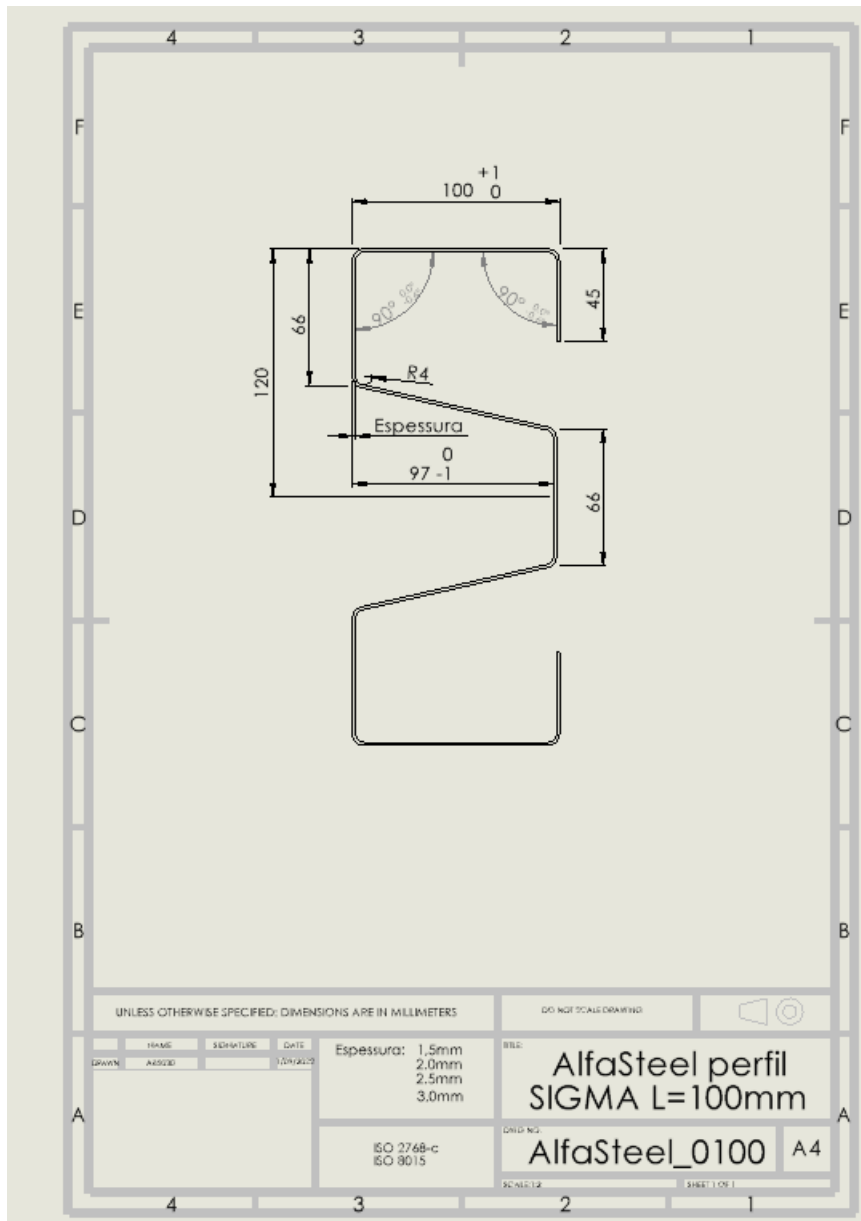


Figura 4-17 - Desenho técnico perfil de Largura = 100 mm

Todos os perfis são simétricos em torno do eixo XX. Significa isto que todas as cotas apresentadas na parte superior do perfil são as mesmas na parte inferior.

