

# **Conceção e Desenvolvimento de um Sistema Estrutural para Construção Modular**

**MIGUEL ANDRÉ COSTA E SILVA**

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

---

Orientador: Professor Doutor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz

JULHO DE 2014

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

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

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

Aos meus pais

*"Believe you can and you're half way there"*

*Theodore Roosevelt*



## **AGRADECIMENTOS**

A realização deste trabalho não teria sido possível sem o contributo de algumas pessoas, a quem o autor pretende expressar a sua gratidão:

- Ao meu orientador, o professor Miguel Ferraz, por toda a disponibilidade demonstrada ao longo deste percurso. Pela orientação e conhecimentos transmitidos que foram um contributo imprescindível na realização deste trabalho e sem os quais o resultado final seria certamente bem diferente;
- Aos meus pais e à minha irmã por todos os sacrifícios que fizeram ao longo destes anos, pela confiança que sempre depositaram em mim e pela força que me transmitiram especialmente nas horas mais difíceis;
- Aos meus amigos por tudo o que passamos e vivemos neste percurso académico. Pelo apoio e companhia nas horas de estudo mais difíceis, pela amizade e alegria nos momentos de maior diversão que guardarei sempre comigo.



## **RESUMO**

O objetivo do presente trabalho é conceber e desenvolver um sistema estrutural para construção modular que seja adequado à exportação. Este sistema deverá ainda ser leve e simples o suficiente de modo a que a sua execução possa ser realizada por mão-de-obra menos qualificada e com recurso a equipamentos mais acessíveis.

Em primeiro lugar é definido com precisão o conceito de construção modular bem como a evolução histórica que este sofreu desde o seu aparecimento até à atualidade. Apresenta-se ainda um levantamento dos tipos de sistemas de construção modular atualmente disponíveis e dos materiais adequados para a sua execução.

Uma vez definidos os pressupostos iniciais, são analisadas as diversas fases de um projeto deste tipo, designadamente a produção em fábrica dos componentes, o transporte e a montagem no local da obra. Todos os condicionantes e objetivos em cada uma destas fases foram estudados e é detalhada a forma como cada um destes afeta a concepção da solução final.

O sistema desenvolvido consiste essencialmente em dois tipos de elementos: módulos de laje e módulos de parede. O primeiro tem como função receber as cargas dos pisos ou cobertura e transmiti-las diretamente aos módulos de parede, que, à imagem dos pilares de um edifício de betão armado, têm a função de transmitir as cargas dos pisos até às fundações.

Uma vez concebidos os elementos estruturais do edifício e quantificadas as ações para várias situações de carga relevantes procede-se ao dimensionamento dos mesmos. Foram criadas tabelas que permitem tornar o processo de dimensionamento mais expedito, passíveis de serem utilizadas por técnicos com reduzida experiência em estruturas de aço leve.

Por fim, para total compreensão deste sistema apresenta-se um exemplo prático de aplicação onde se foca o dimensionamento estrutural e a organização espacial dos elementos, através de esquemas tridimensionais.

**PALAVRAS-CHAVE:** Construção modular, Internacionalização, Concepção de um sistema estrutural, Análise estrutural, Estrutura de aço-leve.



## **ABSTRACT**

The purpose of this thesis is to conceive and fully develop a structural system for modular coordination suitable for exportation. This system should also be light and simple enough to be used by low-skilled labour and with low-cost equipment.

First and foremost, the concept of modular coordination is precisely defined, as well as its historical evolution. The different types of modular systems available nowadays are defined, along with the appropriate materials for its construction.

Once the initial premises were set, the different construction phases are examined, specifically the factory production of the elements, its transport and on site assembly. All the goals and constraints are analysed as well as the way they each shaped the final solution.

The structural system developed throughout this thesis consists mainly of two key elements: slab modules and wall modules. Slab modules have the purpose of bearing floor loads and conducting them through wall modules which, similarly to columns in a reinforced concrete building, will then have the job of conducting them straight to the foundations.

Once the structural elements were fully defined and the loads quantified for relevant situations, the structural elements were designed. To ensure that any engineer, even with little experience in cold-formed steel structures, could use this method, design tables were created, allowing an easy and prompt design in any kind of scenario.

Finally, it is presented a practical example where the focus was directed towards the design and spatial orientation of each element and concluded in three dimensional schemes of the final building.

**KEYWORDS:** Modular construction, Internationalization, Design of a structural system, Structural analysis, Light-steel frame.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	<b>III</b>
<b>RESUMO</b> .....	<b>V</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>VII</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1. MOTIVAÇÃO .....	1
1.2. OBJETIVOS E CONSIDERAÇÕES .....	1
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
<b>2 ENQUADRAMENTO GERAL</b> .....	<b>3</b>
<b>2.1. CONCEITO DE CONSTRUÇÃO MODULAR</b> .....	<b>3</b>
2.1.1. RACIONALIZAÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO .....	3
2.1.2. SISTEMA REFERENCIAL.....	4
2.1.3. SISTEMA MODULAR DE MEDIDAS .....	6
2.1.4. SISTEMA DE TOLERÂNCIAS E JUNTAS CONSTRUTIVAS .....	8
<b>2.2. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA</b> .....	<b>9</b>
2.2.1. ANTIGUIDADE.....	9
2.2.2. REVOLUÇÃO INDUSTRIAL .....	11
2.2.3. SÉCULO XX.....	12
<b>2.3. MATERIAIS E SISTEMAS DE CONSTRUÇÃO MODULAR</b> .....	<b>14</b>
2.3.1. TIPOS DE SISTEMAS MODULARES ATUAIS .....	14
2.3.2. MATERIAIS USADOS NA CONSTRUÇÃO MODULAR .....	16
<b>3 CONCEÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL</b> .....	<b>21</b>
<b>3.1. PROPÓSITO</b> .....	<b>21</b>
<b>3.2. CONDICIONANTES</b> .....	<b>22</b>
3.2.1. DIMENSÃO DOS CONTENTORES DE TRANSPORTE .....	23
3.2.2. DIMENSÕES DAS DIVISÕES DE UMA HABITAÇÃO .....	23
3.2.3. PÉS-DIREITOS MÍNIMOS ENTRE PISOS.....	25
<b>3.3. OBJETIVOS</b> .....	<b>26</b>
3.3.1. LIBERDADE ARQUITETÓNICA .....	26
3.3.2. PRODUÇÃO EM SÉRIE DOS ELEMENTOS .....	27
3.3.3. SIMPLIFICAÇÃO DO PROCESSO DE MONTAGEM.....	29

3.3.4. RACIONALIZAÇÃO DOS CUSTOS .....	30
3.3.5. ADEQUADA TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS .....	30
<b>3.4. MÓDULOS DE PAREDE .....</b>	<b>31</b>
3.4.1. MÓDULO INDIVIDUAL .....	31
3.4.2. TIPOS DE LIGAÇÃO ENTRE MÓDULOS .....	35
<b>3.5. MÓDULOS DE LAJE .....</b>	<b>37</b>
3.5.1. VIROC .....	37
3.5.2. MÓDULO INDIVIDUAL .....	38
3.5.3. LIGAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS .....	43
<b>3.6. SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO .....</b>	<b>44</b>
<b>3.7. SISTEMA ESTRUTURAL FINAL .....</b>	<b>44</b>
<b>4 AÇÕES .....</b>	<b>49</b>
<b>4.1. AÇÕES PERMANENTES .....</b>	<b>49</b>
<b>4.2. SOBRECARGAS .....</b>	<b>50</b>
4.2.1. PISOS OU PAVIMENTOS .....	50
4.2.2. COBERTURAS .....	53
<b>4.3. NEVE .....</b>	<b>54</b>
<b>4.4. VENTO .....</b>	<b>56</b>
4.4.1. VALOR DE REFERÊNCIA DA VELOCIDADE DO VENTO .....	56
4.4.2. RUGOSIDADE DO TERRENO E OROGRAFIA .....	57
4.4.3. VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO .....	58
4.4.4. PRESSÃO DINÂMICA DE PICO .....	58
4.4.5. PRESSÃO EXERCIDA PELO VENTO EM SUPERFÍCIES .....	59
4.4.6. VALORES CONSIDERADOS .....	62
<b>4.5. RESTANTES AÇÕES .....</b>	<b>62</b>
<b>4.6. COMBINAÇÕES DE AÇÕES E ESTADOS LIMITE .....</b>	<b>63</b>
4.6.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO .....	63
4.6.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO .....	65
<b>5 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA ESTRUTURAL .....</b>	<b>67</b>
<b>5.1. COMPORTAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL EM COMPRESSÃO OU FLEXÃO .....</b>	<b>67</b>
5.1.1. LIMITE DE APLICAÇÃO .....	69
5.1.2. ELEMENTOS SEM REFORÇOS DE BORDO .....	70
5.1.3. ELEMENTOS COM REFORÇOS DE BORDO .....	72

<b>5.2. RESISTÊNCIA DE UMA SECÇÃO TRANSVERSAL .....</b>	<b>77</b>
5.2.1. TRAÇÃO .....	77
5.2.2. COMPRESSÃO SIMPLES .....	78
5.2.3. FLEXÃO SIMPLES.....	78
5.2.4. ESFORÇO TRANSVERSO .....	79
<b>5.3. RESISTÊNCIA DE UM MEMBRO.....</b>	<b>80</b>
5.3.1. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DE UM MEMBRO SUJEITO A COMPRESSÃO SIMPLES .....	80
5.3.2. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DE UM MEMBRO SUJEITO A FLEXÃO SIMPLES.....	83
5.3.3. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DE UM MEMBRO EM FLEXÃO COMPOSTA .....	85
<b>5.4. TABELAS DE DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>86</b>
5.4.1. LAJES DE PISO EM VIROC .....	86
5.4.2. MÓDULO DE LAJE PARA UM PISO .....	88
5.4.3. MÓDULO DE LAJE PARA UMA COBERTURA .....	90
5.4.4. MÓDULO DE PAREDE .....	90
5.4.5. SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO.....	92
5.4.6. RESTANTES ELEMENTOS .....	96
<b>6 EXEMPLO DE APLICAÇÃO .....</b>	<b>99</b>
<b>6.1. CONCEÇÃO DO EDIFÍCIO EXEMPLO .....</b>	<b>99</b>
<b>6.2. AÇÕES .....</b>	<b>101</b>
<b>6.3. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS .....</b>	<b>101</b>
6.3.1. COBERTURA .....	101
6.3.2. PISOS .....	105
6.3.3. MÓDULO DE PAREDE .....	106
6.3.4. SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO.....	109
<b>7 CONCLUSÃO .....</b>	<b>119</b>
<b>7.1. CONCLUSÃO.....</b>	<b>119</b>
<b>7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>120</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>121</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Exemplo de um sistema referencial (Baldauf, A., 2004) .....	4
Figura 2.2 - Sistema geométrico de referência (Baldauf, A., 2004).....	5
Figura 2.3 - Exemplo de malhas modulares (Baldauf, A., 2004) .....	6
Figura 2.4 - Sistema de tolerâncias e juntas construtivas (Baldauf, A.e Greven, H., 2007).....	8
Figura 2.5 – Ilustração dos vãos interiores e exteriores na arquitetura grega (Baldauf, A., 2004) .....	10
Figura 2.6 – Planta da cidade de Emona (Patinha, S., 2011).....	11
Figura 2.7 – Palácio de cristal, 1851 (Patinha, S., 2011).....	12
Figura 2.8 - Sistema "Dom-Ilo" desenvolvido por Le Corbusier (Patinha, S., 2011) .....	13
Figura 2.9 - Sistema modular fechado (Lawson, M., 2007) .....	14
Figura 2.10 - Módulo parcialmente aberto (Lawson, M., 2007) .....	15
Figura 2.11 - Sistema modular aberto (Lawson, M., 2007).....	15
Figura 2.12 - Sistemas construtivos de elementos modulares (Patinha, S., 2011) .....	16
Figura 2.13 - Sistemas modulares mistos ou híbridos (Lawson, M., 2007) .....	16
Figura 2.14 - Diminuição dos custos de construção de um edifício de seis pisos no Reino Unido (Lawson, M., 2009).....	17
Figura 3.1 - Corte de um módulo tipo com o respetivo revestimento (Lawson, M., 2007) .....	22
Figura 3.2 - Exemplo de um módulo de parede com o espaço interior livre .....	26
Figura 3.3 - Exemplo de uma perfiladora em fábrica e respetivo perfil a ser produzido (AnyangGemco, 2013) .....	27
Figura 3.4 - Exemplo de tipos de perfis que podem ser produzidos numa perfiladora industrial (Guarnier, C., 2009) .....	28
Figura 3.5 - Exemplo de uma ligação soldada (Trinitiframing, 2010) .....	29
Figura 3.6 - Módulos de parede MP1 e MP2 .....	32
Figura 3.7 - a) Ilustração de um cordão de soldadura tipo num módulo de parede; b) Interação do cordão de soldadura com o elemento horizontal; c) Interação do cordão de soldadura com o elemento vertical .....	32
Figura 3.8 - Exemplo da furação para futuro aparafusamento dos perfis do módulo MP1 .....	33
Figura 3.9 - Módulo MP2 fechado numa das faces .....	34
Figura 3.10 - Módulo MP2 com chapas de ligação furadas.....	34
Figura 3.11 - Cantoneira a ligar dois módulos de parede orientados segundo um ângulo de 90°.....	35
Figura 3.12 – Três módulos de parede confluentes num ponto ligados por um perfil em “U”; a) vista geral; b) pormenor da ligação (vista superior) .....	36
Figura 3.13 – Quatro módulos de parede ligados por um perfil de secção quadrada oca; a) vista geral; b) pormenor da ligação (vista superior) .....	36

Figura 3.14 - Paineis Viroc e possíveis revestimentos (Investwood, 2014).....	38
Figura 3.15 - Módulo de laje do tipo ML1 .....	39
Figura 3.16 - Detalhe da ligação soldada dos módulos ML1; a) vista geral; b) cordão de soldadura e elemento não resistente; c) cordão de soldadura e elemento resistente.....	40
Figura 3.17 – Módulo de laje ML1 com furações .....	41
Figura 3.18 - Módulo do tipo ML2.....	42
Figura 3.19 - Detalhe de ligação dos perfis interiores aos perfis de transferência de carga dos módulos ML2 .....	42
Figura 3.20 – Detalhe de ligação dos perfis de transferência de carga aos perfis exteriores dos módulos MP2.....	43
Figura 3.21 - Ligação entre dois módulos de laje .....	43
Figura 3.22 - Exemplo de um módulo de parede contraventado .....	44
Figura 3.23 - Ligação entre os módulos de parede e de laje .....	45
Figura 3.24 - Detalhe da furação para aparafusamento entre os módulos de parede e de laje.....	45
Figura 3.25 - Módulo de parede do piso superior desapoado.....	46
Figura 3.26 - Módulo de parede do piso superior suportado por um perfil em "C" .....	46
Figura 3.27 - Exemplo de um edifício construído com o presente sistema estrutural .....	47
Figura 4.1 – Coeficiente de forma para a carga da neve ( $\mu$ ) (CEN, 2009c).....	55
Figura 4.2 - Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (CEN, 2009d).....	59
Figura 4.3 - Zonas em paredes verticais (CEN, 2009d).....	60
Figura 4.4 - Coeficientes de pressão exterior para cobertura em terraço (CEN, 2009d) .....	60
Figura 4.5 - Zonas de coberturas em terraço (CEN, 2009d).....	61
Figura 4.6 - Perfil da pressão dinâmica de pico (CEN, 2009d).....	62
Figura 5.1 - Fenómenos de encurvadura numa secção transversal; a) encurvadura local; b) e c) encurvadura por torção (Dubina, D. [et al.], 2012) .....	67
Figura 5.2 - Nomenclatura das dimensões de uma secção transversal em "C" (Jakab, G., 2009) .....	68
Figura 5.3 - Comprimento efetivo de elementos internos comprimidos (Dubina, D. [et al.], 2012) .....	70
Figura 5.4 - Comprimento efetivo de elementos externos comprimidos (Dubina, D. [et al.], 2012) .....	70
Figura 5.5 - Esquema do comportamento estrutural da região banzo/reforço (CEN, 2006b) .....	72
Figura 5.6 – Determinação de $\delta$ para secções em "Z" (Dubina, D. [et al.], 2012) .....	73
Figura 5.7 - Secção efetiva de um estabilizador (Dubina, D. [et al.], 2012).....	74
Figura 5.8 – Processo de dimensionamento à compressão da região banzo/reforço de bordo (Dubina, D. [et al.], 2012) .....	76

Figura 5.9 - Coeficientes $C_1$ e $C_3$ para vigas com momentos de extremidade (Dubina, D. [et al.], 2012) .....	85
Figura 5.10 - Coeficientes $C_1$ , $C_2$ e $C_3$ para vigas com cargas transversais aplicadas (Dubina, D. [et al.], 2012).....	85
Figura 5.11 - Esquema estrutura da laje em Viroc.....	86
Figura 5.12 - Esquema estrutural dos elementos metálicos resistentes de um módulo de laje.....	89
Figura 5.13 - Esquema estrutural dos elementos resistentes do módulo de parede; a) compressão simples; b) flexão composta.....	91
Figura 5.14 - Esquema estrutural de um sistema de contraventamento tipo .....	93
Figura 5.15 - Esquema estrutural de dois sistemas de contraventamento adjacentes numa dada direção.....	94
Figura 6.1 – Planta do edifício exemplo.....	99
Figura 6.2 - Pórticos do edifício exemplo.....	100
Figura 6.3 - Esquema tridimensional do edifício exemplo .....	100
Figura 6.4 - Diagrama de momentos triangular e em parábola .....	104
Figura 6.5 - Esquema estrutural das forças concentradas ao nível dos pisos num sistema de contraventamento.....	110
Figura 6.6 - Nomenclatura usada para cada elemento de um sistema porticado .....	111
Figura 6.7 - Disposição dos sistemas de contraventamento num pórtico do edifício exemplo .....	111



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Comparação de parâmetros relevantes para o prazo e custo de uma solução com diversos níveis de pré-fabricação (Lawson, M., 2009) .....	18
Tabela 3.1 – Dimensões internas de um contentor da empresa Maersk .....	23
Tabela 3.2 - Dimensões tipo das divisões de uma habitação (Neufert, E., 2004) .....	24
Tabela 3.3 - Excesso de área total em relação às divisões tipo de Neufert, E. (2004) .....	25
Tabela 3.4 - Tipos de módulos de parede .....	31
Tabela 3.5 – Tipos de módulos de laje .....	39
Tabela 4.1 - Categorias de utilização (adaptado de CEN, 2009b) .....	51
Tabela 4.2 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (adptado de CEN, 2009b) .....	52
Tabela 4.3 - Valor de peso próprio para cada tipo de parede (Silvestre, N. [et al.], 2013).....	53
Tabela 4.4 - Valores de sobrecarga considerados .....	53
Tabela 4.5 - Categorias de coberturas (adaptado de CEN, 2009b) .....	53
Tabela 4.6 - Sobrecarga em coberturas da categoria H (adaptado de CEN, 2009b).....	54
Tabela 4.7 - Valores recomendados de $C_e$ para as diferentes topografias .....	55
Tabela 4.8 - Valores de $s_k$ para algumas localizações distintas .....	56
Tabela 4.9 - Valores da ação da neve em coberturas para os casos considerados .....	56
Tabela 4.10 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros (adaptado de CEN, 2009d) .....	58
Tabela 4.11 - Valores de cálculo das ações para uso nas combinações relevantes (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012) .....	63
Tabela 4.12 - Coeficientes parciais para ações em edifícios (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012) .	64
Tabela 4.13 - Coeficientes de para determinação dos valores de combinação ( $\psi_0$ ), frequentes ( $\psi_1$ ) ou quase-permanentes ( $\psi_2$ ) de uma ação variável (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012) .....	64
Tabela 5.1 - Resistência à encurvadura por corte $f_{bv}$ (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012) .....	79
Tabela 5.2 - Curva de encurvadura para secções em "C" (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012) .....	81
Tabela 5.3 - Fatores de imperfeição para as diferentes curvas de encurvadura (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012) .....	81
Tabela 5.4 - Tabela de dimensionamento da laje dos pisos em Viroc (ELU).....	87
Tabela 5.5 - Tabela de dimensionamento da laje dos pisos em Viroc (ELS) .....	88
Tabela 5.6 - Tabela de dimensionamento dos perfis metálicos dos pisos .....	89
Tabela 5.7 - Tabela de dimensionamento dos perfis metálicos da cobertura .....	90
Tabela 5.8 - Tabela de dimensionamento dos elementos verticais dos módulos de parede.....	92
Tabela 5.9 - Tabela de dimensionamento de um sistema de contraventamento para um edifício de um andar .....	94

Tabela 5.10 - Tabela de dimensionamento de um sistema de contraventamento para um edifício de dois andares .....	95
Tabela 5.11 - Tabela de dimensionamento de um sistema de contraventamento num edifício de três andares .....	95
Tabela 5.12 - Tabela de dimensionamento de dois sistemas de contraventamento adjacentes num edifício de três andares .....	96
Tabela 5.13 - Tabela de dimensionamento de três sistemas de contraventamento adjacentes num edifício de três andares .....	96
Tabela 6.1 - Pressões externas para o edifício exemplo .....	101
Tabela 6.2 - Dimensionamento dos elementos verticais dos módulos de parede dos pórticos PT4 e PT6 .....	108
Tabela 6.3 - Dimensionamento dos elementos verticais dos módulos de parede do pórtico PT5 .....	109
Tabela 6.4 - Esforço axial nos elementos do sistema de contraventamento dos pórticos PT1 e PT3 .....	112
Tabela 6.5 - Tabela de perfis do sistema de contraventamento dos pórticos PT1 e PT3 .....	113
Tabela 6.6 - Esforço axial nos elementos do sistema de contraventamento do pórtico PT2 .....	114
Tabela 6.7 - Tabela de perfis do sistema de contraventamento do pórtico PT2 .....	114
Tabela 6.8 - Esforço axial nos elementos do sistema de contraventamento dos pórticos PT4 e PT6 .....	115
Tabela 6.9 - Tabela de perfis do sistema de contraventamento dos pórticos PT4 e PT6 .....	115
Tabela 6.10 - Esforço axial nos elementos de um sistema de contraventamento do pórtico PT5 .....	116
Tabela 6.11 - Esforço axial nos elementos de dois sistemas de contraventamento adjacentes do pórtico PT5 .....	117
Tabela 6.12 - Tabela de perfis dos dois sistemas de contraventamento adjacentes do pórtico PT5 .....	117

## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

### ABREVIATURAS

- ELS – Estado limite de serviço  
ELU – Estado limite último  
EC0 – Eurocódigo 0  
EC1-1-1 – Eurocódigo 1 – Parte 1-1  
EC1-1-2 – Eurocódigo 1 – Parte 1-2  
EC1-1-3 – Eurocódigo 1 – Parte 1-3  
EC1-1-4 – Eurocódigo 1 – Parte 1-4  
EC1-1-5 – Eurocódigo 1 – Parte 1-5  
EC3-1-1 – Eurocódigo 3 – Parte 1-1  
EC3-1-3 – Eurocódigo 3 – Parte 1-3  
EC3-1-5 – Eurocódigo 5 – Parte 1-5  
EC8 – Eurocódigo 8  
CEN – Comissão Europeia de Normalização

### ALFABETO LATINO

- $A_g$  – área bruta de uma secção  
 $A_s$  – área efetiva da secção do estabilizador  
 $c_0$  – coeficiente de orografia  
 $C_d$  – valor da restrição do estado limite de serviço  
 $c_{dir}$  – coeficiente de direção  
 $C_e$  – coeficiente de exposição térmico  
 $c_{pe}$  – coeficiente de pressão exterior  
 $c_{pi}$  – coeficiente de pressão interior  
 $c_r(z)$  – coeficiente de rugosidade  
 $c_{season}$  – coeficiente de sazão  
 $C_t$  – coeficiente térmico  
 $C_z$  – coeficiente associado à zona topográfica em estudo  
 $E_d$  – valor de cálculo do efeito das ações  
 $f_{bv}$  – resistência à encurvadura por corte  
 $F_{cr}$  – carga crítica de encurvadura para uma instabilidade global

$F_{Ed}$  – carga de projeto atuante  
 $f_y$  – tensão resistente  
 $f_{ya}$  – tensão resistente média  
 $f_{yb}$  – tensão resistente básica  
 $G$  – módulo de distorção  
 $G_{k,j}$  – valor característico das ações permanentes  
 $H$  – altitude do local acima do nível do mar em metros  
 $h$  – altura de um piso  
 $H_{Ed}$  – valor de projeto da reação horizontal na base de cada piso devido às ações atuantes  
 $i$  – raio de giração  
 $i_0$  – raio de giração polar  
 $I_s$  – momento de inércia do estabilizador  
 $I_t$  – constante de torção da secção bruta  
 $I_v(z)$  – intensidade de turbulência à altura  $z$   
 $I_w$  – constante de empenamento da secção bruta;  
 $i_y$  – raio de giração em relação ao eixo y-y  
 $i_z$  – raio de giração em relação ao eixo z-z  
 $k$  – coeficiente numérico dependente do método usado no fabrico dos perfis metálicos  
 $K$  – rigidez da mola  
 $k_r$  – coeficiente de terreno  
 $k_\sigma$  – fator de encurvadura  
 $L_{cr}$  – comprimento crítico de encurvadura  
 $L_{cr,T}$  – comprimento de encurvadura de um membro para a encurvadura por torção;  
 $M_{b,Rd}$  – resistência de um membro em flexão à encurvadura  
 $M_{c,Rd}$  – resistência de uma secção em flexão  
 $M_{cr}$  – Momento elástico crítico relativo a fenómenos de encurvadura lateral e por torção  
 $n$  – número de dobras de 90° na secção transversal de um perfil  
 $N_{b,Rd}$  – resistência de um membro em compressão simples à encurvadura  
 $N_{c,Rd}$  – resistência de uma secção em compressão  
 $N_{cr,T}$  – carga crítica relativa a fenómenos de encurvadura por torção  
 $N_{cr,y}$  – carga crítica para encurvadura por flexão em relação ao eixo y-y  
 $N_{t,Rd}$  – resistência de cálculo de uma secção em tração  
 $Q_k$  – carga concentrada

$q_k$  – carga distribuída  
 $Q_{k,1}$  – valor característico das ações variáveis de base  
 $Q_{k,i}$  – valor característico das ações variáveis acompanhantes  
 $q_p(z)$  – pressão dinâmica de pico  
 $R_d$  – valor de cálculo da resistência de um elemento  
 $s_k$  – valor característico da carga da neve ao nível do solo  
 $u$  – carga unitária por unidade de comprimento  
 $v_b$  – valor de referência da velocidade do vento  
 $v_{b,0}$  – valor básico da velocidade do vento  
 $V_{b,Rd}$  – resistência de uma secção ao esforço transversal  
 $V_{Ed}$  – valor total da carga de projeto vertical atuante num piso  
 $w_e$  – pressão exterior do vento  
 $W_{eff}$  – módulo efetivo de flexão  
 $w_i$  – pressão interior do vento  
 $W_y$  – módulo de flexão segundo o eixo y-y  
 $y_0$  – distância do centro de corte da secção bruta ao eixo z-z  
 $z_0$  – comprimento de rugosidade  
 $z_0$  – distância do centro de corte da secção bruta ao eixo y-y

#### ALFABETO GREGO

$\alpha$  – fator de imperfeição  
 $\gamma_{M0}, \gamma_{M1}, \gamma_{M2}$  – fatores de segurança  
 $\delta$  – deslocamento  
 $\varepsilon$  – rácio  $\sqrt{235/f_{yb}}$   
 $\theta$  – rotação  
 $\bar{\lambda}_{LT}$  – esbelteza de um elemento sujeito a fenómenos de encurvadura lateral e por torção  
 $\bar{\lambda}_{p,red}$  – esbelteza reduzida de um elemento  
 $\bar{\lambda}_p$  – esbelteza de um elemento  
 $\bar{\lambda}_w$  – esbelteza relativa da alma  
 $\nu$  – coeficiente de Poisson  
 $\sigma_{com,Ed}$  – tensão de compressão de cálculo num elemento  
 $\sigma_{cr}$  – tensão elástica crítica de encurvadura  
 $\sigma_{cr,s}$  – tensão crítica elástica

$\phi$  – inclinação da alma relativamente aos banzos

$\chi_d$  – fator de redução relativo a fenómenos de encurvadura por torção

$\chi_{LT}$  – fator de redução devido aos fenómenos de encurvadura lateral e por torção

$\psi$  – quociente entre as tensões nos extremos do elemento

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1. MOTIVAÇÃO

A grave crise económica mundial que surgiu em 2008 teve efeitos profundamente nefastos e que ainda hoje perduram na economia de diversos países, de entre os quais se destacará o caso português. No contexto nacional diversas áreas da economia portuguesa sofreram os efeitos dessa crise, com especial destaque para a indústria da construção civil. Nesta área, inúmeras empresas foram afetadas e viram o volume das suas atividades comerciais, especialmente no que toca ao mercado interno, diminuir drasticamente. Para uma grande parte delas a única solução para combater esta situação foi a expansão para o mercado internacional, nomeadamente em países emergentes e com carências ao nível das infraestruturas.

A construção modular surge assim como uma opção bastante adequada para suprir algumas das necessidades desses países. Esta não necessita de mão-de-obra particularmente qualificada, uma vez que grande parte da produção e montagem dos componentes será feita em fábrica, e apresenta claras vantagens ao nível do tempo de construção. Um sistema previamente concebido que funcionará por montagem dos seus componentes, cujo dimensionamento será bastante expedito, permitirá reduzir substancialmente não só o tempo de projeto como também o de construção.

Deste modo pretende-se que o sistema apresentado no presente trabalho possa ser um importante impulso para o desenvolvimento deste tipo de indústria exportadora no mercado nacional.

## 1.2. OBJETIVOS E CONSIDERAÇÕES

Os primeiros traços de construção modular na história da humanidade podem ser encontrados em civilizações tão antigas como a grega ou romana, contudo o conceito foi evoluído ao longo dos tempos e hoje em dia transformou-se num sistema construtivo altamente industrializado e eficiente.

O objetivo primordial a que se pretendeu atender foi o da construção de edifícios de pequena altura em zonas distantes do local de fabrico dos componentes, isto é, permitir que a grande maioria dos componentes pudessem ser produzidos em Portugal e posteriormente exportados para outros países.

A opção por edifícios de pequena altura está relacionada com o tipo de material usado. O aço leve, devido à sua pequena espessura, dificilmente poderá ser adequado a edifícios de grande altura que tenham de suportar cargas elevadas. A opção por maiores espessuras iria tornar a solução excessivamente cara e pouco competitiva com as soluções concorrentes.

Para que o sistema seja adequado à exportação é necessário respeitar uma série de requisitos com implicações nas fases de fabrico, transporte e montagem, os quais se irão identificar e enumerar. O processo evolutivo da conceção do sistema será também descrito, apresentando em que medida cada requisito irá condicionar a solução final adotada para cada componente.

De modo a tornar o processo de dimensionamento mais expedito e para que este possa ser realizado por técnicos com menor experiência em estruturas de aço leve, serão elaboradas tabelas de dimensionamento onde as dimensões necessárias dos elementos possam ser obtidas para uma grande diversidade de situações.

### **1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

O presente trabalho está dividido em 7 Capítulos.

No presente Capítulo apresenta-se uma breve introdução do trabalho desenvolvido, bem como uma curta descrição das motivações que levaram à sua realização e objetivos que se pretendem cumprir.

No Capítulo 2 transmite-se ao leitor os conceitos essenciais que caracterizam a construção modular na atualidade bem como todo o processo evolutivo que ocorreu nesta área ao longo dos tempos. Finalmente concluir-se este capítulo com uma breve exposição dos tipos de sistemas modulares atuais e materiais adequados à sua execução.

No Capítulo 3 é descrito o sistema estrutural concebido no âmbito do presente trabalho. Os vários elementos que compõem este sistema serão descritos com o detalhe necessário a uma perfeita compreensão, explicando-se ainda o modo como cada elemento irá interagir com os demais.

O Capítulo 4 tem o objetivo de apresentar as ações atuantes que foram consideradas para o dimensionamento deste sistema, bem como ilustrar o procedimento necessário para que qualquer outra ação que não esteja prevista neste trabalho possa ser facilmente considerada.

No Capítulo 5 expõem-se processos de dimensionamento adequados a elementos metálicos de pequena espessura, através do uso do Euródigo, e detalham-se todos os passos e fenómenos que deverão ser considerados em cada situação. Finalmente concluiu-se este capítulo com a apresentação das tabelas que serão usadas para um dimensionamento expedito do sistema concebido.

No Capítulo 6 apresenta-se um exemplo prático do dimensionamento de uma estrutura modular para permitir ao leitor entender facilmente como utilizar as tabelas apresentadas e qual o aspeto final de um projeto que utilize este sistema.

No Capítulo 7 resumam-se as conclusões e propõe-se futuros desenvolvimentos do presente trabalho.

# 2

## ENQUADRAMENTO GERAL

### 2.1. CONCEITO DE CONSTRUÇÃO MODULAR

Em primeiro lugar, para proporcionar uma melhor compreensão acerca do objetivo do presente trabalho, importa definir com exatidão o conceito de construção modular.

Além de “construção modular” diversos autores usam outros termos para definir o mesmo conceito, como “coordenação modular” ou “coordenação dimensional modular”.

De acordo com Castelo, J. (2008) , “A coordenação dimensional modular, é uma metodologia, que visa criar uma dimensão padrão, que racionalize a conceção e a construção de edifícios, o que permite elevar o grau de industrialização da construção, mantendo no entanto a liberdade de conceção arquitetónica dentro de valores aceitáveis”.

Para outros autores, como Thanoon, W. [et al.] (2003) “A coordenação modular é um sistema coordenado unificado para o dimensionamento de espaços, componentes, juntas, etc. de modo a que todos os elementos possam ser encaixados sem recorrer a cortes ou extensões mesmo quando os componentes são produzidos por fornecedores diferentes”.

Ainda segundo Green, A.C.e Koppes, W.F. (1967) a coordenação modular é “a definição tanto de dimensões de edifícios como de materiais construtivos como múltiplas de um módulo base comum, de modo a facilitar a montagem de materiais de acordo com o projetado e com o mínimo de modificações em obra”

Estas definições ajudam o leitor a compreender que a construção modular não se cinge apenas à prefabricação de componentes mas que a racionalização das várias etapas do projeto construtivo e a coordenação dos mesmos no espaço são também pontos fulcrais deste método.

#### 2.1.1. RACIONALIZAÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO

Segundo Patinha, S. (2011) a construção modular pretende racionalizar todo o processo construtivo desde a conceção até à fase final de montagem. Como tal, esse processo de racionalização pode ocorrer nas mais diversas fases:

- Na fase de projeto ocorre uma simplificação imediata, na medida em que o uso de um módulo prefabricado e pré-calculado como elemento estrutural irá proporcionar uma agilização dos procedimentos. Estes elementos estruturais terão apenas que ser dispostos numa malha quadriculada modular conforme as especificações pretendidas em cada caso. Resulta assim uma economia de custos ao nível do projeto bem como um menor grau de personalização das soluções.

- Na fase de produção dos elementos construtivos, uma vez que estes serão produzidos em série haverá uma significativa redução de custos bem como uma maior facilidade do controlo de qualidade dos produtos.
- Finalmente no que concerne à montagem, os custos de mão-de-obra poderão ser consideravelmente reduzidos caso os módulos pré-concebidos estejam providos de mecanismos de montagem simples e não haja necessidade de alteração da morfologia inicial dos elementos prefabricados.

### 2.1.2. SISTEMA REFERENCIAL

Para melhor se compreender a organização espacial dos vários componentes construtivos é necessário introduzir o conceito de sistema referencial. Este sistema é composto por pontos, linhas e planos e não é mais do que uma ferramenta usada para dispor no espaço, de forma eficiente e organizada, todos os elementos construtivos compreendidos num projeto de construção modular. Note-se que o referido sistema pode ser usado tanto na fase de projeto como na fase de execução da obra (Baldauf, A., 2004) (Patinha, S., 2011).

A Figura 2.1 mostra o exemplo de um sistema referencial no qual o ponto A fica definido no espaço através da sua projeção em cada um dos planos  $xy$ ,  $xz$  e  $yz$  criando assim os pontos auxiliares  $x'y'$ ,  $x'z'$  e  $y'z'$ , respetivamente (Baldauf, A., 2004).