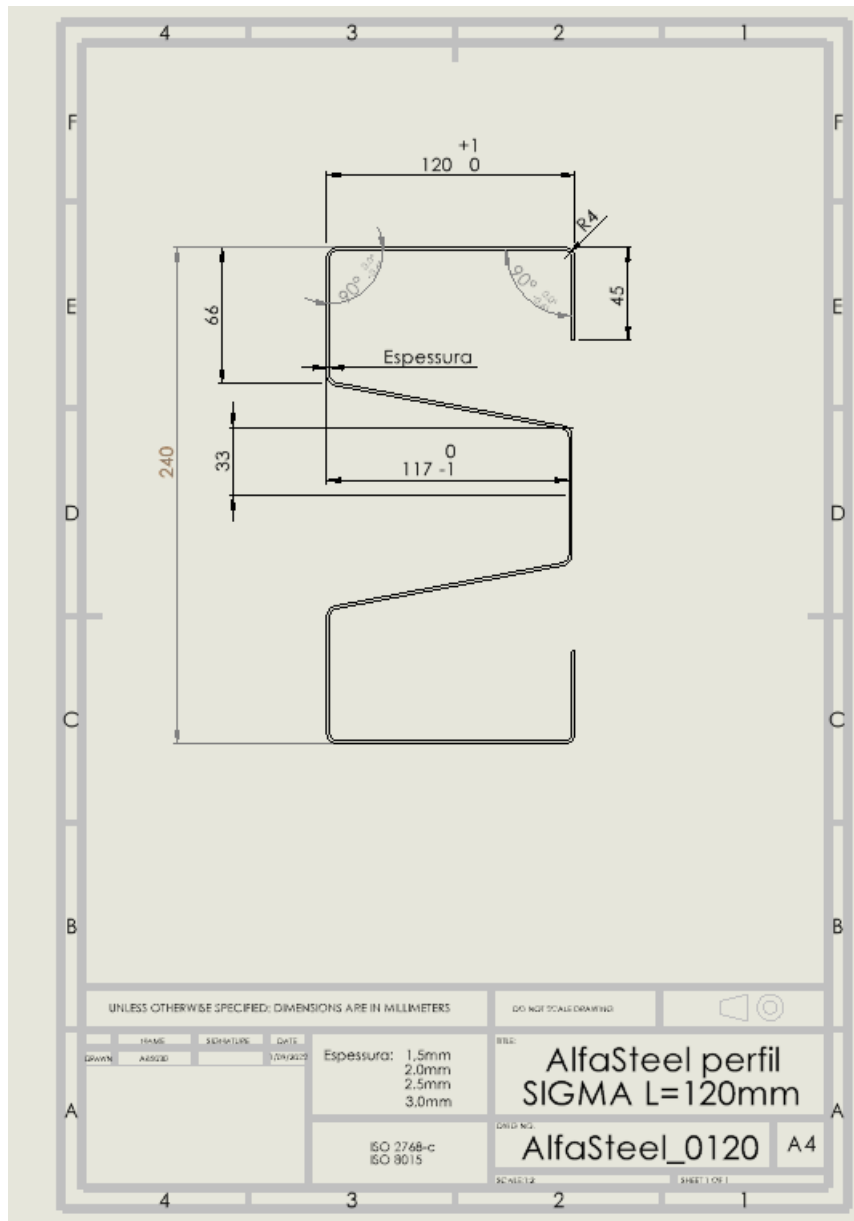


Figura 4-18 - Desenho técnico do perfil de Largura = 120 mm

A cada desenho técnico é necessário aplicar um toleranciamento geral e, caso seja necessário, cotas específicas em zonas onde isso se justifique.

Neste caso, como se pode observar nas legendas foi aplicada uma classe “c” grosseira. Foi escolhida esta classe devido às características do processo de perfilagem explicadas anteriormente que estabelecem tolerância mínima que a perfiladora consegue atingir em 0.5mm.

Apenas se coloca uma cota específica com o desvio menor do que o toleranciamento geral numa face em que a cota nominal não pode ser nunca ultrapassada ficando isso definido na cotagem.

Classe de Tolerância		Afastamentos admissíveis para intervalo de dimensões básicas					
		Acima de 0,5 Até 3	Acima de 3 Até 6	Acima de 6 Até 30	Acima de 30 Até 120	Acima de 120 Até 400	Acima de 400 Até 1000
Designação	Descrição						
f	fino	± 0,05	± 0,05	± 0,1	± 0,15	± 0,2	± 0,3
m	médio	± 0,1	± 0,1	± 0,2	± 0,3	± 0,5	± 0,8
c	grosso	± 0,2	± 0,3	± 0,5	± 0,8	± 1,2	± 2
v	muito grosso	---	± 0,5	± 1	± 1,5	± 2,5	± 4

Figura 4-19 - Classes de toleranciamento geral

(Arlindo Silva et al., 2004)

A mesma classe é aplicada aos ângulos de 90 graus presentes no perfil.

Como acontece numa das faces também esses ângulos não podem ultrapassar o valor nominal. Esta condição põe-se para que não seja excedido o envelope dentro do qual o perfil foi desenvolvido para caber.

Classe de Tolerância		Afastamentos admissíveis para intervalos de comprimentos, em milímetros, do menor lado do ângulo correspondente				
		Até 10	Acima de 10 Até 50	Acima de 50 Até 120	Acima de 120 Até 400	Acima de 400
Designação	Descrição					
f	fino	± 1°	± 0°30'	± 0°20'	± 0°10'	± 0°5'
m	médio					
c	grosso	± 1°30'	± 1°	± 0°30'	± 0°15'	± 0°10'
v	muito grosso	± 3°	± 2°	± 1°	± 0°30'	± 0°15'

Figura 4-20 - Classes de toleranciamento geral, ângulos

(Arlindo Silva et al., 2004)

#### 4.9 União dos perfis segundo o Eurocódigo 3

A forma como se procede à união de dois perfis é muito importante, uma vez que é necessário que os dois perfis unidos se comportem como se fossem uma estrutura só, de forma a corresponder aos cálculos efetuados anteriormente.

Para chegar a esses resultados é necessário consultar o Eurocódigo 3 -Projecto de estruturas de aço Parte 1-8 : Projeto de ligações.

Contudo o tipo e quantidade de parafusos necessários, como se vê na análise da norma, depende do carregamento a que a estrutura está sujeita e neste trabalho está a ser abordada a forma do perfil e não uma estrutura de edifício completa.

Isto significa que não existem cargas a atuar sobre estes perfis e, por isso, não é possível chegar a um número e tipo de parafusos definido.

Para ultrapassar esse problema aqui será abordado o procedimento a seguir, de acordo com a norma, quando este perfil, de facto, se incluir numa estrutura.

#### 4.9.1 Generalidades

No seguimento da norma são considerados apenas parafusos normalizados cujas classes são apresentadas na Figura 4-21.

Classe do parafuso	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

Figura 4-21 - Valores nominais da tensão de cedência,  $f_{yb}$ , e da tensão de rotura à tração,  $f_{ub}$ , para parafusos em função da sua classe  
(Portuguesa, 1993)

#### 4.9.2 Categorias de ligações aparafusadas

As ligações aparafusadas dividem em dois tipos, as ligações ao corte e as ligações tracionadas.

Por sua vez estes dois tipos podem ainda dividir-se em cinco categorias.

As ligações ao corte dividem-se em três categorias (Categoria A: Ligação resistente ao esmagamento; Categoria B: Ligação resistente ao escorregamento no estado limite de utilização; Categoria C: Ligação resistente ao escorregamento no estado limite último) e as ligações tracionadas em duas categorias (Categoria D: Ligações não pré-esforçadas; Categoria E: Ligações pré-esforçadas).

Os critérios e algumas observações para cada uma das categorias apresentam-se na Figura 4-22.