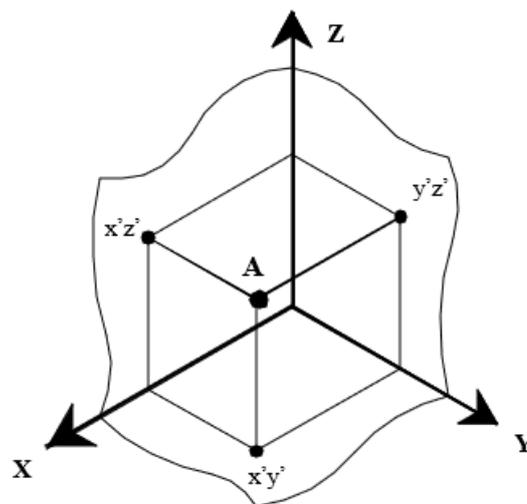


Figura 2.1 - Exemplo de um sistema referencial (Baldauf, A., 2004)

#### 2.1.2.1. Sistema geométrico de referência

O sistema geométrico de referência não é mais do que uma malha tridimensional na qual são representadas as linhas de interseção de múltiplos planos separados entre si por uma distância igual ao comprimento do módulo inicialmente definido (Patinha, S., 2011) (Baldauf, A., 2004).

Para clarificar este conceito imagine-se representado no sistema de eixos  $xyz$  da Figura 2.1 uma série de planos espaçados entre si de uma distância genérica  $M$  e perpendiculares a cada um dos três planos ( $xy$ ,  $xz$  e  $yz$ ). Se apenas forem representadas as linhas de interseção dos referidos planos obter-se-á assim o sistema geométrico de referência representado na Figura 2.2.

Segundo Baldauf, A. (2004), esta malha tridimensional configura um auxílio importante no posicionamento espacial de alguns elementos construtivos como é o caso do juntas construtivas ou acabamentos.

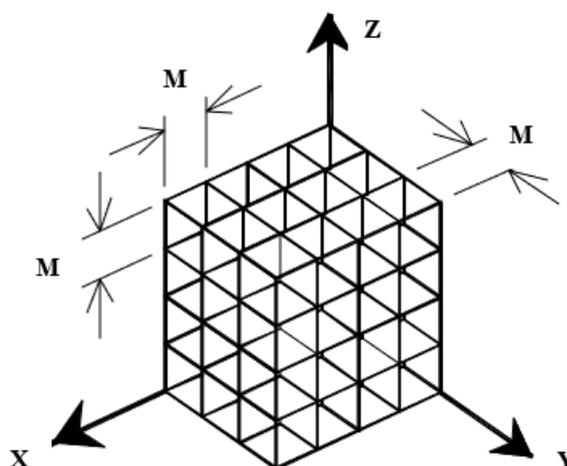


Figura 2.2 - Sistema geométrico de referência (Baldauf, A., 2004)

#### 2.1.2.2. Malhas modulares

O sistema tridimensional referido em 2.1.2.1 pode por vezes se demasiado complexo para um uso corrente quer em obra quer em projeto, deste modo uma simplificação bastante útil é a sua representação no espaço bidimensional.

Projetando o sistema geométrico de referência representado na Figura 2.2 segundo qualquer um dos três planos ortogonais obtêm-se então uma nova malha quadriculada desta vez apenas com duas dimensões. A malha poderá ser mais ou menos refinada consoante a necessidade proporcionada pelo trabalho em questão. A utilização deste quadriculado permite ainda o posicionamento correto em fase de projeto de diversos componentes construtivos, juntas e acabamentos, bem como o lançamento das medidas em obra (Freire, A., 2006) (Baldauf, A.e Greven, H., 2007) (Patinha, S., 2011).

Alguns autores como Baldauf, A.e Greven, H. (2007), baseando-se no trabalho de Caporioni, G.e Tenca-Montini (1971), Castelo, J. (2008) e Patinha, S. (2011) sugerem a adoção de três tipos de malhas modulares a serem utilizadas neste método construtivo:

- Malha modular base – é o padrão básico comum do sistema, utilizada para o projeto de componentes e detalhes;
- Malha modular de projeto – usada na conceção do projeto geral de edificação;
- Malha modular estrutural – utilizada como auxiliadora do posicionamento dos elementos estruturais;

Pode ainda ser adotado um quarto tipo de malha modular, por sua vez não comum a todas as fontes acima referidas, que é a malhar modular de obra. Esta terá como função a localização e orientação do edifício, bem como auxiliar na montagem dos componentes.

A Figura 2.3 apresenta os três tipos de quadriculados modulares (base, projeto e estrutural) correspondendo ao primeiro uma dimensão genérica  $M$ , ao segundo uma dimensão três vezes superior

que pode representar, por exemplo, um bloco cerâmico (tijolo) e ao último uma dimensão 24 vezes superior à medida padrão que pode corresponder, por hipótese, às dimensões de um pórtico ou elemento estrutural resistente.

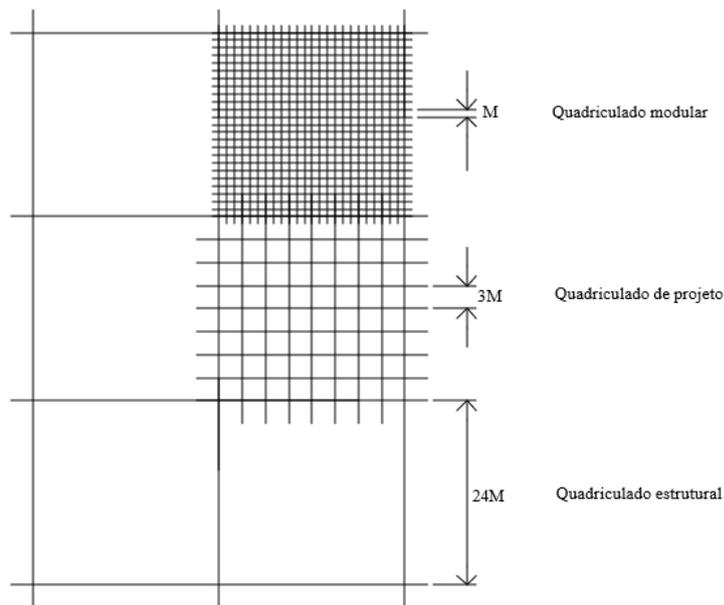


Figura 2.3 - Exemplo de malhas modulares (Baldauf, A., 2004)

### 2.1.3. SISTEMA MODULAR DE MEDIDAS

Atendendo à definição de Green, A.C.e Koppes, W.F. (1967), citada em 2.1, a coordenação modular está fundada no conceito de medida modular base, ou seja, um comprimento previamente estabelecido a partir do qual serão obtidas as dimensões de todos os elementos presentes no projeto a realizar.

Segundo Patinha, S. (2011) o sistema modular de medidas “pretende normalizar as dimensões dos elementos, com base na utilização de apenas algumas dimensões base, múltiplos inteiros ou fracionários previamente selecionados da dimensão do módulo base”.

Baldauf, A.e Greven, H. (2007), citando o trabalho de Mascaró, H.C. (1976), propõem algumas ideias às quais este sistema deve obedecer:

- Conter as medidas funcionais e de elementos construtivos típicos;
- Ser aditiva em si mesma (por a construção ser um processo aditivo);
- Assegurar a intercambialidade das partes mediante a combinação das medidas múltiplas ou submúltiplas do módulo.

### 2.1.3.1. Módulo base

Numa primeira fase, importa definir o conceito de módulo base. Conforme foi visto em 2.1.3 este é o pilar de todo o sistema modular de medidas e será a partir do mesmo que serão obtidos os multimódulos e submódulos.

Freire, A. (2006) define o módulo base como “a unidade fundamental de medida definida para possibilitar a aplicação da coordenação modular, mantendo a flexibilidade nas soluções de projeto e de execução”.

Ainda segundo a mesma autora, a medida modular base universal é de 10 centímetros e foi definida num estudo da Agência Europeia para a Produtividade em 1955. Algumas das razões para esta escolha são apontadas por Penteadó, A.F. (1980) e consistem na facilidade de manuseamento deste comprimento na industrialização de materiais e a sua quase coincidência com a medida de 4’ (quatro polegadas) usada por países que adotam a polegada como unidade de medida.

Rosso, T. (1976), citado por Freire, A. (2006), indica que no projeto da Agência Europeia para a Produtividade foram também publicadas algumas razões para a adoção da referida medida, conforme se explicita de seguida:

- A medida do módulo básico deve ser grande o suficiente para que seja possível estabelecer uma correlação satisfatória entre as medidas modulares dos componentes e os espaços modulares do projeto;
- A medida do módulo básico deverá ser a maior possível, para proporcionar a máxima redução da variedade atual dos produtos;
- Para comodidade de uso, a medida do módulo básico deverá ser expressa com um número inteiro e ser caracterizada por uma relação numérica simples com o sistema de medidas ao qual se refere;
- A medida do módulo básico deverá ser escolhida por unanimidade dos países que pretendem adotar a coordenação modular, portanto, no limite do possível, deverá ser idêntica para todos.

### 2.1.3.2. Multimódulo

O módulo base definido em 2.1.3.1 nem sempre se adequa à variabilidade de dimensões característica de um projeto de construção modular, como tal é apropriada a adoção de uma medida múltipla deste, no caso, o multimódulo.

Freire, A. (2006) define o multimódulo como “o módulo cuja grandeza é um determinado múltiplo inteiro do módulo básico, e que, multimódulo horizontal se refere ao quadriculado horizontal de referência (x, y) e multimódulo vertical é o que está ligado aos quadriculados verticais de referência (x,z e y,z)”.

Diversos autores apontam ainda para que as medidas adotadas para o multimódulo poderão corresponder a valores entre três a sessenta vezes superiores ao valor do módulo base, o que admitindo o módulo base como 10 centímetros, corresponderia a valores entre 30 centímetros e 6 metros.

### 2.1.3.3. Submódulo

A diversidade de componentes usados num qualquer processo construtivo obriga ainda a que por vezes seja necessário adotar medidas de referência substancialmente inferiores aos 10 centímetros já definidos como padrão. Isto poderá ocorrer, por exemplo, no caso de espessuras de painéis e de paredes ou alguns tipos de tubos e perfis (Baldauf, A., 2004).

Freire, A. (2006) define o submódulo como “a utilização de medidas menores que o módulo básico, com a condição de que estas sejam múltiplas inteiras do mesmo”.

Baldauf, A.e Greven, H. (2007), citando Rosso, T. (1976), propõem a adoção de uma medida quatro vezes inferior ao módulo base para a espessura de painéis, e oito vezes inferior ao mesmo para a espessura de acabamentos e peças especiais de fecho.

### 2.1.4. SISTEMA DE TOLERÂNCIAS E JUNTAS CONSTRUTIVAS

Num sistema construtivo deste tipo, em que os elementos serão encaixados por módulos no local da obra, é de extrema relevância que a união de um elemento ao seu vizinho seja projetada de modo a poder ocorrer o mais eficaz e simplificada possível, sem haver a necessidade de cortes ou qualquer alteração à morfologia inicial dos mesmos (Patinha, S., 2011).

Nesta perspetiva, o sistema de tolerâncias e juntas construtivas tem como objetivo primordial “garantir a cada componente a folga necessária para absorver as tolerâncias de fabricação e para que o mesmo possa ser colocado em obra sem invadir a medida modular do componente adjacente” (Freire, A., 2006).

A Figura 2.4 mostra um exemplo, no caso para blocos de betão, dos detalhes que serão necessários ter em consideração para proporcionar um encaixe adequado destes elementos construtivos.

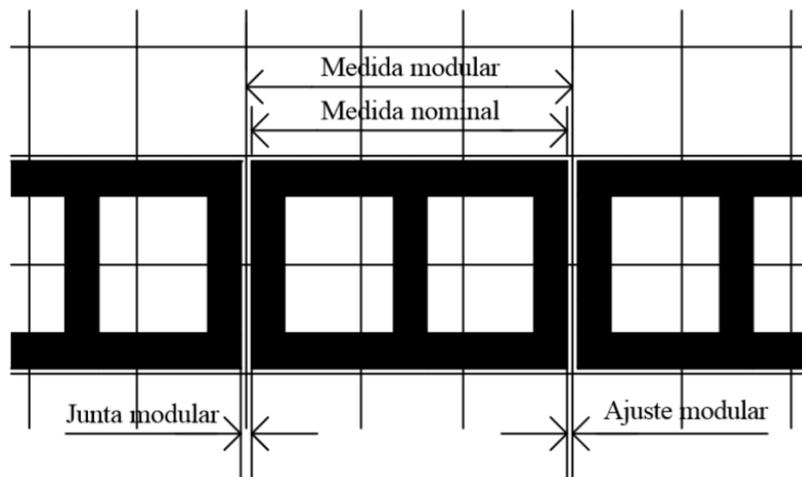


Figura 2.4 - Sistema de tolerâncias e juntas construtivas (Baldauf, A.e Greven, H., 2007)

## 2.2. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA

A construção modular é um conceito vasto e os seus primeiros traços podem ser encontrados em civilizações tão antigas como a grega ou a romana. Contudo, este não é um conceito imutável e a sua definição atual pouco terá em comum com a que seria aceite na antiguidade. Para a generalidade das pessoas, a construção modular “é um tipo de construção feita através de módulos, caixas ou contentores pré-fabricados, que são transportados até ao local de implantação, ligados entre si e colocados sobre o solo ficando prontos a habitar”. Conquanto, esta ideia é demasiado redutora, imprecisa e dificilmente adequada aos dias de hoje (Patinha, S., 2011).

O uso do módulo como parte de um sistema construtivo remonta às civilizações gregas e romanas, há milhares de anos atrás. Mais tarde durante o período da revolução industrial, um importante salto em termos de eficiência de produção de materiais foi dado, o que abriu as portas à expansão da indústria da construção modular. Já no século passado surgiram os primeiros estudos aprofundados sobre os mais diversos campos da construção modular e foram dados passos deveras relevantes para se atingir o estado de industrialização e diversidade de ofertas que podem ser encontradas hoje em dia. Diversos autores, como Cruz, H. (2007), apontam para uma divisão histórica deste tópico em três etapas cronológicas cujo período é balizado pelo aparecimento de inovações significativas que permitiram um salto evolutivo relevante na construção modular:

- Dos primórdios da humanidade e das primeiras civilizações humanas até ao início do século XVIII;
- Do início do século XVIII até à primeira metade do século XIX – período referente à revolução industrial;
- Da segunda metade do século XIX até à atualidade.

### 2.2.1. ANTIGUIDADE

No ano 27 a.C. Vitruvius, um arquiteto romano, foi pioneiro no uso do módulo como medida base para o desenvolvimento de projetos em arquitetura. Esta medida permitia “estabelecer dimensões, proporções e ordenar a construção de elementos de um determinado componente arquitetónico” e o fundamento das suas ideias é ainda usado hoje em dia (Freire, A., 2006).

Vários povos ao longo dos tempos deixaram no seu legado exemplos da aplicação de princípios de construção modular, como é o caso dos Gregos e Romanos.

Para o povo Grego o diâmetro das colunas constituía a unidade base, sendo todos os restantes componentes da mesma (fuste, capitel e base) ajustados em função do primeiro. A juntar a este facto, o vão entre colunas extremas é, na arquitetura Grega, menor do que os restantes vãos interiores, de modo a possibilitar que os componentes pré-fabricados mantivessem proporções concordantes com aquelas existentes noutros alinhamentos. (Baldauf, A., 2004)

A Figura 2.5 mostra os dois tipos de vãos usados na arquitetura grega. Com a letra “A” está assinalado o vão interior tipo. O vão extremo, representado pela letra “B”, é ligeiramente menor do que o primeiro de modo a que os frisos e as vigas, ilustrados na parte superior da imagem, possam manter as mesmas dimensões ao longo de todo o alinhamento. A tracejado está representada a posição que o vão extremo tomaria se fosse mantida a mesma distância “A” ao longo de todo o alinhamento.

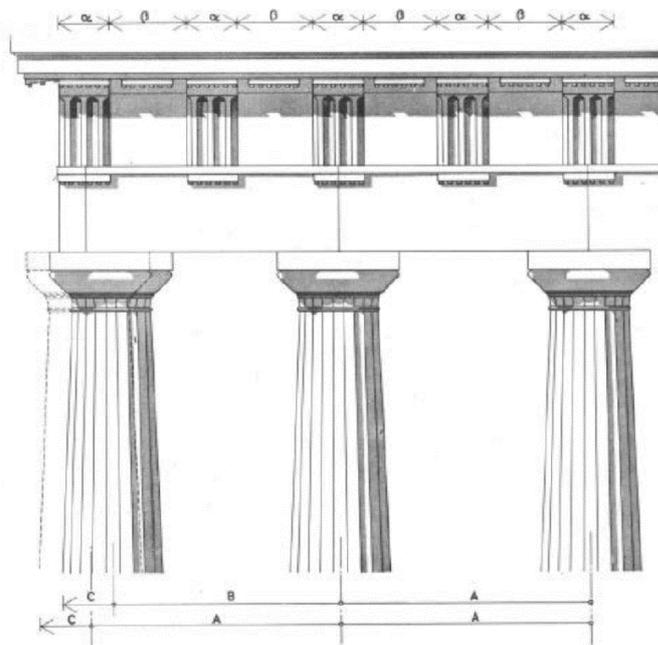


Figura 2.5 – Ilustração dos vãos interiores e exteriores na arquitetura grega (Baldauf, A., 2004)

Na civilização romana, os traços de técnicas iniciais de construção modular podem ser encontrados em vários elementos da sua herança arquitetónica. O módulo romano teve a sua aplicação desde elementos construtivos como telhas, tubos cerâmicos ou tijolos, até ao planeamento territorial das cidades (Lacerda, P., 2005).

Um exemplo claro da importância atribuída à construção modular por este povo pode ser encontrado nos tipos de tijolos usados pelos romanos, que apesar do seu vasto império foram capazes de padronizar a utilização destes elementos de alvenaria a duas medidas apenas: *bipetalis* e *sesquipetalis* (Lacerda, P., 2005).

Contudo não é apenas a uma pequena escala que se pode encontrar o uso deste tipo de método construtivo. A Figura 2.6 mostra uma planta da cidade de Emona (atual Liubliana, Eslovénia) onde é possível verificar que o planeamento da mesma foi feito com recurso a uma malha quadricular. Esta tinha como medida base o *passus*, um múltiplo do *pé*, e era baseada num módulo de 60 *passus*, resultando nas dimensões finais de 300 por 360 *passus* (Patinha, S., 2011).

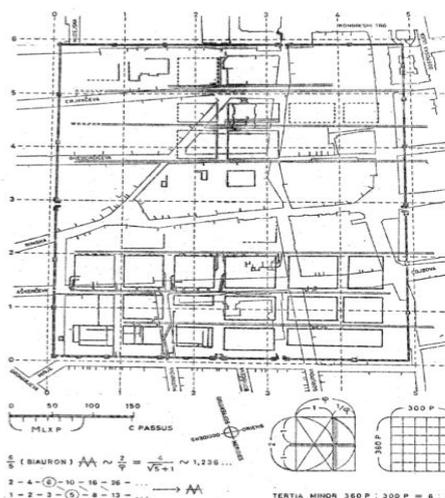


Figura 2.6 – Planta da cidade de Emona (Patinha, S., 2011)

### 2.2.2. REVOLUÇÃO INDUSTRIAL

O primeiro exemplo de construção modular mais próximo do que pode ser encontrado na atualidade é ainda anterior ao período da revolução industrial. Em 1624 os ingleses levaram para Cape Ann, Massachusetts, uma casa pré-fabricada em madeira cujo processo de montagem consistia na assemblagem de vários painéis. Esta casa destinava-se ao uso pela comunidade piscatória da região e foi montada e desmontada várias vezes em diversos locais, consoante as necessidades da comunidade evoluíam (Kelly, B., 1951).

Segundo Patinha, S. (2011), com a chegada da revolução industrial “o desenvolvimento de novos equipamentos e técnicas de processamento de materiais levou a uma utilização diferente e mais sistematizada de materiais como o aço e vidro. O aparecimento da indústria permitiu também a produção em série de elementos construtivos pré-fabricados de forma padronizada, mais rápida e eficiente”.

Após o período da revolução industrial surgiu em Londres, no ano de 1851, o palácio de cristal. Esta obra de Joseph Paxton, ilustrada na Figura 2.7, consistia numa estrutura de perfis de aço aparafusados entre si, que serviam de suporte a painéis pré-fabricados de vidro e madeira. Tido por muitos como o ex-líbris da construção mundial à altura, o palácio de cristal foi erigido em apenas quatro meses, tendo sido posteriormente desmontado e reerguido em Sydenham (Kelly, B., 1951).



Figura 2.7 – Palácio de cristal, 1851 (Patinha, S., 2011)

Contudo, ainda segundo Kelly, B. (1951), estas edificações não foram mais do que inícios esporádicos de uma indústria de construção modular que tardava em aparecer. Para este autor, o início da produção em massa de casas pré-fabricadas e componentes para construção modular deu-se com a corrida ao ouro, na Califórnia, em 1848. A chegada de muitas pessoas de vários pontos do território americano a esta região num curto período de tempo trouxe uma grande necessidade por um processo construtivo rápido e de fácil montagem. A resposta a este problema foi dada pela construção modular, com casas a serem fabricadas em diversos locais do planeta para serem posteriormente montadas na Califórnia. A necessidade por uma habitação era tão elevada nesta altura que casas produzidas no estado de Nova Iorque foram vendidas na costa oeste americana por doze vezes o seu preço original.

### 2.2.3. SÉCULO XX

O início do século XX foi, por diversos motivos, o catalisador ideal que permitiu o crescimento da construção modular até uma escala global. Com o virar do século Thomas Ford introduziu na indústria automóvel a linha de montagem que veio permitir uma produção de componentes racionalizada e estandardizada, através da repetição de processos. Esta invenção de Thomas Ford não demorou a alastrar-se para outras indústrias e a construção civil foi uma dessas (Castelo, J., 2008).

O nascimento do conceito de construção modular ocorreu em 1921 quando Albert Famell Bemis iniciou o seu trabalho nesta área. O seu objetivo principal era transportar para a indústria da construção os enormes avanços tecnológicos que outras indústrias já tinham adotado. Observando que todos os outros aspetos do quotidiano tinham já sido melhorados com o rápido crescimento da industrialização, Bemis propôs um método que racionalizasse a produção de componentes e materiais construtivos. Em 1933 esse estudo intitulado “The Evolving House” foi publicado, no qual foram descritas com grande detalhe as suas propostas para um sistema de construção modular baseado na ideia de um módulo tridimensional. Este método modular cúbico tinha como objetivo proporcionar as bases para uma produção mais eficiente. Após estudar várias hipóteses admissíveis para a dimensão da sua medida modular base, Bemis concluiu que a medida de 4 polegadas (aproximadamente 10 centímetros) era a que melhor se adaptava (Green, A.C.e Koppes, W.F., 1967).

Ainda segundo Green, A.C. e Koppes, W.F. (1967), apesar de Bemis ter dado especial foco à redução de desperdícios no processo construtivo no seu trabalho, o mesmo afirmou que outras vantagens podiam ser obtidas com a adoção das suas ideias, tais como:

- Uma unidade de medida comum;
- A redução do uso de diversas medidas para apenas algumas medidas estandardizadas;
- O benefício económico de usar componentes repetidos;
- A compatibilidade dimensional de acessórios, equipamentos e mobiliário.

Contudo Bemis não chegaria a ter a oportunidade de ver os frutos que adviriam do seu trabalho. Apenas em 1945, 9 anos após a sua morte, foi adotada a sua medida de 4 polegadas como medida padrão para a indústria construtiva americana.

Outros arquitetos, como Le Corbusier, focaram também os seus estudos nesta temática. Em 1919, este arquiteto suíço, enalteceu as vantagens da pré-fabricação de habitações em detrimento da construção habitual com o seu trabalho “Mass Production Houses”. Mais tarde, em 1921, Le Corbusier percebeu a importância que a linha montagem desenvolvida por Ford teria para a indústria da construção e com isso em mente criou o sistema “Dom-ino”, ilustrado na Figura 2.8. Este sistema era composto por módulos tridimensionais em betão de dimensões padronizadas e tinha como objetivo proporcionar uma construção eficiente de edifícios até dois pisos, mantendo a liberdade arquitetónica interna (Patinha, S., 2011).

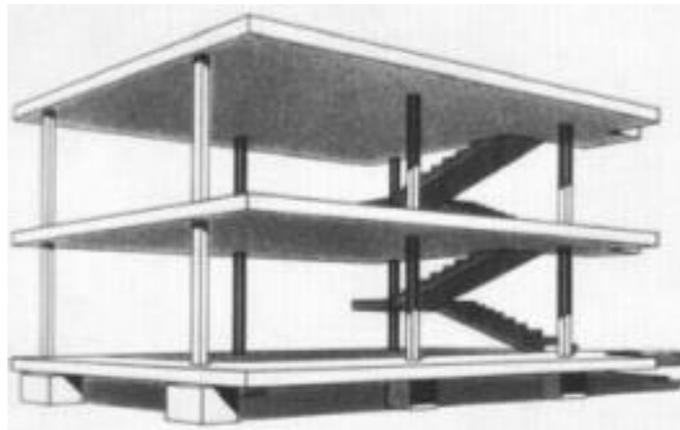


Figura 2.8 - Sistema "Dom-ino" desenvolvido por Le Corbusier (Patinha, S., 2011)

Durante a segunda guerra mundial, o alemão Ernst Neufert realiza um estudo sistemático e bastante completo sobre a construção modular. O seu trabalho intitulado *Bauordnungslehre* baseia-se num módulo de 12,5cm (um oitavo de um metro) tendo ficado conhecido como o “sistema octamétrico”. Neufert previa que no final da segunda guerra mundial surgisse a necessidade de uma construção em grande escala e num curto espaço de tempo no território alemão, pelo que o uso da construção modular seria a solução ideal. Os 12,5cm propostos procuraram não alterar substancialmente as medidas então usadas no fabrico dos tijolos tradicionais alemães, de modo a não haver necessidade de reformular outras indústrias (Baldauf, A., 2004).

Os estudos de Neufert tiveram um impacto tão grande na época que em 1951 foi extraída dos seus trabalhos e publicada a primeira norma alemã sobre construção modular. Nos 14 anos seguintes estima-se que 4.400.000 habitações tenham sido construídas na Alemanha obedecendo ao sistema octamétrico, o que corresponderá a 50% da totalidade de habitações executadas nesse período, nesse país. Adicionalmente, é estimado que em 1970 cerca de 90% dos blocos cerâmicos e de betão leve, 89% das lajes mistas pré-fabricadas, 75% dos caixilhos, 100% das chapas de fibrocimento e 65% de todas as estruturas pré-fabricadas usassem as dimensões octamétricas (Baldauf, A., 2004).

A Agência Europeia para a Produtividade, em 1956, baseando-se em diversos trabalhos e estudos prévios declarou como dimensão padrão os 10cm para os países que adotassem o sistema métrico e as quatro polegadas para países com o sistema pé-polegada. Contudo na Alemanha, fruto do trabalho de Neufert, continuou a ser adotado o sistema octamétrico em paralelo (Patinha, S., 2011).

### 2.3. MATERIAIS E SISTEMAS DE CONSTRUÇÃO MODULAR

No presente subcapítulo pretende-se fazer uma breve descrição dos tipos de sistemas de construção modular existentes atualmente e dos materiais que são usualmente utilizados na sua execução. Esta exposição tem como objetivo proporcionar ao leitor uma fundamentação clara da opção que será tomada em desenvolvimentos futuros do presente trabalho.

#### 2.3.1. TIPOS DE SISTEMAS MODULARES ATUAIS

Com a evolução da indústria da construção modular, a diversidade das soluções de sistemas construtivos é cada vez maior. Para fazer face a uma falta de categorização dos sistemas atuais, Lawson, M. (2007), propôs dividir as soluções existente em cinco categorias, atendendo para isso às suas características físicas e funcionalidades:

- Sistemas modulares fechados – os módulos são pré-fabricados com quatros lados fechados, semelhantes a contentores de transporte marítimo, sendo as suas dimensões máximas condicionadas pela sua adequabilidade ao transporte. Os espaços interiores são geralmente previamente equipados, pelo que devem ser adequados a uma função já definida. Contudo o elevado grau de padronização destes elementos condiciona severamente a liberdade arquitetónica de cada solução construtiva. Conforme a solução a que se destinam, estes podem ser empilhados, ligados entre si ou suportados por uma estrutura principal que funciona como esqueleto. A Figura 2.9 ilustra um módulo fechado, neste caso, a ser manobrado numa fábrica.



Figura 2.9 - Sistema modular fechado (Lawson, M., 2007)

- Sistemas modulares parcialmente abertos – estes sistemas têm várias semelhanças ao anterior, essencialmente no que toca aos condicionamentos dimensionais e ao grau de padronização, no entanto apresentam aberturas laterais que permitem a ligação com outros módulos do mesmo tipo, conforme se demonstra na Figura 2.10. Deste modo consegue-se obter espaços interiores significativamente maiores e mais adequáveis às necessidades em causa e por consequência uma liberdade arquitetónica interior ligeiramente maior.



Figura 2.10 - Módulo parcialmente aberto (Lawson, M., 2007)

- Sistemas modulares abertos – este tipo de soluções consiste no uso de módulos totalmente ou parcialmente abertos nos quatro lados. Estes módulos podem ser ligados segundo diferentes direções, tendo a capacidade de formar vastos espaços cobertos. A Figura 2.11 ilustra a construção de um hospital em que se recorreu a módulos abertos para formar grandes áreas interiores.



Figura 2.11 - Sistema modular aberto (Lawson, M., 2007)

- Sistemas construtivos de elementos modulares – estes sistemas não compreendem o uso de módulos tipo contentores marítimos, como os anteriores, mas sim o uso de elementos pré-fabricados, como paredes ou lajes que serão posteriormente ligados entre si no local da obra. Esta solução apesar de apresentar um grau de pré-fabricação menor, uma vez que há mais componentes a serem ligados no local de construção, exhibe claras vantagens ao nível da liberdade arquitetónica. Na Figura 2.12 ilustra-se precisamente o uso de módulos de parede (à esquerda) e laje (à direita) empregados no uso da construção de uma habitação.

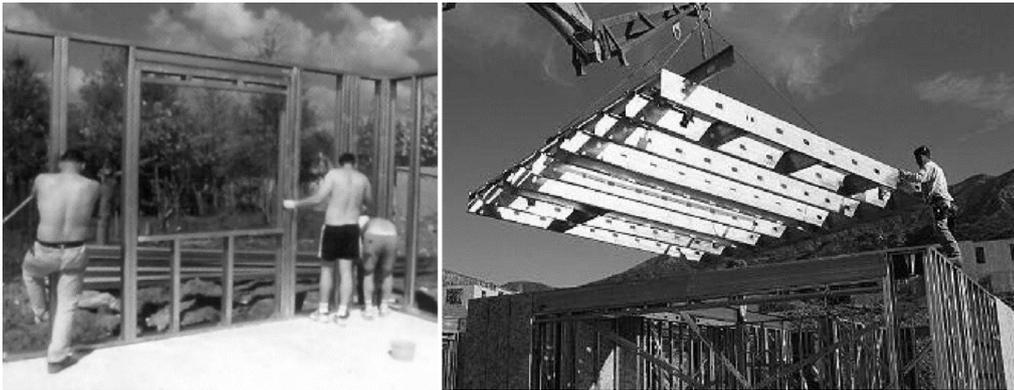


Figura 2.12 - Sistemas construtivos de elementos modulares (Patinha, S., 2011)

- Sistemas modulares mistos – também denominados por sistemas construtivos mistos, compreendem a junção dos vários tipos de sistemas modulares já referidos para formar uma estrutura final mais versátil. Na Figura 2.13 é possível observar que elementos modulares como paredes resistentes ou elementos de laje são ligados a módulos pré-fabricados formando assim uma estrutura final mais facilmente adaptável a diferentes propósitos.

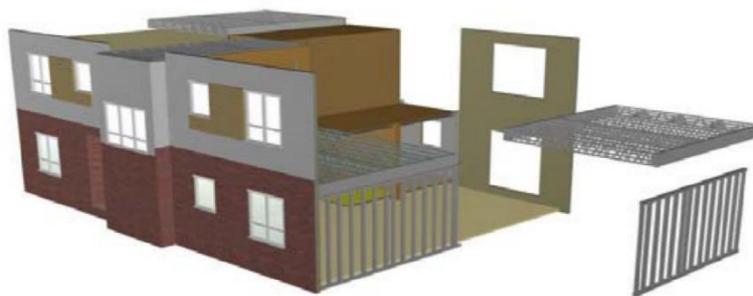


Figura 2.13 - Sistemas modulares mistos ou híbridos (Lawson, M., 2007)

### 2.3.2. MATERIAIS USADOS NA CONSTRUÇÃO MODULAR

No tipo de sistema construtivo em estudo no presente trabalho as soluções de materiais a adotar consistem essencialmente na madeira ou aço leve. Apesar de as soluções em aço leve serem uma inovação relativamente recente em Portugal, este tipo de solução é bastante tradicional nos Estados Unidos da América, país onde foi originalmente desenvolvido, e na Austrália. Este sistema construtivo

compete, nos Estados Unidos da América, essencialmente com a solução em madeira, uma vez que neste país as soluções de betão armado e alvenaria raramente são usadas para edifícios de pequena dimensão e baixa altura (Silvestre, N. [et al.], 2013).

Ainda segundo Silvestre, N. [et al.] (2013), uma catástrofe natural ocorrida em 1992 nos Estados Unidos da América, o furacão Andrew, seria responsável por uma enorme devastação, especialmente no estado da Flórida, onde foram danificadas ou destruídas cerca de 117.000 casas, a maioria das quais edificada em madeira. Para fazer face a este elevado grau de destruição, o centro de investigação da Associação Nacional de Construção Habitacional (NAHB – National Association of Home Builders) preparou dois relatórios sobre materiais estruturais alternativos à madeira que pudessem ser utilizados para a construção residencial. Ambos os relatórios coincidiram na solução proposta, o uso do aço leve, uma vez que este seria o material comercialmente disponível mais adequado a uma eficiente redução dos custos e a uma diminuição do risco de colapso estrutural.

De acordo com Lawson, M. (2009) existem quatro fatores fundamentais que influenciam o uso de aço na construção de habitações e residências:

- **Custo** – o custo da construção de um edifício está intrinsecamente relacionado com a escolha dos materiais a serem usados, mão-de-obra, equipamento e maquinaria. A construção em aço atinge elevados níveis de automação e produtividade, o que tem repercussões diretas na diminuição dos gastos com pessoal quer em fábrica, quer no local de implantação da obra. A aliar a este facto, a rapidez de execução de um projeto é acelerada devido aos elevados níveis pré-fabricação comuns na construção metálica. Estudos sobre o custo da construção metálica levados a cabo no Reino Unido apontam para que a construção em aço de um edifício tipo de seis pisos localizado numa zona urbana possa conduzir a uma poupança que pode chegar aos 6% relativamente à construção em betão armado, conforme se apresenta na Figura 2.14.



Figura 2.14 - Diminuição dos custos de construção de um edifício de seis pisos no Reino Unido (Lawson, M., 2009)

- **Qualidade** – a qualidade do material está diretamente relacionada com o desempenho e a fiabilidade do mesmo, fatores bastante mais difíceis de quantificar do que os económicos. O aço é um material de alta qualidade produzido para respeitar exigentes normas e as peças fabricadas com recurso a ele são padronizadas e cuidadosamente dimensionadas. A qualidade arquitetónica pode ser obtida através de um leque muito vasto de opções, desde a opção pelos elementos de fachada adequados, materiais de revestimento a usar ou mesmo a orientação de todos os componentes no espaço, por exemplo com a criação de amplos espaços abertos. No que

concerne à construção modular ou pré-fabricação a qualidade é ainda mais elevada, uma vez que os componentes mais onerosos podem ser montados e previamente testados longe do local da obra, na segurança de uma fábrica de produção.