Categoria	Crítérios	Observações
<b>Ligações ao corte</b>		
A resistente ao esmagamento	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Não é necessário qualquer pré-esforço. Poderão utilizar-se as classes de parafusos 4.6 a 10.9.
B resistente ao escorregamento no estado limite de utilização	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados das classes 8.8 ou 10.9. Para a resistência ao escorregamento no estado limite de utilização, ver 3.9.
C resistente ao escorregamento no estado limite último	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $\Sigma F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados das classes 8.8 ou 10.9. Para a resistência ao escorregamento no estado limite último, ver 3.9. $N_{net,Rd}$ , ver 3.4.1(1) c).
<b>Ligações à tracção</b>		
D não pré-esforçada	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Não é necessário qualquer pré-esforço. Poderão utilizar-se as classes de parafusos 4.6 a 10.9. $B_{p,Rd}$ , ver o Quadro 3.4.
E pré-esforçada	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados das classes 8.8 ou 10.9. $B_{p,Rd}$ , ver o Quadro 3.4.
O valor de cálculo do esforço de tracção, $F_{t,Ed}$ , deverá incluir qualquer eventual força devida ao efeito de alavanca, ver 3.11. Os parafusos solicitados simultaneamente a esforço de corte e a esforço de tracção deverão satisfazer também os critérios indicados no Quadro 3.4.		

Figura 4-22 - Tabela dos requisitos e observações para as categorias de ligações aparafusadas  
(Portuguesa, 1993)

É necessário escolher o tipo de ligação que se irá utilizar em função dos carregamentos que atuam sobre os corpos que se pretende ligar.

Neste caso a função dos parafusos será impedir que haja um afastamento entre os dois perfis de modo a impedir encurvadura precoce dos mesmos. Não irão estar sujeitos a esforços de corte, apenas tração e esmagamento, porque ambos os perfis a unir estarão a sofrer o mesmo carregamento na mesma direção e sentido não havendo movimento de escorregamento entre si.

#### 4.9.3 Disposição dos furos para os parafusos

Devido ao formato do perfil o local onde o aparafusamento irá acontecer tem uma largura máxima de 65mm.

As possíveis disposições dos parafusos apresentam-se na Figura 4-23.



Desenvolvimento de perfil metálico autoportante para construção metálica modular leve

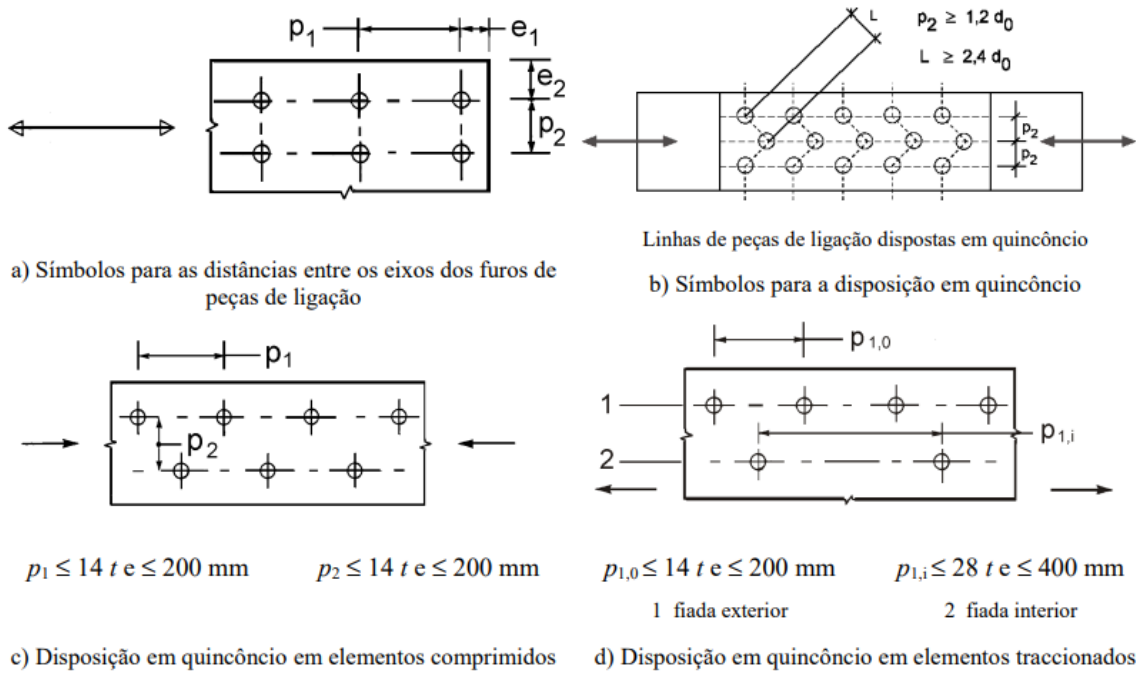


Figura 4-23 - Representação gráfica das disposições possíveis dos parafusos  
(Portuguesa, 1993)

Como se pode ver na Figura 4-24 presente no eurocódigo a disposição dos parafusos depende do tipo de estrutura em que estão inseridos.

Distâncias e entreeixos, ver a Figura 3.1	Mínimo	Máximo <sup>1) 2) 3)</sup>		
		Estruturas feitas de aços respeitando a EN 10025 com exceção dos aços respeitando a EN 10025-5		Estruturas feitas de aços conformes à EN 10025-5
		Aço exposto à atmosfera ou a outras influências corrosivas	Aço não exposto à atmosfera ou a outras influências corrosivas	Aço utilizado sem protecção
Distância à extremidade $e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		O maior dos valores $8t$ ou 125 mm
Distância ao bordo lateral $e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		O maior dos valores $8t$ ou 125 mm
Distância $e_3$ para furos ovalizados	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>			
Distância $e_4$ para furos ovalizados	$1,5d_0$ <sup>4)</sup>			
Distância entre eixos $p_1$	$2,2d_0$	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t_{\min}$ ou 175 mm
Distância entre eixos $p_{1,0}$		O menor dos valores $14t$ ou 200 mm		
Distância entre eixos $p_{1,i}$		O menor dos valores $28t$ ou 400 mm		
Distância entre eixos $p_2$ <sup>5)</sup>	$2,4d_0$	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t_{\min}$ ou 175 mm

1) Não existem valores máximos tanto para as distâncias entre eixos dos furos como para as distâncias à extremidade e ao bordo lateral, excepto nos seguintes casos:  
– para elementos comprimidos a fim de evitar a encurvadura local e impedir a corrosão dos elementos expostos (os valores limites são fornecidos neste Quadro); e  
– para elementos traccionados expostos a fim de impedir a corrosão (os valores limites são fornecidos neste Quadro).