- Prazo de execução – o prazo de execução está diretamente relacionado com o custo final da obra através de diversos fatores, normalmente quanto maior a velocidade a que determinado projeto for realizado, maiores serão as poupanças obtidas. Todos os tipos de construção em aço contêm algum tipo de pré-fabricação e são rapidamente instalados em obra podendo assim beneficiar desta poupança relacionada com o fator tempo. No Reino Unido, o Gabinete Nacional de Auditoria (National Audit Office na literatura inglesa) publicou um relatório em que apresenta diversos resultados consequentes de um estudo acerca dos prazos de execução e proveitos de produtividade para sistemas de aço com diversos níveis de pré-fabricação e a sua comparação com a solução tradicional em betão armado. A Tabela 2.1 mostra os principais resultados desse estudo nomeadamente no que concerne aos custos e prazos de execução.

Tabela 2.1 – Comparação de parâmetros relevantes para o prazo e custo de uma solução com diversos níveis de pré-fabricação (Lawson, M., 2009)

Critério	Construção tradicional em tijolo	Construção com painéis modulares	Construção híbrida (painéis modulares – módulos fechados)	Construção com módulos fechados
Período total de construção	100%	75%	70%	40%
Período de construção da envolvente do edifício para efeitos de estanquidade	100%	55%	50%	20%
Requisitos de mão-de-obra	100%	80%	70%	25%
Percentagem do custo total em materiais	65%	55%	45%	15%
Percentagem do custo total em mão de obra	35%	25%	20%	10%
Percentagem do custo total em pré-fabricação	0%	20%	35%	75%

- Sustentabilidade – com uma crescente preocupação à escala mundial com as potenciais alterações climáticas e as suas implicações para o ser humano, a sustentabilidade assume um papel cada vez mais relevante na escolha de um método construtivo para um edifício e do respetivo material empregado. Diversos parâmetros podem afetar o desempenho ecológico de um edifício, como por exemplo: (i) os materiais, (ii) os desperdícios, (iii) a energia, (iv) o transporte, (v) a minimização da poluição, (vi) o desempenho e a qualidade, (vii) a saúde e o bem-estar. A construção civil é uma das indústrias que utiliza mais recursos naturais e desse modo quaisquer opções tomadas neste campo a uma escala global têm repercussões extremamente relevantes na sustentabilidade do nosso planeta. As estruturas em aço têm neste caso a particularidade de serem totalmente recicláveis e de os seus componentes poderem ser desaparafusados e desmantelados para posterior montagem noutra local ou noutra tipo de utilização.



# 3

## CONCEÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

### 3.1. PROPÓSITO

Conforme foi descrito em 1.1 o sistema estrutural proposto destina-se essencialmente à exportação para outros países. Este facto faz com que por vezes seja difícil conciliar todas as condicionantes dos diversos códigos existentes e criar um sistema versátil o suficiente para que possa respeitar todas as legislações mundiais, bem como as condicionantes arquitetónicas ou mesmo os diferentes hábitos construtivos dos diversos países.

Para dotar este sistema da máxima versatilidade possível optou-se por escolher, de entre os sistemas construtivos expostos em 2.3.1, a construção com elementos modulares. Este tipo de sistema estrutural consiste essencialmente em dois tipos de módulos distintos, módulo de parede e módulo de laje, que se interligam entre si formando assim o esqueleto resistente do edifício. Cada um destes módulos será por sua vez composto por um esqueleto estrutural em aço leve, sendo a estes ligados todos os revestimentos ou outros elementos construtivos adequados a cada situação, conforme se ilustra na Figura 3.1. Esta opção permite que cada módulo, seja ele vertical ou horizontal, possa ser ordenado no espaço de diversas maneiras distintas criando assim soluções finais tão diversas quanto a imaginação do projetista.

Além das claras vantagens de liberdade arquitetónica já referidas esta solução apresenta ainda a possibilidade de que uma vez totalmente construída a edificação, cada módulo possa ser posteriormente separado dos módulos a ele adjacentes permitindo que os espaços e divisões possam ser reformulados consoante a evolução das necessidades do utilizador.

A solução escolhida apresenta um nível de pré-fabricação bastante menor do que as suas concorrentes, o que terá implicações diretas na distribuição dos custos pelas diversas fases do projeto bem como nos prazos de execução de cada uma das etapas construtivas (ver 2.3.2). Por outro lado, a construção com elementos modulares proporciona uma maior facilidade de transporte, uma vez que o sistema global será dividido em elementos de menores dimensões, adequados aos meios de transporte mais comuns.

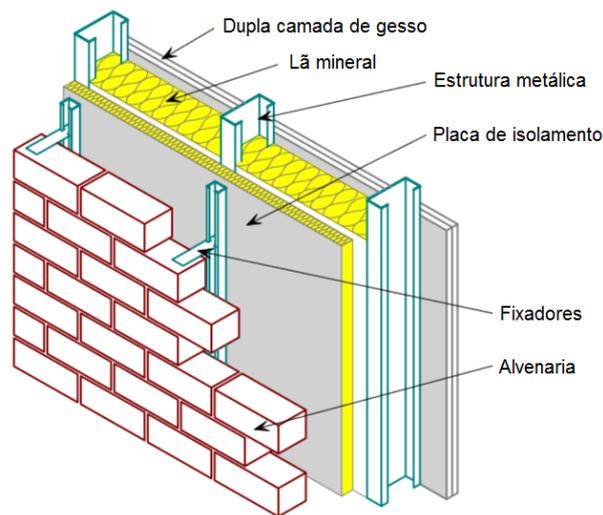


Figura 3.1 - Corte de um módulo típico com o respetivo revestimento (Lawson, M., 2007)

### 3.2. CONDICIONANTES

Desde a produção inicial dos componentes e da sua montagem em fábrica até à edificação da solução no local de destino procurou-se identificar todos os passos que seriam suscetíveis de afetar a geometria ou qualquer outra propriedade dos módulos. Ao nível da produção em fábrica não foram encontrados quaisquer condicionantes para as dimensões dos módulos, uma vez que estes serão produzidos com recurso a uma perfiladora (para mais detalhes ver 3.3.2).

Após a produção dos perfis em aço leve estes serão ligados entre si e devidamente revestidos, caso assim seja pretendido, formando o módulo final e transportados para o local da obra. Com o objetivo já explicitado de este ser um sistema exportável, o transporte será feito essencialmente por via marítima, com recurso a contentores fechados com dimensões padronizadas, pelo que será essa a primeira condicionante. Uma vez finalizado o processo de transporte e após a chegada dos contentores ao local da obra, os módulos serão retirados dos mesmos, manobrados e montados no local de acordo com o projeto previamente estabelecido. No processo de montagem, devido ao reduzido peso dos módulos deste sistema, os equipamentos de elevação usados poderão ser bastante simples e a orientação dos mesmos pelo espaço deverá ser bastante simples.

As restantes condicionantes aqui referidas ocorrem precisamente ao nível do projeto. As dimensões das divisões de um edifício podem ser as mais variadas e por consequência o módulo previamente concebido deve ser capaz de se adequar a uma grande variedade de medidas evitando excessivos desperdícios de espaço. Outra das condicionantes ocorre ao nível do pé-direito dos pisos, pois consoante o tipo de ocupação de determinado edifício o pé-direito mínimo ou pé-direito livre mínimo deverá ser diferente.

### 3.2.1. DIMENSÃO DOS CONTENTORES DE TRANSPORTE

Os contentores de transporte carga, que são usados tanto pelos navios no transporte marítimo como pelos veículos pesados que fazem o transporte terrestre, têm dimensões padronizadas que variam muito ligeiramente de fabricante para fabricante. A empresa Maersk, por exemplo apresenta no seu catálogo alguns tipos de contentores, expostos na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Dimensões internas de um contentor da empresa Maersk

Contentor	Dimensões internas [mm]		
	Comprimento	Largura	Altura
20 padrão	5896	2350	2393
40 padrão	12032	2350	2393
40 alto	12032	2350	2697
45 alto	13556	2352	2698

Apesar de o comprimento variar em função do tipo de contentor escolhido, a largura e altura permanecem praticamente imutáveis. Uma vez que o pé-direito mínimo será sempre pelo menos 2,7m (ver 3.2.3), a largura do módulo de parede está condicionada a ser sempre menor do que 2,7m. Idealmente pretende-se usar os contentores padrão por serem menos onerosos e portanto esta ficaria ainda mais condicionada, nomeadamente a não exceder os 2,4m.

### 3.2.2. DIMENSÕES DAS DIVISÕES DE UMA HABITAÇÃO

Em 3.2.1 definiu-se que a largura do módulo de parede não deveria exceder os 2,4m. Neste subcapítulo será feito um estudo às dimensões necessárias para as várias divisões de uma habitação com vista a refinar ainda mais a dimensão dos módulos e chegar a um valor final satisfatório.

Neufert, E. (2004) apresenta um estudo bastante detalhado acerca das dimensões adequadas a cada divisão de uma habitação, escritório, fábrica, entre outros, para que esta possa ser usada confortavelmente por um indivíduo tipo. Esse trabalho foi estudado e foram obtidas as dimensões tipo apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Dimensões tipo das divisões de uma habitação (Neufert, E., 2004)

Divisão	Comprimento [m]	Largura [m]	Área [m <sup>2</sup> ]
Cozinha	3.75	2.25	8.44
Sala de jantar	3.7	3.2	11.84
Sala de estar	6.8	5.2	35.36
Sala de estar/jantar	7	5	35.00
Quarto de solteiro	3	2	6.00
Quarto de casal	4	2.5	10.00
Casa de banho (banheira)	2.63	1.72	4.52
Casa de banho (chuveiro)	1.6	1.6	2.56

Uma vez conhecidas as medidas tipo para cada divisão procurou-se dotar o módulo de parede de um comprimento que lhe conferisse a versatilidade necessária a ser incorporado em cada uma dessas divisões conduzindo ao menor desperdício possível, isto é, a largura do módulo deveria ser tal que unindo um ou mais módulos consecutivamente a medida de uma divisão fosse o mais próxima possível do proposto por Ernst Neufert.

Para tal foram estudadas várias possibilidades para a largura dos módulos tendo a solução final sido reduzida a duas opções:

- Módulos de 2m de largura em conjunto com módulos de 1m de largura;
- Módulos de 2m de largura em conjunto com módulos de 0,5m de largura.

Em primeiro lugar é oportuno esclarecer o leitor acerca da opção fixa pelos módulos de 2m de largura. Uma das principais pretensões que se tem para o presente trabalho é que o sistema possa ser facilmente montado em obra e que se reduza tanto quando possível os trabalhos no local de construção. Esta opção prende-se com a pouca qualificação da mão-de-obra disponível em muitos locais para os quais se pretende exportar este sistema. A produção será idealmente realizada, na sua maior parte, em fábrica onde, num ambiente controlado e com mão-de-obra especializada, se pretenderá fazer um controlo de qualidade bastante fiável. Posto isto, será da maior importância reduzir tanto quanto possível o número de ligações entre módulos a serem executadas em obra e foi nesse sentido que se optou por módulos de 2m de largura que permitem cobrir uma maior distância dispensando ligações excessivas.

No entanto será também razoável dotar o sistema de alguma versatilidade e liberdade arquitetónica para que este possa ser bem recebido por diversos países com culturas construtivas bastante diferentes. Nesse sentido não seria certamente suficiente, nem tão pouco económico, prender todas as dimensões de uma parede ou divisão a múltiplos de dois metros. Para corresponder a este propósito decidiu adotar-se dois tipos de módulos, um que permitisse cobrir maiores distâncias com menos ligações (o de 2m) e outro que fosse capaz de dotar o sistema de polivalência ou que pudesse mesmo ser usado na construção de anexos, divisões de pequenas dimensões ou até na necessidade de expandir uma determinada divisão previamente construída.

A largura do segundo módulo teria que ser menor que os 2m e divisível por estes, de modo a que todos os detalhes ou componentes possam ser produzidos apenas numa dimensão padronizada (ver 2.1.3). As hipóteses que obedecem a este critério reduzem as opções a módulos de 1m e 0,5m. Outros

comprimentos menores seriam excessivamente pequenos e introduziriam a necessidade de se recorrer a um número excessivo de ligações e por isso seriam pouco viáveis.

Na Tabela 3.3 mostra-se o resultado de um estudo em que se comparam as áreas totais obtidas para as várias divisões da Tabela 3.2 usando cada um deste tipo de módulos com as áreas mínimas necessárias propostas por Ernst Neufert.

Tabela 3.3 - Excesso de área total em relação às divisões tipo de Neufert, E. (2004)

Dimensão dos módulos [m]	0,5	1
Excesso de área total em relação às divisões tipo de Neufert, E. (2004) [%]	8.60%	16.95%

Da análise da Tabela 3.3 resulta que o uso de módulos de 0,5m de largura conduziria a uma poupança de cerca de 8% na totalidade das divisões analisadas. No entanto isto resultaria na necessidade de empregar mais 9 módulos do que na outra solução para construir todas essas divisões. Este fator, aliado ao facto já referido de se pretender diminuir ao máximo o número de ligações a serem efetuadas em obra levou à opção pelos módulos de 1m. Outra das razões para a adoção desta solução baseia-se no facto de que as paredes interiores do edifício, segundo este método construtivo, possam ser realizadas com recursos a módulos não resistentes, madeira ou outros materiais como Viroc, pelo que estas poderiam ser projetadas caso a caso e as divisões internas poderiam ter quaisquer comprimentos desejados, ficando apenas o esqueleto resistente externo a cargo dos módulos resistentes de parede.

### 3.2.3. PÉS-DIREITOS MÍNIMOS ENTRE PISOS

Na legislação portuguesa, o Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU) aponta para algumas limitações ao pé-direito mínimo admissível, função do tipo de ocupação que cada edifício ou piso se destina a receber.

Segundo o Artigo 65º do referido documento:

- A altura mínima, piso a piso, em edificações destinadas à habitação é de 2,70 m, não podendo ser o pé-direito livre mínimo inferior a 2,40m;
- Excepcionalmente, em vestíbulos, corredores, instalações sanitárias, despensas e arrecadações será admissível que o pé-direito se reduza ao mínimo de 2,20m;
- O pé-direito livre mínimo dos pisos destinados a estabelecimentos comerciais é de 3m;

Estas limitações regulamentares obrigam a que, para que os módulos de parede possam ser adequados aos diferentes tipos de utilização, estes tenham de respeitar a maior condicionante regulamentar, ou seja, ter um pé-direito livre de pelo menos 3m. Esta condicionante obrigaria a que, para atender ao espaço ocupado por cabos, canalizações ou condutas, a altura dos módulos tivesse de rondar os 3,5m. Deste modo os módulos de parede seriam exageradamente altos para uma utilização habitacional e por isso pouco económicos para este fim.

Na busca de solucionar este problema optou-se por criar módulos de parede com dois tipos de alturas, 3m e 3,5m, sendo o primeiro adequado para utilizações habitacionais e o segundo para utilizações comerciais, industriais, entre outras.

### 3.3. OBJETIVOS

No subcapítulo 3.2 foram referidos os aspetos condicionantes, em especial para as dimensões que o sistema modular deveria respeitar. Neste subcapítulo pretende-se listar e explicar em que medida os objetivos que este sistema se destina a servir irão afetar a sua forma e conceção.

#### 3.3.1. LIBERDADE ARQUITETÓNICA

Como já foi previamente referido, dotar o sistema de uma elevada liberdade arquitetónica foi um objetivo que esteve sempre presente durante a conceção deste sistema. Este facto é de especial relevância quando se pretende que um sistema possa ser adotado em diversas partes do globo, onde se fazem sentir condições climáticas bastante diversas e onde há hábitos construtivos muito díspares. A escolha das dimensões para os módulos foi disso um exemplo (ver 3.2.2 e 3.2.3).

Geralmente os sistemas construtivos de elementos modulares apresentam espaçamentos entre elementos resistentes relativamente curtos. Silvestre, N. [et al.] (2013) apontam para espaçamentos entre perfis resistentes de 60cm como sendo uma medida comumente adotada. Espaçamentos de tão pequena ordem podem ser bastante condicionantes uma vez que obriga a que qualquer abertura que seja necessário fazer (portas ou janelas com dimensões superiores a 60cm, por exemplo) deve ser previamente planeada e um módulo deve ser construído especificamente para esse propósito.

No presente sistema, procurou-se que os módulos de parede pudessem ser produzidos em série, respeitando todas as medidas previamente estabelecidas e que os elementos resistentes ocupassem apenas a envolvente dos módulos de modo a que todo o espaço interior deste ficasse livre, conforme se ilustra na Figura 3.2 onde está representado um módulo de 2 metros de largura por 3 metros de altura. Este fator possibilita que uma porta, janela ou qualquer outro tipo de abertura possa ser posicionada em qualquer local do módulo dando assim aso a inúmeras possibilidades arquitetónicas.

Uma vez produzido e montado o esqueleto envolvente do módulo de parede (ver Figura 3.2), um sistema de elementos metálicos poderá ser concebido consoante as necessidades de cada projeto específico e ligado ao elemento estrutural principal formando as aberturas pretendidas. Eventualmente, o mesmo espaço interior poderá até não ser preenchido, podendo-se assim formar amplos espaços abertos.

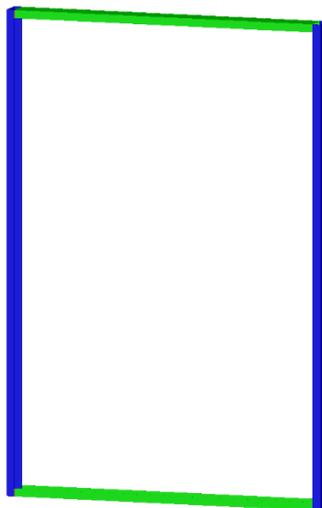


Figura 3.2 - Exemplo de um módulo de parede com o espaço interior livre

### 3.3.2. PRODUÇÃO EM SÉRIE DOS ELEMENTOS

As fábricas de produção de elementos metálicos são geralmente dotadas de grande versatilidade, isto é, a produção de elementos de aço pesado destinados a uma estrutura de grande porte, como uma ponte, pode ocorrer simultaneamente à produção de elementos metálicos para um edifício simples de pequeno porte. A velocidade e o cuidado com que cada uma das estruturas aí fabricadas é produzida cabe a todos os profissionais que nela desempenham algum tipo papel, desde o projetista inicial até aos técnicos que a fabricam (Guarnier, C., 2009).

A produção em fábrica deste tipo de perfis não é particularmente complexa. A matéria-prima, o aço, é geralmente adquirida aos produtores em rolos sendo estes posteriormente transformados por uma perfiladora, ilustrada na Figura 3.3. Os perfis serão produzidos com as dimensões requeridas pelo projetista e sujeitos a testes de controlo de qualidade para garantir a sua aptidão a serem usados para construção. Uma vez finalizado este processo os elementos metálicos estarão prontos para ser, neste caso, assemblados para formar os módulos de parede ou laje e posteriormente transportados para montagem em obra.



Figura 3.3 - Exemplo de uma perfiladora em fábrica e respetivo perfil a ser produzido (AnyangGemco, 2013)

Para que haja uma eficaz agilização dos processos, essencialmente em termos de velocidade de produção e de simplificação do processo de fabrico, será de todo o interesse que o tipo de elementos metálicos a serem produzidos no âmbito deste trabalho sejam, tanto quanto possível, transversais a todos os diferentes tipos de elementos estruturais que vão fazer parte da construção final.

Como já foi referido em 2.3.2, o aço leve é uma solução bastante competitiva para o tipo de estruturas de pequena dimensão e é também bastante adequado para a produção em série. Contudo estão atualmente disponíveis no mercado inúmeros tipos de perfis em aço leve, cada um especialmente adequado a um fim específico. A Figura 3.4 ilustra alguns desses diferentes géneros de perfis que podem ser produzidos com recursos a uma perfiladora.

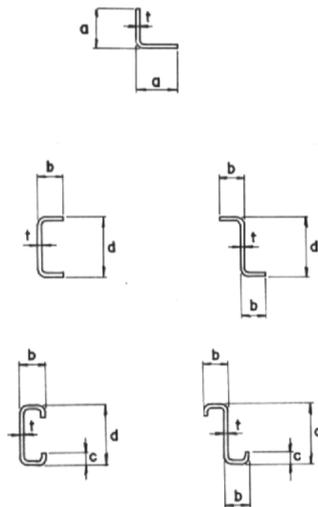


Figura 3.4 - Exemplo de tipos de perfis que podem ser produzidos numa perfiladora industrial (Guarnier, C., 2009)

O perfil representado no canto inferior esquerdo da Figura 3.4 é geralmente denominado na literatura específica como um perfil em “C”. Este tipo de solução é bastante adequada para a realização de vigas, uma vez que tem uma inércia consideravelmente elevada segundo o eixo horizontal e por isso comparativamente com outras soluções pode apresentar menores espessuras ou dimensões (sendo por isso mais económico) para os mesmos níveis de carga.

Certamente que tanto para os elementos horizontais resistentes dos módulos de laje como para os elementos resistentes verticais dos módulos de parede, uma solução de um perfil quadrado oco seria ligeiramente mais eficiente, uma vez que com as mesmas dimensões de contorno externo, este tipo de secção apresenta uma maior área total e uma maior inércia. Contudo este tipo de secções apresenta grandes limitações uma vez que a acessibilidade ao seu interior é bastante reduzida, o que coloca grandes problemas na realização das ligações.

No âmbito do presente trabalho optou-se então por escolher perfis enformados a frio com secções do tipo “C” tanto para os elementos resistentes verticais como para os horizontais uma vez que pesando os fatores económicos e de facilidade de construção são os elementos mais adequados e são por isso também bastante usados na indústria construtiva internacional.

De modo a evitar que fosse usada uma grande variedade de perfis metálicos, otimizando assim o processo de fabrico, foi feita uma opção por manter as dimensões externas dos perfis resistentes constantes dentro do mesmo tipo de elemento (por exemplo os elementos verticais dos módulos de parede terão uma dimensão fixa, e o mesmo é válido para os elementos resistentes dos módulos de laje). Assim, para lidar com os diferentes níveis de carga apenas se irá alterar a espessura de cada elemento, sendo que maiores espessuras corresponderão a elementos mais resistentes e vice-versa. Esta opção resulta numa grande simplificação de processos ao nível da produção dos elementos, uma vez que a perfiladora terá apenas de produzir uma reduzida variedade de elementos de secções fixas somente variando a espessura do rolo metálico a ser usado.

### 3.3.3. SIMPLIFICAÇÃO DO PROCESSO DE MONTAGEM

A simplificação do processo de montagem deve ser um fator a ter em conta aquando da conceção de um sistema deste tipo. Uma vez que se pretende a eliminação do uso de mão-de-obra especializada no local da obra, todas as ligações que sejam aí realizadas devem ser pensadas para serem o mais simples possível, sem perderem a eficácia no desempenho do papel para o qual foram projetadas. Para atender a este facto em 3.1 tomou-se a opção, já explicada, por um sistema construtivo de elementos modulares. Este sistema prevê que todas as ligações dentro dos módulos sejam previamente executadas em fábrica, sendo no local da obra apenas realizadas as ligações entre os diferentes módulos. Para a ligação dos elementos dentro de um módulo, e uma vez que este processo será executado em fábrica onde se assume estejam reunidas todas as condições de qualidade e competência da mão-de-obra, são propostas ligações soldadas.

Hermenegildo, A. (2010) define a soldadura como “um procedimento que permite uma ligação de continuidade entre elementos metálicos constituintes de uma estrutura.” Esta consiste na fusão do material a ligar, por aumento da temperatura, sendo posteriormente adicionado um segundo componente a ligar. Da fusão deste dois elementos resulta a ligação soldada final. A Figura 3.5 ilustra uma ligação soldada que será bastante semelhante àquelas que serão executadas para ligar os elementos verticais e horizontais dos módulos de parede e os elementos dos módulos de laje.



Figura 3.5 - Exemplo de uma ligação soldada (Trinitiframing, 2010)

Ainda segundo Hermenegildo, A. (2010) este método de ligação é vantajoso em relação à solução aparafusada, designadamente na redução substancial do peso da estrutura, uma vez que não são necessárias chapas de ligação. Adicionalmente, este tipo de ligação para os elementos constituintes de um módulo permite que não existam saliências (o que poderia ocorrer com o uso de parafusos) que dificultem o correto encaixe de um módulo ao seu vizinho.

Devido à sua elevada complexidade, a realização eficaz de uma ligação soldada é bastante suscetível às condições onde esta é executada. O ambiente envolvente é um fator que pode dificultar muito a sua correta execução, pelo que no âmbito do presente trabalho optou-se que as ligações soldadas fossem realizadas em fábrica.

As restantes ligações entre os módulos, uma vez que estes tenham chegado ao local da obra, foram pensadas para serem aparafusadas. Este tipo solução apresenta desde logo a vantagem de requerer uma

mão-de-obra significativamente menos qualificada do que a soldadura, pelo que será adequada à exportação deste produto para qualquer local do mundo.

#### 3.3.4. RACIONALIZAÇÃO DOS CUSTOS

Já foram previamente referidos alguns aspetos que, apesar de pensados para um diferente propósito, acabam por refletir também uma poupança ao nível dos custos finais da edificação, nomeadamente a produção em série dos componentes e a sua redução a apenas uma secção (no caso dos elementos estruturais). Contudo a grande fatia dos custos finais de uma obra não está associada com o sistema estrutural, mas sim com os acabamentos e revestimentos que irão ser implantados.

Deste modo, apesar de sempre que possível terem sido escolhidas as alternativas que fossem economicamente mais viáveis para o desempenho estrutural do edifício, foi, no âmbito do presente trabalho, deixado em aberto quais os revestimentos, acabamentos, ou outros materiais construtivos que pudessem ser usados na construção de um edifício através deste sistema. Esta decisão deveu-se ao facto de que apesar de esta ser uma solução pensada para mercados emergentes, onde haverá uma necessidade de grandes volumes de construção em curtos períodos de tempo e apesar de uma grande percentagem desses edifícios terem certamente como custo final um dos fatores mais preponderantes, não há nenhum motivo para que este sistema não possa ser também usado para a construção de edifícios com melhores desempenhos e acabamentos e por isso mais onerosos.

Ao longo do presente trabalho serão sugeridos mais detalhes relacionados com o projeto de construções que na ótica do autor serão adequados para o bom funcionamento e para uma racionalização dos custos deste sistema, mas a decisão final caberá sempre ao projetista que deverá analisar cada situação independentemente.

#### 3.3.5. ADEQUADA TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS

Para que este sistema tenha um bom desempenho estrutural é essencial que se processe uma eficaz transferência de esforços entre os diversos elementos deste sistema. Este problema é particularmente relevante na ligação dos sistemas de fachada aos elementos estruturais, na ligação entre módulos de parede cuja orientação varie  $90^\circ$ , na ligação entre os módulos de laje e os módulos de parede e na ligação dos painéis de piso aos módulos de laje.

No que toca à ligação dos sistemas de fachada aos elementos estruturais, o módulo de parede será composto por elementos verticais resistentes e por elementos horizontais não resistentes, cuja função será apenas realizar a ligação entre os elementos verticais. Este facto obriga a que os sistemas de fachada do edifício descarreguem os esforços devido às cargas externas (vento, por exemplo) para os elementos verticais do módulo de parede para que haja uma correta transferência de esforços.

Para a ligação entre módulos de parede consecutivos cuja orientação varie de  $90^\circ$  foi proposto que se adicionasse um perfil metálico com a forma de uma cantoneira que possibilitasse a ligação entre os dois elementos. Caso concorressem três módulos de parede num ponto com orientações separadas por  $90^\circ$ , então o elemento de ligação entre esses três módulos passaria a ser um elemento metálico com perfil em forma de “U” e no caso de serem quatro elementos a concorrer num ponto com as mesmas orientações separadas de  $90^\circ$  então o perfil de ligação a adotar seria uma secção quadrada oca.

Outro dos objetivos deste sistema é que a transferência de esforços dos módulos de laje para os módulos de parede seja eficaz e não conduza a comportamentos indesejados da estrutura. Para atender a este facto foi proposto neste sistema que a alma dos elementos resistentes horizontais dos módulos de laje descarregasse diretamente na alma dos elementos verticais dos módulos de parede. Este funcionamento

estrutural permite que os centros de gravidade dos dois elementos sejam coincidentes, o que evita a introdução de fenómenos desnecessários de encurvadura que apenas iriam conduzir à necessidade de serem adotados perfis mais robustos e por isso menos económicos.

Finalmente os módulos de laje (à imagem dos módulos de parede) serão também compostos por elementos horizontais resistentes e não resistentes, isto implica que as lajes de cada piso, neste caso que se propõe sejam executadas em Viroc (como será posteriormente detalhado) sejam ligadas a estes módulos apenas através dos elementos resistentes e que essa ligação seja feita idealmente na projeção do centro de gravidade desses elementos resistentes, de modo a evitar a introdução de esforços desnecessários.

### 3.4. MÓDULOS DE PAREDE

#### 3.4.1. MÓDULO INDIVIDUAL

Uma vez definidos todos os objetivos e condicionantes, o módulo de parede terá já os principais contornos traçados. No âmbito do presente trabalho propõe-se a criação de 4 módulos de parede distintos, conforme se mostra na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Tipos de módulos de parede

Designação	Altura [m]	Largura [m]
MP1	3	1
MP2	3	2
MP3	3.5	1
MP4	3.5	2

Os módulos MP1 e MP2 são destinados ao uso habitacional enquanto os módulos MP3 e MP4 foram pensados para o uso comercial ou industrial. Grande parte dos detalhes da conceção do esqueleto estrutural e não estrutural já foram pormenorizados nos subcapítulos anteriores, no entanto há ainda alguns aspetos relevantes a atender.

Cada um destes módulos será composto por dois elementos verticais com uma secção do tipo “C” que serão resistentes e estarão ligados em cada extremidade por um perfil horizontal com uma secção do tipo “U”. O facto de os elementos horizontais não serem resistentes, ou seja, não estarem destinados a receber esforços faz com que para estes possa ser adotada uma solução distinta, o perfil transversal em “U”, que será menos onerosa que a anterior. Estes elementos destinam-se apenas a assegurar a verticalidade dos perfis verticais e que a posição do módulo de parede no sistema referencial permanece dentro de limites aceitáveis.

A Figura 3.6 mostra os dois tipos de módulos MP1 (à esquerda) e MP2 (à direita). A azul estão representados os elementos verticais resistentes e a verde estão representados os elementos horizontais não resistentes.

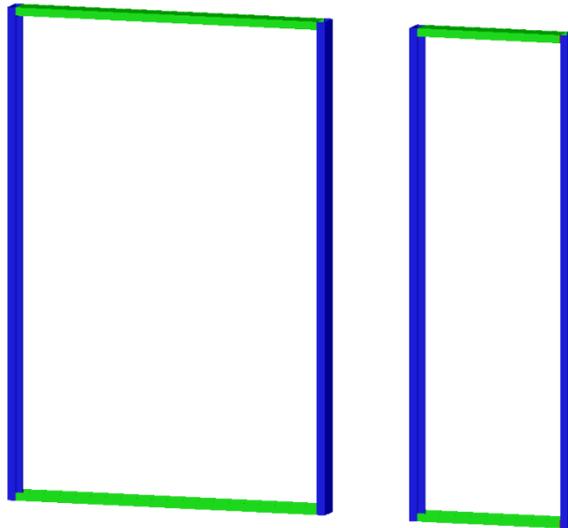


Figura 3.6 - Módulos de parede MP1 e MP2

Devido ao facto de os elementos horizontais não serem resistentes, a ligação soldada entre os dois tipos de perfis não necessita de ser particularmente cuidada, já que não terá que lidar com outros esforços além do peso próprio do elemento horizontal. Na Figura 3.7 – a) está representada a ligação através de um cordão de soldadura entre dois elementos de um módulo de parede.

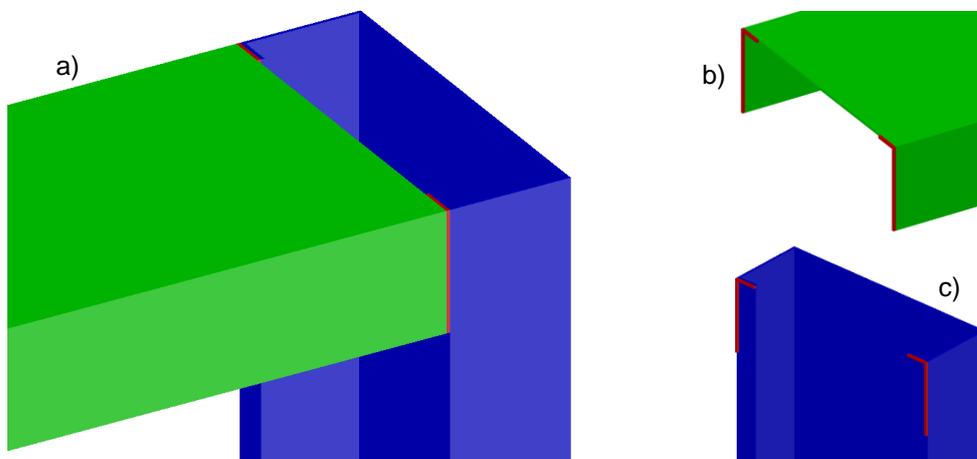


Figura 3.7 - a) Ilustração de um cordão de soldadura tipo num módulo de parede; b) Interação do cordão de soldadura com o elemento horizontal; c) Interação do cordão de soldadura com o elemento vertical

Para melhor se entender a forma desse cordão de soldadura foram criados dois cortes, Figura 3.7 – b) e Figura 3.7 - c), onde está representada a forma como o cordão de soldadura se liga a cada um dos elementos horizontais e verticais, respetivamente. A ligação soldada tem a mesma forma para cada um dos quatro pontos de ligação dos módulos de parede.

Uma vez totalmente definidas as características de um módulo de parede enquanto elemento individual no espaço, passa a ser necessário criar um sistema que permita que a sua ordenação espacial e a sua ligação aos módulos adjacentes se processem da forma mais simples possível.

Para garantir que a estrutura tem um comportamento global eficiente, cada módulo deverá estar ligado ao seu vizinho, proporcionando assim a transferência de esforços necessária ao bom funcionamento estrutural. Esta ligação deverá ser feita através do aparafusamento dos elementos verticais de cada módulo de parede ao elemento adjacente do módulo seguinte. As ligações aparafusadas não serão alvo de dimensionamento estrutural no âmbito do presente trabalho, no entanto a Figura 3.8 apresenta um exemplo de uma solução de furação a ser realizada em cada perfil metálico vertical para posterior ligação dos dois módulos por aparafusamento aquando da montagem em obra.

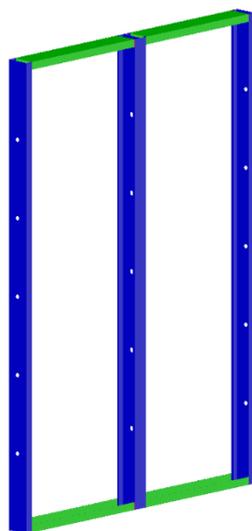


Figura 3.8 - Exemplo da furação para futuro aparafusamento dos perfis do módulo MP1

Um dos principais desafios que ocorreram aquando da conceção estrutural destes módulos foi dotar este sistema da acessibilidade necessária a que o aparafusamento pudesse ocorrer de forma bastante simples em obra. Isto deveu-se ao facto de que caso os módulos fossem exportados totalmente finalizados (isto é, tivessem já todos os revestimentos e elementos de fachada) não seria possível aceder ao seu espaço interior para proceder ao aparafusamento. Este problema adquiria contornos ainda mais gravosos quando se analisava a ligação entre os módulos de parede e os módulos de laje num ponto de confluência de vários módulos.

A solução encontrada foi a de exportar os módulos apenas com uma das faces fechada, para que fosse possível o acesso às ligações pela outra face sendo que esta última seria apenas finalizada em obra após estarem concluídas todas as ligações. A Figura 3.9 ilustra um módulo MP2 já com a furação para aparafusamento executada e fechado numa das faces. O elemento representado a azul claro pode tanto representar um elemento de fachada exterior como um acabamento interior, ou seja, a face que é fechada pode variar com o tipo de obra para o qual o módulo se destinar. Os trabalhadores no local teriam acesso pelo lado do módulo de parede que foi deixado aberto, podendo assim realizar todas as ligações necessárias ou outros trabalhos que fossem pertinentes.