2) A resistência ao enfunamento local da chapa comprimida entre as peças da ligação deverá ser calculada de acordo com a EN 1993-1-1, utilizando  $0,6 p_1$  para comprimento de encurvadura. Não é necessário verificar o enfunamento local entre as peças de ligação no caso de  $p_1/t$  ser inferior a  $9\epsilon$ . A distância ao bordo lateral não deverá exceder os requisitos relativos ao enfunamento para um elemento saliente de uma peça comprimida, ver a EN 1993-1-1. A distância à extremidade não é afectada por este requisito.

3)  $t$  espessura da peça exterior ligada de menor espessura.

4) Os limites das dimensões dos furos ovalizados são indicados em 1.2.7 - Norma de referência, Grupo 7.

5) Para linhas de peças de ligação dispostas em quincôncio, poderá utilizar-se um espaçamento mínimo entre linhas de  $p_2 = 1,2d_0$ , desde que a distância mínima,  $L$ , entre quaisquer duas peças de ligação seja igual ou superior a  $2,4d_0$ , ver a Figura 3.1b).

Figura 4-24 - Distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos  
(Portuguesa, 1993)

#### 4.9.4 Guia para cálculo da resistência de um parafuso

Nesta fase é calculado o esforço ao qual cada parafuso é capaz de resistir.

Quando se dimensiona a estrutura deverá dividir-se o carregamento total pelos valores obtidos nesta fase para se saber quantos parafusos serão necessários.

A Figura 4-25 apresenta um excerto da tabela presente no Eurocódigo 3 Parte 1-8 correspondente apenas aos esforços a que os parafusos serão sujeitos neste caso (Portuguesa, 1993).

<p>Resistência ao esmagamento 1), 2), 3)</p>	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <p>em que <math>\alpha_b</math> é o menor dos valores <math>\alpha_d</math>, <math>\frac{f_{ub}}{f_u}</math> e 1,0;</p> <p>na direcção de transmissão dos esforços:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- para parafusos de extremidade: <math>\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}</math></li> <li>- para parafusos interiores: <math>\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}</math></li> </ul> <p>perpendicularmente à direcção de transmissão dos esforços:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- para parafusos de extremidade: <math>k_1</math> é o menor dos valores <math>2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7</math>; <math>1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7</math> e 2,5</li> <li>- para parafusos interiores: <math>k_1</math> é o menor dos valores <math>1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7</math> e 2,5</li> </ul>
<p>Resistência à tracção<sup>2)</sup></p>	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>em que <math>k_2 = 0,63</math> para parafusos com cabeça de embeber, nos outros casos <math>k_2 = 0,9</math></p>

Figura 4-25 - Valor de cálculo da resistência individual de peças de ligação solicitadas à tracção e esmagamento (Portuguesa, 1993)

#### 4.9.5 Os parafusos

A espessura de ligação entre os dois perfis a unir e o parafuso propriamente dito varia entre os 3mm e os 6mm de acordo com a espessura de perfil que se está a unir. Estes parafusos deverão ser autoperfurantes e autoroscantes tratando-se de uma ligação metal a metal. Para este tipo de ligação utilizam-se parafusos de aço galvanizado com broca.

No que ao comprimento diz respeito, este deve ser de 9 a 13 mm acima da espessura total das chapas a unir deixando visíveis pelo menos duas a três voltas de rosca para além da fixação (Parafusos, 2021).

O diâmetro do parafuso a utilizar também varia proporcionalmente à espessura total da união de acordo com a Figura 4-26.

Diâmetro	Espessura total das chapas a unir
Ø3,5	até 2,8 mm
Ø3,8 ou Ø4,2	até 3,5 mm
Ø4,8	até 4,5 mm
Ø5,5 ou Ø6,3	até 6 mm

Figura 4-26 - Tabela de diâmetros de parafuso em função da espessura a unir (Parafusos, 2021)

Desenvolvimento de perfil metálico autoportante para construção metálica modular leve

Quanto aos parafusos em si a Futureng recomenda o parafuso de cabeça sextavada SFS SD6-H15 Ø5,5 x 22 mm para espessuras até 6mm.

**SFS** intec



Figura 4-27 - Parafuso SFS SD6-H15

## 5. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DOS PERFIS ESTUDADOS

Depois de atingidas boas geometrias de perfil do ponto de vista dos momentos de inércia dos mesmos passa-se à fase de calcular a carga que uma coluna é capaz de suportar em função da altura que se pretende utilizar.

### 5.1 Teoria da encurvadura

Antes de se avançar para os cálculos é necessário que se perceba a teoria por trás desses cálculos.

A encurvadura, ou buckling em inglês, é um fenómeno que pode ocorrer quando um objeto esbelto é sujeito a forças de compressão e existe um deslocamento lateral em relação à força aplicada como ilustrado na Figura 5-1.

Um objeto esbelto tem esse nome quando apresenta uma elevada relação entre a sua altura e a sua largura. Quanto mais esbelto é o componente mais tendência terá para a encurvadura.



Figura 5-1 - Coluna sujeita a encurvadura - Exemplo  
(Beer, 2000)

Outro fator que afeta consideravelmente a encurvadura são as condições de fronteira, isto é, a forma como o componente a analisar está conetado ao resto da estrutura.

Verifica-se que a força necessária para que exista encurvadura varia com um fator de 4 apenas modificando este constrangimento. (Akin, 2009)

## 5.2 Cálculos à encurvadura

Para a execução dos cálculos é necessário estabelecer a que condições de fronteira estará sujeito o perfil durante a sua utilização.