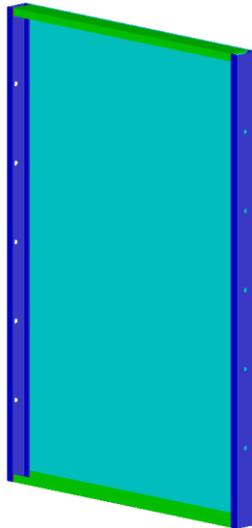


Figura 3.9 - Módulo MP2 fechado numa das faces

Nesta fase (Figura 3.9) o módulo de parede está totalmente apto para ser ligado aos restantes módulos de parede formando assim o esqueleto vertical de um piso ou edifício. No entanto será necessário que este consiga receber eficazmente as cargas que serão transmitidas pelos pisos superiores ou coberturas. Para atender a esta situação na extremidade de cada perfil vertical resistente é proposto que sejam soldadas chapas metálicas cuja função será garantir, através do aparafusamento, que os elementos de laje poderão descarregar eficazmente os seus esforços para os elementos de parede e este por sua vez, transmiti-los até às fundações.

A Figura 3.10 mostra um módulo de parede do tipo MP2 com as chapas de ligação (representadas a amarelo) furadas para permitir o encaixe e aparafusamento dos módulos de laje. Nas chapas estão representados dois furos, uma vez que o módulo de parede pode receber cargas de dois módulos de laje em simultâneo.

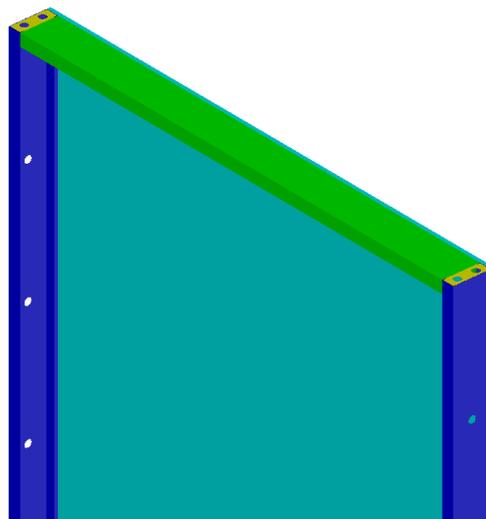


Figura 3.10 - Módulo MP2 com chapas de ligação furadas

### 3.4.2. TIPOS DE LIGAÇÃO ENTRE MÓDULOS

Já foi referido que a ligação entre dois ou mais módulos de parede será feita através de furações nos elementos verticais resistentes que serão por sua vez aparafusadas, no entanto este sistema apenas funciona para módulos que estejam dispostos lado a lado, conforme se ilustra na Figura 3.8.

Quando dois módulos estão dispostos de tal forma que a orientação dos seus eixos faça um ângulo de  $90^\circ$ , é necessário conceber uma solução para que não haja uma interrupção da ligação entre os mesmos. Para atender a este facto foi proposto o sistema ilustrado na Figura 3.11, em que é introduzida uma cantoneira, perfil com a secção transversal “L”, que fará a ligação entre os dois módulos de parede. Cada um destes módulos será aparafusado à cantoneira que terá apenas como objetivo fazer a ligação entre os dois elementos e garantir que os esforços podem ser transferidos de um para o outro.

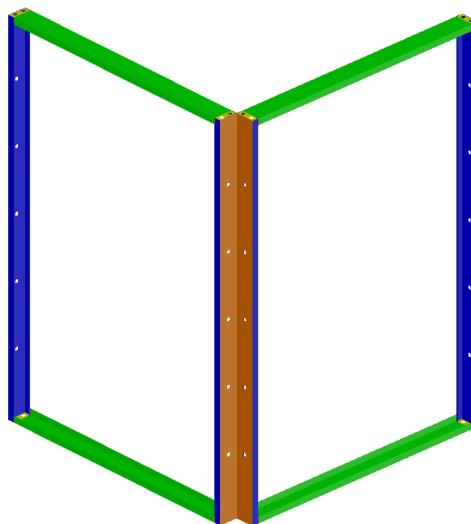


Figura 3.11 - Cantoneira a ligar dois módulos de parede orientados segundo um ângulo de  $90^\circ$

O aparafusamento poderá ser executado quer pelo acesso interior dos módulos quer pelo lado da cantoneira, deverá ser analisado caso a caso qual a solução mais vantajosa. A cantoneira, caso fique numa esquina de um edifício, uma situação bastante provável de ocorrer, deverá ser posteriormente tapada de acordo com a solução que for escolhida para a fachada do edifício. O espaço no seu interior poderá ser usado para passar cabos, canalizações, entre outros. Todos estes raciocínios são também válidos para quando a ligação entre módulos de parede é realizada através de um perfil em “U” (ver Figura 3.12) e para quando esta é concretizada por um perfil do tipo SHS (ver Figura 3.13), com a exceção de que para este último o aparafusamento terá de ser executado pelo interior dos módulos, uma vez que o acesso ao interior do perfil SHS é bastante complicado.

Outra situação passível de ocorrer será a confluência de 3 módulos de parede num único ponto. Para atender a esta situação uma solução semelhante à anterior foi considerada, no entanto, em vez de o perfil de ligação ser uma cantoneira, este passará a ser um perfil em “U”. A Figura 3.12 ilustra a ligação entre esses três elementos.

Por fim, no caso de quatro módulos de parede convergirem para um único ponto, será adotado um perfil com secção quadrada oca para realizar a ligação entre todos os elementos, conforme se demonstra na Figura 3.13.

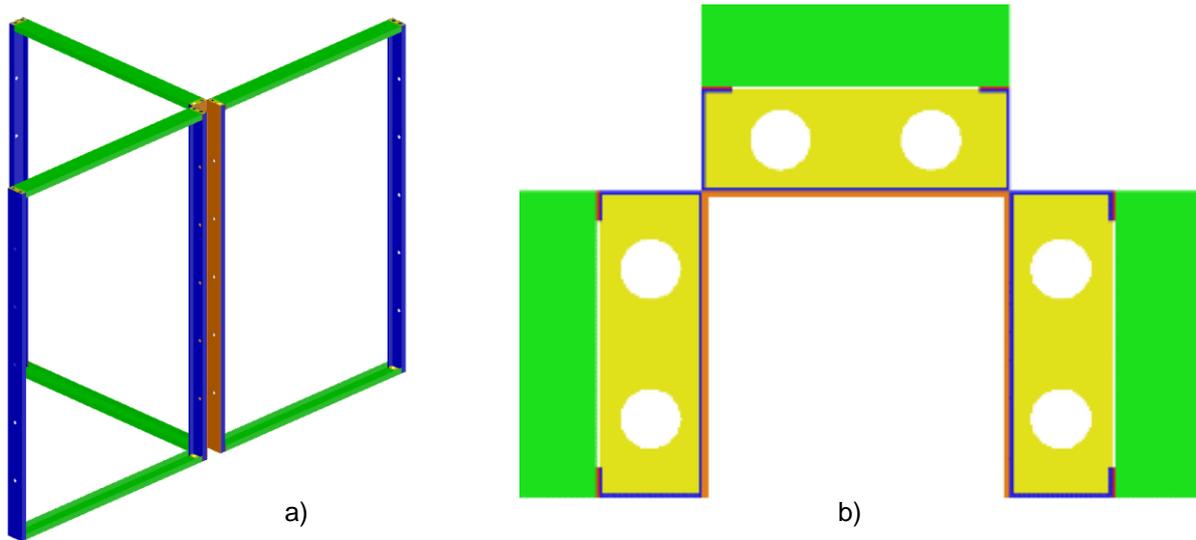


Figura 3.12 – Três módulos de parede confluente num ponto ligados por um perfil em “U”; a) vista geral; b) pormenor da ligação (vista superior)

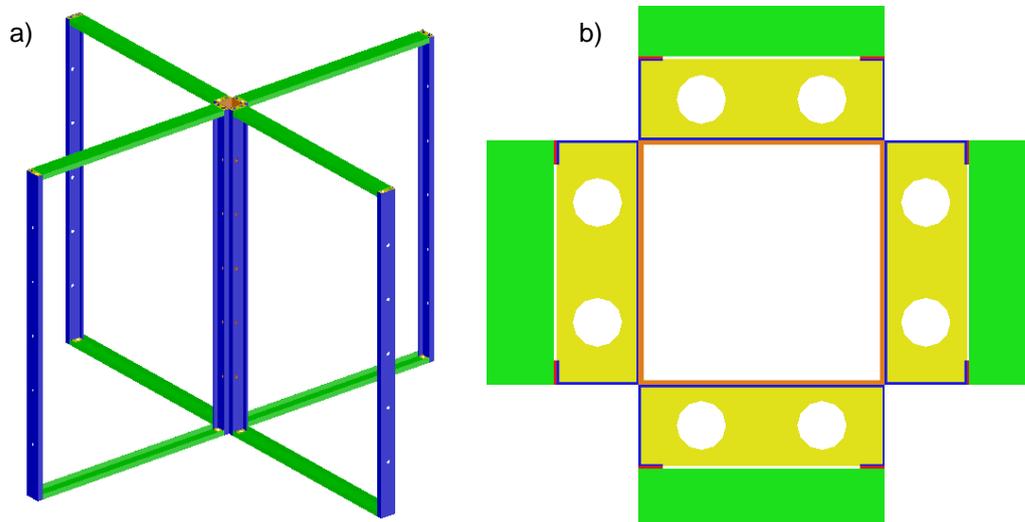


Figura 3.13 – Quatro módulos de parede ligados por um perfil de secção quadrada oca; a) vista geral; b) pormenor da ligação (vista superior)

### 3.5. MÓDULOS DE LAJE

#### 3.5.1. VIROC

Para transferir as cargas dos pisos para o esqueleto estrutural metálico do módulo de laje é necessário um elemento que possua alguma resistência à flexão para poder vencer pequenos vãos e que idealmente seja dotado de propriedades que o tornem competitivo em termos construtivos. O material proposto no presente trabalho é o Viroc, este não é mais que um painel compósito constituído por uma mistura de partículas de madeira e cimento. A sua aplicabilidade vai desde espaços interiores até exteriores e pode ser usado desde um elemento resistente numa laje metálica para vencer vãos curtos até às fachadas exteriores de um edifício.

No processo de conceção de uma laje, seja para fins habitacionais ou comerciais, é sempre relevante que, além do aspeto estrutural, sejam também atendidos alguns aspetos construtivos que possam dotar o utente final do edifício de conforto térmico, acústico, entre outros. Este material apresenta também neste campo algumas vantagens (Investwood, 2014):

- Não tóxico – não contém compostos voláteis perigosos e é isento de sílica, asbestos e formaldeído;
- Isolante acústico – o índice de isolamento sonoro do painel varia com a sua espessura, apresentando uma resistência a sons aéreos de 31 ou 37 dB conforme possua uma espessura de 8 ou de 22 mm respetivamente;
- Resistente a cargas – o painel possui resistência à flexão que permite a sua utilização como elemento estrutural resistente, sendo por isso usado em pavimentos ou coberturas. A sua resistência à flexão é de 9MPa com um módulo de elasticidade em flexão de 4.5GPa;
- Fácil instalação - pode ser cortado, furado e lixado sendo usadas ferramentas bastante simples na sua instalação;
- Ignífugo – de acordo com o ensaio de ignitabilidade realizado, está classificado como B-s1, d0, segundo a norma EN 13501-1, ou seja, é um material combustível mas que apresenta uma contribuição muito limitada à propagação do fogo;
- Hidrófugo – é um material impermeável à água e não delamina sob ação desta;
- Isolante térmico – possui boas características de resistência térmica permitindo que funcione como um isolante nas mais variadas temperaturas;
- Resistente a insetos – não se degrada com a ação de organismos vivos como fungos, térmitas ou qualquer outro tipo de insetos.

No que concerne à utilização pretendida nesta fase para este produto a Figura 3.14 fornece um exemplo da disposição de três painéis Viroc e possíveis revestimentos adequados ao seu uso específico. O tipo de revestimentos a usar pode ser do mais variado e deve ser estudado para cada caso específico, dependendo da utilização que se pretende.

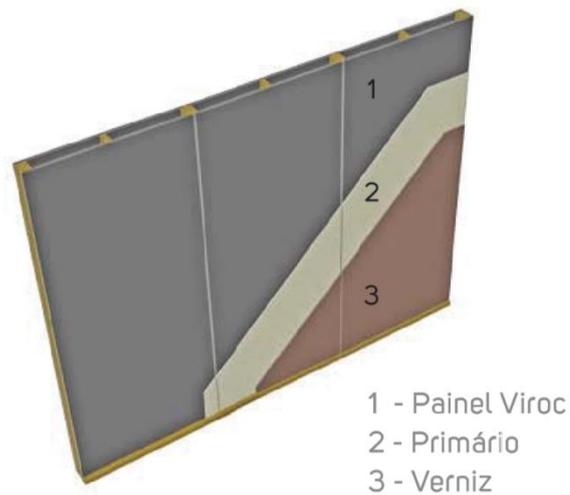


Figura 3.14 - Paineis Viroc e possíveis revestimentos (Investwood, 2014)

Atendendo a que os módulos de parede foram concebidos com larguras fixas de 1 ou 2 metros (ver 3.4.1), os módulos de laje deverão ser projetados com larguras iguais, de modo a que as furações para a ligação dos elementos coincidam. Em 5.4.1 apresentam-se as tabelas de dimensionamento destes elementos, porém para a etapa atual basta referir que os módulos foram pensados para vencer um vão máximo de 1m. Isto significa que o esqueleto metálico do módulo de laje estará condicionado a um vão máximo de 1m numa das direções.

### 3.5.2. MÓDULO INDIVIDUAL

Uma vez definida a largura dos módulos de parede, os módulos de laje deverão proporcionar um encaixe perfeito nos primeiros, pelo que a largura dos módulos deverá ser transversal a ambos, isto é, 1 ou 2m. A definição do Viroc como elemento de piso irá implicar que, condicionado pela resistência deste material, qualquer módulo de laje esteja limitado a um vão de 1m numa das direções.

O seu funcionamento na outra direção é condicionado pela resistência dos perfis metálicos que o irão compor e foi limitado a 6m, para que não fosse necessário usar espessuras excessivas dos perfis metálicos. Este valor permite vencer uma gama de vãos bastante satisfatória quer para uso habitacional quer para uso comercial. Conforme foi visto na Tabela 3.2, o trabalho de Neufert, E. (2004) aponta para que o maior comprimento mínimo da divisão de uma habitação não exceda os 5 metros e que ainda assim os utentes dessa habitação possam ter todo o conforto e espaço necessários.

Deste modo na Tabela 3.5 apresenta-se a listagem da designação e dimensões dos módulos de laje que foram concebidos no âmbito do presente trabalho. O facto de o seu comprimento exceder em 15 centímetros o valor do metro deve-se ao facto de os módulos de laje necessitarem de um comprimento adicional para que possam encaixar eficazmente nos módulos de parede.

Tabela 3.5 – Tipos de módulos de laje

Designação	Largura [m]	Comprimento [m]
ML1-2	1	2,15
ML1-3	1	3,15
ML1-4	1	4,15
ML1-5	1	5,15
ML1-6	1	6,15
ML2-2	2	2,15
ML2-3	2	3,15
ML2-4	2	4,15
ML2-5	2	5,15
ML2-6	2	6,15

#### 3.5.2.1. Módulos do tipo ML1

Em primeiro lugar, os módulos ML1 serão compostos por elementos resistentes que receberão as cargas dos painéis de Viroc e as transmitirão para os módulos de parede e por elementos não resistentes cuja função, à imagem dos mesmos elementos nos módulos de parede, é apenas de garantir a ligação entre os dois perfis resistentes e que o seu posicionamento no espaço permanecerá inalterado. Na Figura 3.15 está representado o aspeto genérico de um módulo do tipo ML1, em que os elementos resistentes têm a cor azul e os não resistentes a cor verde.

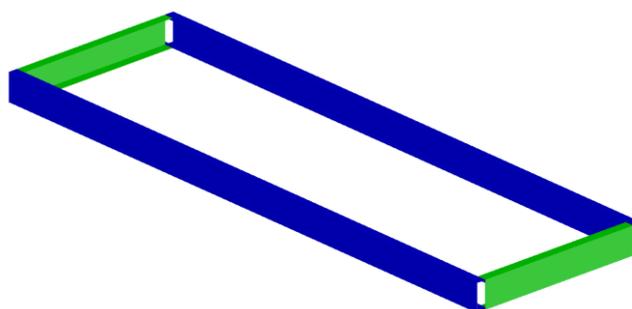


Figura 3.15 - Módulo de laje do tipo ML1

À imagem do módulo de parede, para os elementos resistentes do módulo de laje foram escolhidas secções do tipo “C”. Este tipo de secções concilia duas características que a tornam bastante competitiva para resistir a esforços de flexão. A sua forma em “C” dota a secção de uma elevada inércia segundo a direção yy quando comparada com outros tipos de perfis, o que se traduz assim numa elevada resistência flexional, permitindo ainda, através da abertura, um fácil acesso ao seu interior para que possam ser realizadas todas as ligações necessárias (ver 3.5.3).

Para ligar estes perfis, e uma vez que os painéis de Viroc apenas irão funcionar numa direção foram escolhidas secções mais simples, em forma de “U”, para que tenham alguma rigidez de modo a ligar eficazmente os perfis resistentes, mas que sejam mais baratas e fáceis de produzir.

A ligação entre elementos resistentes e não resistentes dos módulos de laje, uma vez que estes serão totalmente produzidos em fábrica, será soldada. A Figura 3.16 apresenta o exemplo de uma dessas ligações onde o cordão de soldadura está representado pela cor vermelha. Para que o leitor possa melhor entender todo o funcionamento estrutural destes módulos, da esquerda para a direita estão representadas uma vista geral, a interação entre o cordão de soldadura e o elemento resistente e entre o cordão de soldadura e o elemento não resistente, respetivamente.