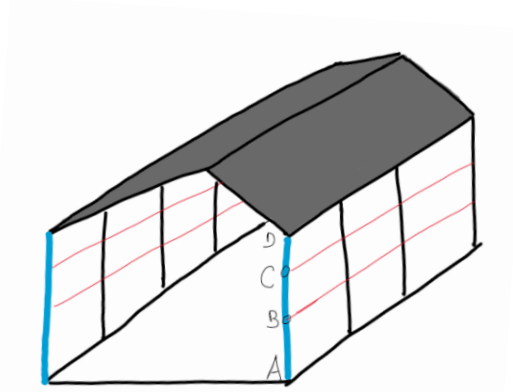


Figura 5-2 - Esboço da estrutura de um armazém

Na aplicação deste perfil para funcionar como coluna num armazém de estrutura semelhante ao esboço apresentado na Figura 5-2, será da forma assinalada a azul, entre o ponto A e o ponto B. Estas colunas têm suportes horizontais (assinalados a vermelho).

No ponto A, a coluna estará encastrada. Nos pontos B, C e D deve considerar-se que está articulada. O carregamento vertical é feito pela estrutura do teto e as ligações horizontais entre colunas garantem uma articulação em cada ponto de ligação (B e C neste exemplo).

Estas condições são necessárias para a escolha correta da equação de cálculo da carga máxima suportada pela coluna.

Passando do esboço de armazém para um diagrama de corpo livre a configuração será como mostra a Figura 5-3.

Tendo a coluna 4 apoios é necessário tratar a sua encurvadura por secções. Na secção inferior trata-se de uma coluna encastrada-articulada e nas secções superiores de uma coluna bi-articulada com  $n=2$ , sendo  $n$  o número de apoios horizontais.

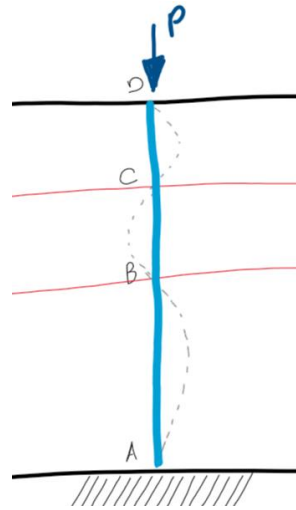


Figura 5-3 – Diagrama de corpo livre de coluna com uma extremidade encastrada uma extremidade articulada e dois apoios articulados intermédios  
(Beer, 2000) (Superioi and Calado, 1994)

### 5.2.1 Carga crítica da coluna

Para o cálculo da encurvadura de uma coluna deste tipo deve calcular-se as duas partes diferentes, comparar a carga crítica para cada uma destas partes e prosseguir com a que retornar o valor mais baixo.

Para este cálculo utilizam-se variações da fórmula de Euler. Para a secção entre o ponto A e o ponto B utiliza-se a expressão (5-1).

$$P_{cr} = 2.05 * \frac{\pi^2 E I}{L_{FL}^2} \quad (5-1)$$

Para as secções entre B e D utiliza-se a expressão (5-2).

$$P_{cr} = 4 * \frac{\pi^2 E I}{(L_{FL})^2} \quad (5-2)$$

Na equação (5-2) o fator 4 está relacionado com os comprimentos a calcular. Caso se esteja a calcular o segmento B-C ou C-D individualmente não se utiliza esse fator e o comprimento de encurvadura será 1650mm (neste caso). Caso se calcule diretamente B-D utiliza-se o fator 4 e o comprimento será 3300 mm

O perfil poderá, na teoria sofrer encurvadura em duas direções, no entanto sabe-se que, como a carga crítica depende do momento de inércia, apenas poderá acontecer na direção em que ele é menor. Isto significa que apenas é necessário calcular a carga crítica, para cada uma das geometrias, ao longo do eixo YY.

Para efeito destes cálculos será utilizado um armazém com altura de parede lateral (exterior) de 5 metros com 2 suportes distribuídos equitativamente. Utiliza-se 5 metros para a altura total da coluna apenas como exemplo prático para efetuar os cálculos de modo a obter uma comparação de fácil entendimento.

O valor de módulo de elasticidade utilizado para o aço será de 200GPa.

Tabela 14 - Carga crítica à encurvadura para as várias geometrias estudadas de LSF

Nº de perfis combinados	Espessura da chapa	Largura total	Peso	Módulo de elasticidade	Altura total	$I_{y-y}$	Carga Crítica ( $P_{cr}$ )
-	mm		Kg/m	GPa	mm	mm <sup>4</sup>	ton
1	1,5	70	6,50	200	5000	6,28E+05	45,50
1	2	70	8,62	200	5000	8,25E+05	59,83
1	2,5	70	10,73	200	5000	1,02E+06	73,77
1	3	70	12,81	200	5000	1,20E+06	87,33
2	1,5	140	13,00	200	5000	3,43E+06	248
2	2	140	17,24	200	5000	4,56E+06	330
2	2,5	140	21,45	200	5000	5,68E+06	412
2	3	140	25,62	200	5000	6,81E+06	493

Calcula-se também a carga crítica para as quatro diferentes colunas de aço pesado apresentadas na Tabela 13.

Tabela 15 - Carga crítica à encurvadura para as várias colunas de aço pesado

Tipo de coluna	Largura total	Peso	Módulo de elasticidade	Altura	$I_{y-y}$	Carga Crítica ( $P_{cr}$ )
-	mm	Kg/m	GPa	mm	mm <sup>4</sup>	ton
IPE 240	120	30,7	200	5000	2,84E+06	206
IPE 300	150	42,2	200	5000	6,04E+06	438
HEA 200	200	42,3	200	5000	1,37E+07	993
HEA 240	240	60,3	200	5000	2,77E+07	2008

Quando uma coluna é suscetível de sofrer de encurvadura, a carga à qual esse fenómeno acontece é sempre menor do que a carga teórica máxima suportada à compressão.

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (5-3)$$

Por exemplo, para a primeira geometria da Tabela 14 a força crítica à compressão caso se ignorasse a encurvadura, calculada através da equação (5-3) seria de muito mais elevada.



Naturalmente que em caso de erro na escolha da fórmula a utilizar para o cálculo da resistência da coluna as consequências podem ser bastante graves para a segurança da estrutura projetada.

### 5.3 Comparação da carga crítica colunas de aço pesado e de LSF

Para se saber realmente qual a solução mais vantajosa é necessário comparar a resistência absoluta, com certeza, mas também a resistência em função do peso. É exatamente isso que vai ser feito neste subcapítulo utilizando a carga crítica calculada em 5.2.1.

Tabela 16 - Relação entre carga crítica e peso para os tipos de colunas analisados

Largura	Tipo de coluna	Espessura da chapa	$I_{y-y}$	Carga crítica (ton)	Peso (Kg/m)	Relação carga / peso
140 mm	2 SIGMA	1,5mm	3,43E+06	248	13,00	19,12
	2 SIGMA	2,0 mm	4,56E+06	330	17,24	19,16
	2 SIGMA	2,5 mm	5,68E+06	412	21,45	19,21
	2 SIGMA	3,0 mm	6,81E+06	493	25,62	19,26
120 mm	IPE 240	na	2,84E+06	206	30,7	6,71
150 mm	IPE 300		6,04E+06	438	42,2	10,38
200 mm	HEA 200		1,37E+07	993	42,3	23,48
240 mm	HEA 240		2,77E+07	2 008	60,3	33,31
200 mm	2 SIGMA	1,5mm	8,15E+06	591	15,72	37,61
	2 SIGMA	2,0 mm	1,08E+07	785	20,86	37,63
	2 SIGMA	2,5 mm	1,35E+07	977	25,94	37,64
	2 SIGMA	3,0 mm	1,61E+07	1 167	30,98	37,66
240 mm	2 SIGMA	1,5mm	1,29E+07	935	17,57	53,22
	2 SIGMA	2,0 mm	1,73E+07	1 254	23,41	53,57
	2 SIGMA	2,5 mm	2,16E+07	1 565	29,15	53,68
	2 SIGMA	3,0 mm	2,59E+07	1 875	34,86	53,79

Comparando com as colunas de aço pesado mais utilizadas na AlfaSteel, observa-se que a relação varia bastante com o tamanho, contudo as de maiores dimensões não são diretamente comparáveis devido ao seu diferente tamanho.

Para colmatar esse problema fez-se alterar a geometria do perfil anteriormente apresentado utilizando os conhecimentos adquiridos nos capítulos anteriores e de forma a tirar partido de um envelope semelhante ao das colunas de aço pesado.

Esta alteração permite aproximar a carga em absoluto que a coluna de LSF é capaz de suportar das colunas de aço pesado e, como se observa na Tabela 16, fazê-lo com menos peso atingindo uma relação para o exemplo estudado que ronda as 19, 37 ou 53 ton/Kg dependendo da largura utilizada com os perfis perfilados vs entre 6 a 33 ton/Kg no caso do aço pesado.

### 5.3.1 Correlação entre Aço pesado e a coluna LSF que o deve substituir

Depois de analisadas as capacidades de carga de cada tipo de colunas estudadas para o exemplo utilizado é agora possível estabelecer uma relação

Analisando as relações carga/peso e o peso absoluto de cada uma das colunas na Tabela 16 podemos agrupar as que têm relações carga/peso semelhantes e analisar qual a melhor opção através do peso absoluto de cada uma.

Quando comparado com qualquer uma das quatro colunas de aço pesado as colunas do perfil de largura = 240 mm apresentam uma relação carga/peso no mínimo 1.6x superior sendo que o peso absoluto é cerca de 55% significando que para a mesma quantidade de material é capaz de suportar uma carga maior.

No caso das colunas de perfil de largura = 200 mm estas são as que mais se aproximam das colunas HEA 240 com relação carga/peso 12% melhor e, para a maior espessura, um peso absoluto de metade correspondendo a uma vantagem entre 5 e 10%.

Quanto às colunas de perfil de largura = 140 mm estas são apenas competitivas quando comparadas com colunas do tipo IPE 240 sendo que para a menor espessura (1,5 mm) são capazes de suportar 12% mais com cerca de 50% do material enquanto a maior espessura se compara mais com as colunas IPE 300 são igualmente cerca de 12% mais resistentes, mas desta vez com cerca de 65% do peso.

## 6. CONCLUSÕES

Neste capítulo apresentam-se as conclusões que se podem retirar do trabalho desenvolvido e apresenta-se uma indicação de trabalhos futuros a desenvolver sobre este tema.

### 6.1 Conclusão

No capítulo 3 foi possível saber as aplicações da tecnologia de aço ligeiro em estruturas onde se apresenta as suas principais vantagens e desvantagens.

No capítulo 4 precedeu-se à otimização do perfil dentro de envelope estabelecido tendo em conta o tipo de carregamento a que este deve ser sujeito quando aplicado na construção de estruturas servindo de coluna. A utilização como coluna, que implica o seu uso na vertical influencia as escolhas aquando do dimensionamento de algumas das faces.

Nesse mesmo capítulo apresenta-se também o processo de fabrico, a perfilagem, e a avaliação de melhor forma de unir mais do que um perfil seguindo o Eurocódigo 3.

O capítulo 5 apresenta a comparação entre o perfil criado e as colunas de aço pesado através de um exemplo onde se avalia a sua capacidade de resistência à encurvadura tendo em conta as condições de fronteira a que estaria sujeito aplicado na parede lateral de um armazém.

Analisando os dados desses dois últimos capítulos é possível observar que é possível fazer a substituição de aço pesado por perfis com a geometria atingida, mas, como se observa no quinto capítulo, cada tipo e tamanho de vigas de aço pesado é melhor substituído por um diferente tamanho de perfil.

Na maioria dos casos o perfil a aplicar ocupa o mesmo envelope da coluna que substitui, principalmente nas menores dimensões, reduzindo o peso, mas, para colunas de menores dimensões acaba por ser possível atingir os mesmos níveis de carga suportada não só com menos peso como também ocupando um envelope ligeiramente menor.

Pela análise da coluna referente à relação carga suportada / peso da viga presente na , é possível concluir que os perfis leves são capazes de substituir os de aço pesado sendo que, se conseguem melhorias entre os 30 e os 85 % e entre os 37 e os 100 % quando comparando

os perfis de largura 140 mm e 200 mm com as vigas do tipo IPE respetivamente. Perfis de largura 140 mm não comparam favoravelmente com as vigas do tipo HEA.

Conseguem-se melhorias entre 26 e 73 % e entre 29 e 83 % quando comparando os perfis de largura 200 mm e os de largura 240 mm com as vigas do tipo HEA respetivamente.

Quando comparadas as vigas IPE com os perfis de largura 200 e 240 mm apresentam melhorias entre 41 e os 115 %, que são melhorias significativas.

Conclui-se, portanto, que a substituição do aço pesado por perfis, especialmente os estudados, não só é possível como recomendável.

## **6.2 Trabalhos futuros**

O passo seguinte será a compra da máquina perfiladora por parte da empresa para que a produção dos perfis possa ser iniciada.

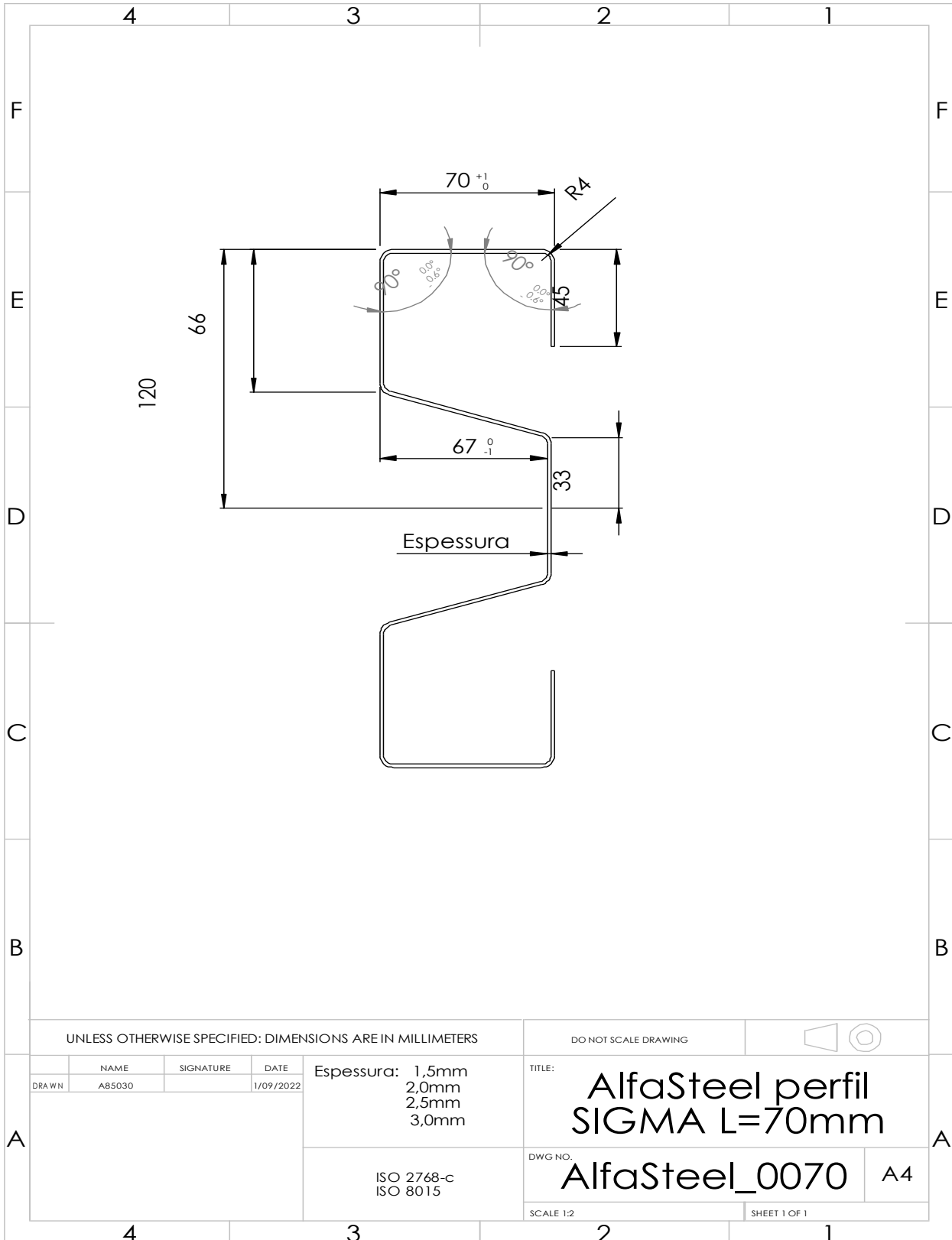
Os fabricantes da perfiladora estarão encarregues pelo projeto da mesma bem como de testar o seu funcionamento e garantir que esta é capaz de cumprir os requisitos do desenho.

Esta máquina estará preparada para funcionar com os perfis a que se chegou na execução deste trabalho e cujos desenhos técnicos estão em anexo.

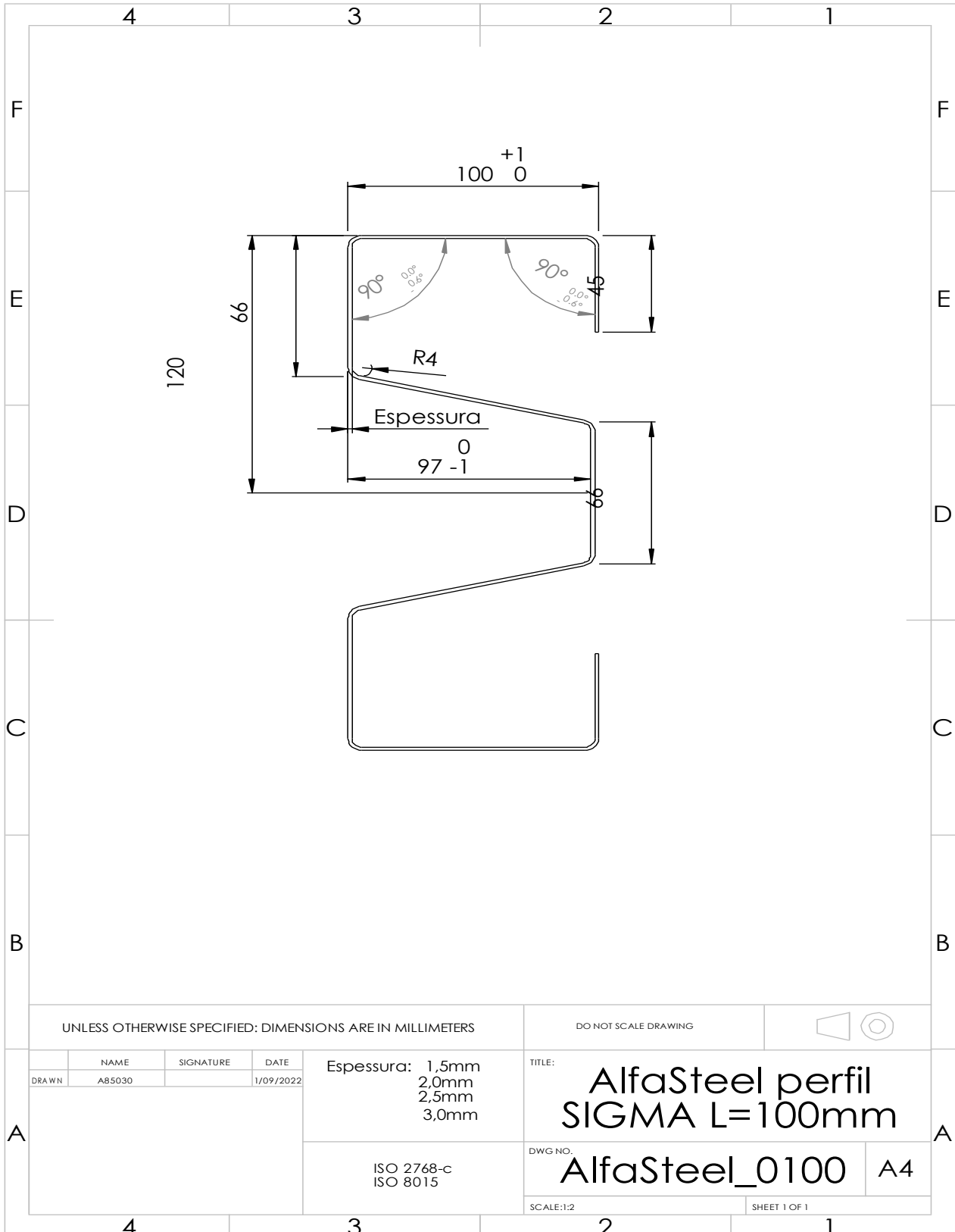
## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A História do Aço na Construção Civil* (no date) <https://www.gruposansolucoes.com/blog/a-historia-do-aco-na-construcao-civil>.
- Akin, J.E. (2009) 'Buckling Analysis'. Available at: <https://doi.org/10.2>.
- AlfaSteel (2018) <https://www.alfasteel.pt/>.
- Aplicações principais do LSF* (no date) <http://www.futureng.pt/aplicacoes-principais-do-lsf>.
- Arlindo Silva et al. (2004) *Desenho Técnico Moderno*. 12ª Edição. LIDEL.
- Beer, F.P. (2000) *Mecânica dos materiais (5a. ed.)*. Grupo A - AMGH.
- Branco, Fernando et al. (no date) *A EVOLUÇÃO DAS CONSTRUÇÕES*.
- Desempenho LSF* (no date) <http://www.futureng.pt/desempenho>.
- Dimensões de perfis estruturais* (no date) <http://www.futureng.pt/dimensoes-dos-perfis-estruturais>.
- Duarte Vintena, F. (2014) *OTIMIZAÇÃO DE PROCESSO PARA ESTAMPAGEM DE CHAPA*. <http://www.futureng.pt/baixo-peso> (no date).
- Light Steel Framing - Metawise* (no date) <https://metawise.pt/light-steel-framing/>.
- Momento de inércia de área* (2020) [https://pt.wikipedia.org/wiki/Momento\\_de\\_in%C3%A9rcia\\_de\\_%C3%A1rea](https://pt.wikipedia.org/wiki/Momento_de_in%C3%A9rcia_de_%C3%A1rea).
- Pao-Chi Chang, Alfred Swenson and Matthew Sherman (2020) 'Construction', *Britannica*. Available at: <https://www.britannica.com/technology/construction/additional-info#contributors> (Accessed: 4 April 2022).
- Parafusos* (2021) <http://www.futureng.pt/parafusos>.
- Portuguesa, N. (1993) *Eurocódigo 3-Projeto de estruturas de aço Parte 1-8: Projeto de ligações*. Available at: [www.ipq.pt](http://www.ipq.pt).
- Souto, C.D.S. (no date) *Fatigue Behavior of Cold Roll-Formed Z-Rails for Rack Structures*. Available at: <https://www.researchgate.net/publication/350029848>.
- Superioi, I. and Calado, L. (1994) *RESISTÊNCIA DE MATERIAIS :2 ESTABILIDADE DO EQUILÍBRIO ENCURVADURA*.
- THE PICTURE OF THE TAOIST GENII PRINTED* (no date).

**ANEXO 1 – DESENHO TÉCNICO DO PERFIL A PRODUZIR NA LARGURA DE 70**



**ANEXO 2 – DESENHO TÉCNICO DO PERFIL A PRODUZIR NA LARGURA DE 100MM**



**ANEXO 3 – DESENHO TÉCNICO DO PERFIL A PRODUZIR NA LARGURA DE 120MM**