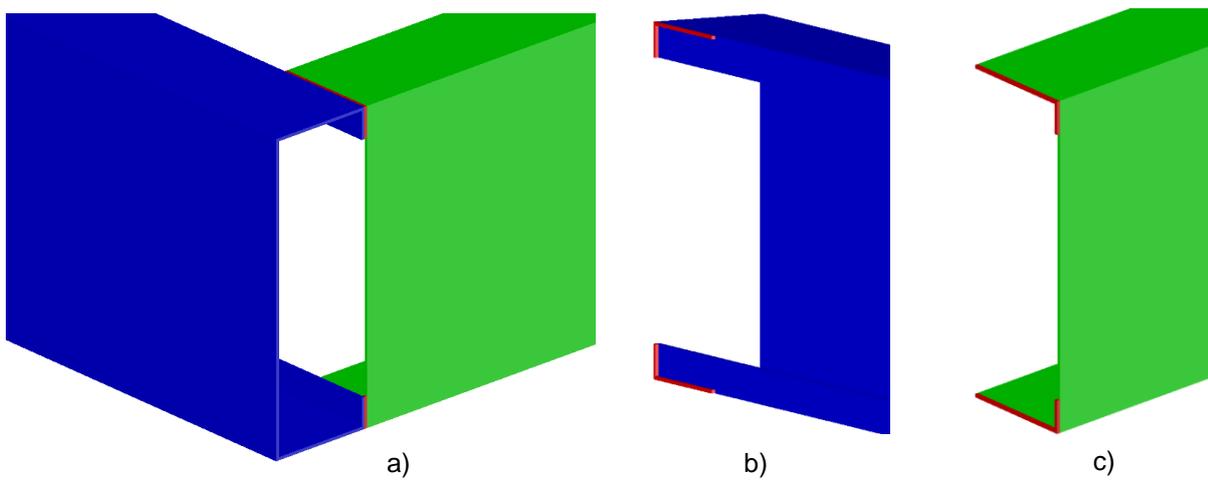


Figura 3.16 - Detalhe da ligação soldada dos módulos ML1; a) vista geral; b) cordão de soldadura e elemento não resistente; c) cordão de soldadura e elemento resistente

A ligação entre os módulos de parede e os módulos de laje será aparafusada, pelo que a furação realizada nestes módulos deverá ser pensada com o intuito de corresponder perfeitamente às furações nas chapas dos módulos de parede, de modo a criar uma ligação eficaz. A Figura 3.17 ilustra as furações realizadas nos elementos resistentes de um módulo de laje do tipo ML1 que irão liga-lo às chapas dos módulos de parede transferindo assim os esforços para estes últimos. De notar que a alma do perfil em “C” representado a azul na Figura 3.17 irá neste sistema estar perfeitamente alinhada com a alma do elemento resistente do módulo de parede. Por último importa referir que as furações ilustradas na Figura 3.17 não representam uma dimensão específica, mas que foram deliberadamente manipuladas para que o leitor possa ficar com uma perceção clara do esquema estrutural deste pormenor de ligação.

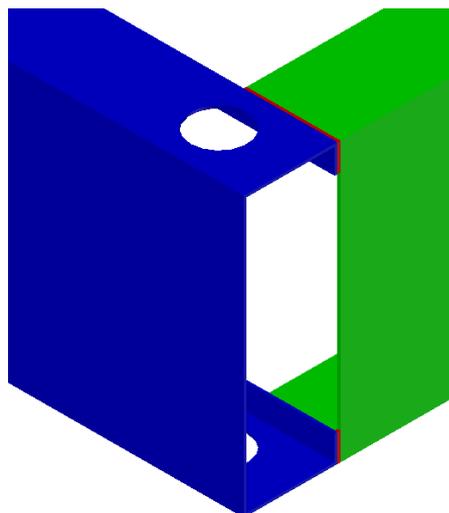


Figura 3.17 – Módulo de laje ML1 com furações

### 3.5.2.2. Módulos do tipo ML2

Os módulos do tipo ML2 serão substancialmente diferentes dos anteriores. Uma vez que o sistema de painéis de Viroc está limitado a vencer um vão máximo de 1 metro e a dimensão mínima deste tipo de módulos é de 2 metros uma solução distinta teve de ser concebida para este caso particular.

Na Figura 3.18 está representado o esqueleto estrutural de um módulo do tipo ML2. Nesta imagem é possível notar que estes módulos de laje são compostos por quatro perfis com a secção em “C”, representados a azul e a verde, que se destinam a receber as cargas dos painéis de Viroc e a transferi-las para os módulos de parede. Os dois perfis a azul descarregam os seus esforços diretamente para os módulos de parede ao contrário dos dois perfis interiores (perfis em “C” dispostos costas-com-costas), a verde, que descarregam os seus esforços para os perfis representados a cinzento na Figura 3.18, denominados por motivos de simplificação por perfis de transferência de carga. Estes perfis ilustrados a cinzento, neste tipo de módulos ML2, ocupam o lugar dos perfis não resistentes dos módulos ML1. Porém são agora resistentes e têm como função transferir as cargas dos elementos interiores (de cor verde) para os módulos de parede. Este facto faz com que estejam sujeitos a esforços relevantes e por isso a sua secção transversal será nestas circunstâncias também em “C”. Os perfis representado a azul e a verde na Figura 3.18 serão designado, no seu conjunto, por perfis principais.

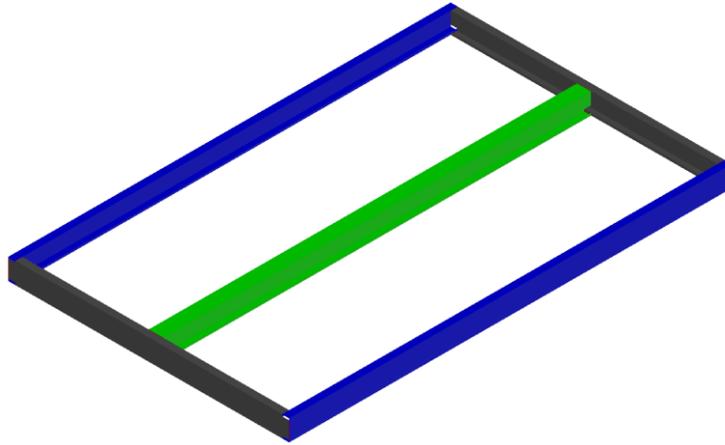


Figura 3.18 - Módulo do tipo ML2

A Figura 3.19 pretende ilustrar a ligação entre os elementos representados a verde na Figura 3.18 e os elementos representados a cinzento na mesma figura. A vermelho está retratado o cordão de soldadura que irá fazer essa união. De referir que o topo dos perfis representados a verde (na Figura 3.18 e na Figura 3.19) apresenta uma saliência cujo objetivo é fazer a ligação direta entre as almas dos dois elementos, proporcionando assim uma transferência de esforços mais eficiente.

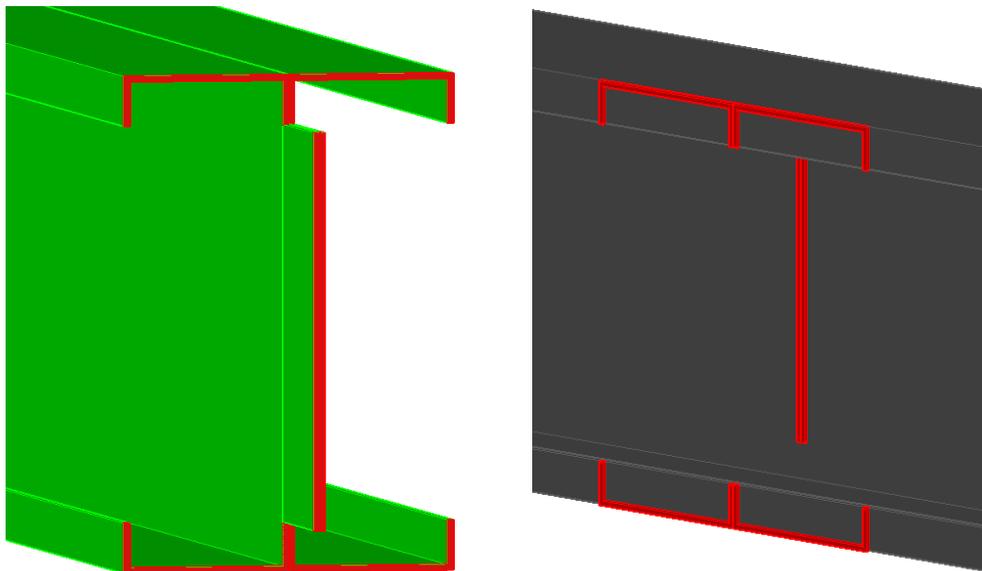


Figura 3.19 - Detalhe de ligação dos perfis interiores aos perfis de transferência de carga dos módulos ML2

Na Figura 3.20 está ilustrada a ligação entre os perfis de transferência de carga (representados a cinzento) e os perfis exteriores (representados a azul). O cordão de soldadura está mais uma vez ilustrado com a cor vermelha e também os perfis de transferência de carga foram concebidos com uma saliência que permita a ligação entre as almas dos dois elementos, à imagem do que já foi expresso anteriormente.

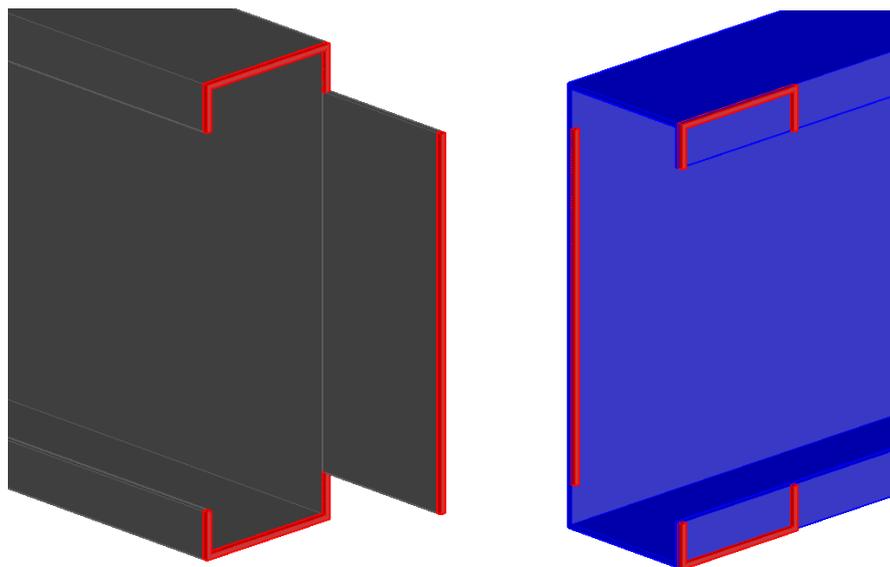


Figura 3.20 – Detalhe de ligação dos perfis de transferência de carga aos perfis exteriores dos módulos MP2

A ligação entre os módulos de laje ML2 e os módulos de parede será também aparafusada. Os orifícios para aparafusamento serão feitos nos banzos dos perfis exteriores de acordo do que foi já exposto para os módulos ML1 (ver 3.5.2.1).

### 3.5.3. LIGAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS

Para correto funcionamento dos módulos de laje, estes deverão ser unidos aos módulos adjacentes por ligações aparafusadas. A disposição das cargas na utilização real do edifício, seja pela localização de móveis ou outro tipo de ações, fará com que no sistema real o esquema estrutural de funcionamento não seja traduzido por uma carga uniformemente distribuída em toda a área do piso, mas sim por várias cargas concentradas e distribuídas dispostas das mais diversas formas. Deste modo caso não houvesse uma ligação entre os vários módulos de laje que compõe um determinado piso, estes poderiam experimentar deformações bastante diferentes, estando suscetíveis a causar desconforto ao utilizador final do edifício. Essa ligação aparafusada irá ser realizada através de orifícios localizados na alma dos perfis principais extremos dos módulos de laje, conforme se ilustra na Figura 3.21.

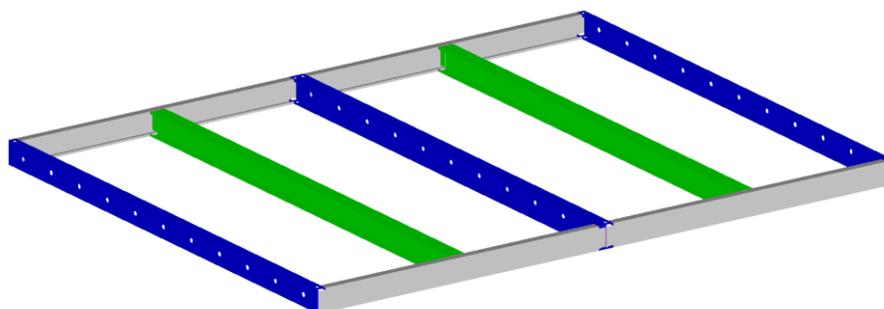


Figura 3.21 - Ligação entre dois módulos de laje

### 3.6. SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO

O sistema estrutural tal como descrito até este ponto será perfeitamente capaz de lidar com as cargas e sobrecargas verticais que atuarão ao nível dos pisos. No entanto algumas ações externas, como o vento ou sismos, irão atuar horizontalmente introduzindo esforços globais na estrutura bastante relevantes e que o sistema, na sua fase atual, não teria capacidade para lidar. Nessa perspetiva é proposto um sistema de contraventamento metálico que terá como função resistir às ações horizontais globais mais relevantes.

Este sistema consistirá na utilização de duas diagonais metálicas que serão ligadas a determinados módulos de parede formando assim uma cruz, conforme se ilustra na Figura 3.22. Vulgarmente conhecido como sistema de contraventamento em “X”, neste tipo de soluções apenas o elemento tracionado dessa cruz irá funcionar, ou seja, apenas um elemento da cruz irá funcionar de cada vez mediante a direção da ação horizontal em cada instante.

Para evitar a introdução de esforços globais desnecessários, cabe ao responsável de cada projeto específico ter em atenção o bom posicionamento dos sistemas de contraventamento na estrutura global. Um posicionamento simétrico destes sistemas em cada direção evita a introdução de esforços de torção no edifício que poderão ser bastante nefastos.

Convém ainda referir que o sistema de contraventamento adotado em cada projeto deve ser capaz de tornar a estrutura global numa estrutura de nós fixos, já que é nesse pressuposto que o dimensionamento dos elementos estruturais se irá basear. Este conceito será detalhado com maior profundidade nos seguintes capítulos.

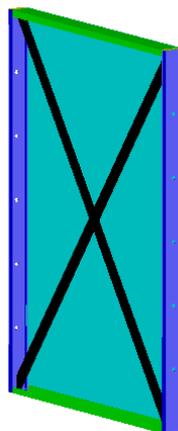


Figura 3.22 - Exemplo de um módulo de parede contraventado

### 3.7. SISTEMA ESTRUTURAL FINAL

Uma vez detalhados todos os componentes tanto dos módulos de laje como dos módulos de parede bem como os motivos que levaram à opção por cada solução específica, serve o presente subcapítulo para proporcionar ao leitor uma visão global dos aspeto final de um edifício construído com este sistema modular bem como da disposição espacial de todos os seus elementos.

Antes de se apresentar o esquema final de um edifício tipo, será oportuno ilustrar com maior detalhe como se procederá à união dos módulos de parede com os módulos de laje. Nos subcapítulos anteriores já foi explicado com precisão onde estarão localizadas as furações em ambos os tipos de módulo. Na Figura 3.23 mostra-se a junção dos dois módulos sendo o vertical o módulo de parede e o horizontal o módulo de laje. Apenas foi ligado um módulo de laje ao módulo de parede para que a imagem não fique

poluída com excesso de elementos desnecessários, deste modo é também possível observar que uma das furações nas chapas dos módulos de parede está desocupada e seria nesse local que seria feita a união ao segundo módulo de laje.

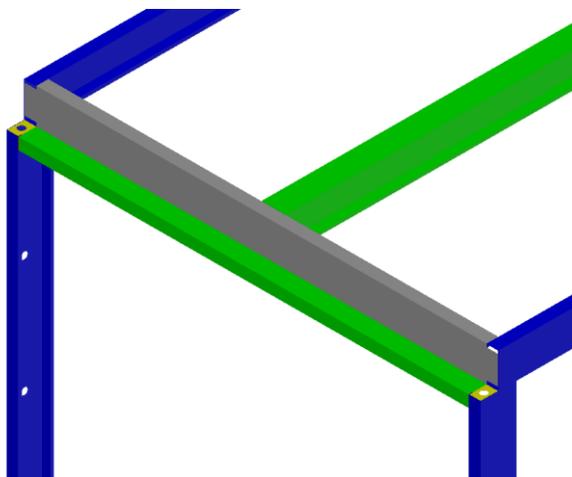


Figura 3.23 - Ligação entre os módulos de parede e de laje

Para se entender com total precisão a ligação aparafusada entre os dois módulos, na Figura 3.24 foi retirado o perfil de transferência de carga (elemento a cinzento na Figura 3.23) e foi aproximada a imagem da zona da furação. O parafuso de ligação seria então colocado naquele orifício pelo lado do módulo de parede, devendo existir uma porca soldada ao banzo do perfil do módulo de laje, criando assim uma ligação simples e eficaz.

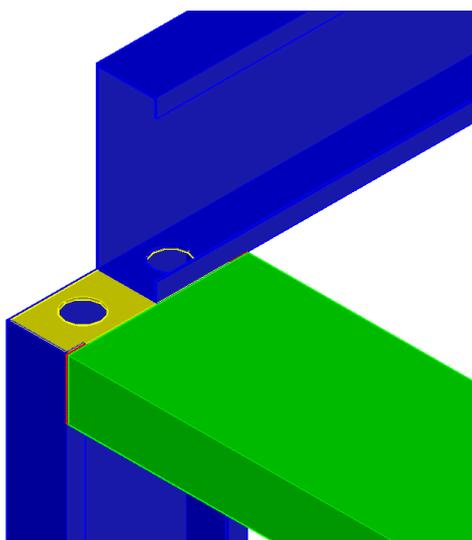


Figura 3.24 - Detalhe da furação para aparafusamento entre os módulos de parede e de laje

Outra situação que ainda não foi abordada deve-se ao facto de os módulos de laje funcionarem apenas numa direção. Isto fará com que eles tenham um acréscimo de 15cm em relação à unidade, na direção principal, de modo poderem apoiar nos módulos de parede, conforme se demonstra na Tabela 3.5. Na

direção oposta esta situação não ocorre o que irá fazer com que no caso de uma edifício com mais do que um piso os módulos de parede dos pisos superiores não estivessem apoiados em nenhum módulo de laje, conforme se ilustra na Figura 3.25. Nesta imagem é possível ver que o módulo de laje ocupa um dos orifícios do módulo de parede do lado esquerdo, o que significa que o módulo de parede imediatamente superior estará por sua vez também apoiado no módulo de laje. Já o módulo de parede do lado direito tem os dois orifícios livres uma vez que nessa direção o módulo de laje não tem os tais centímetros adicionais. Por consequência nesta imagem o módulo de parede superior do lado direito não estaria apoiado em nenhum elemento.

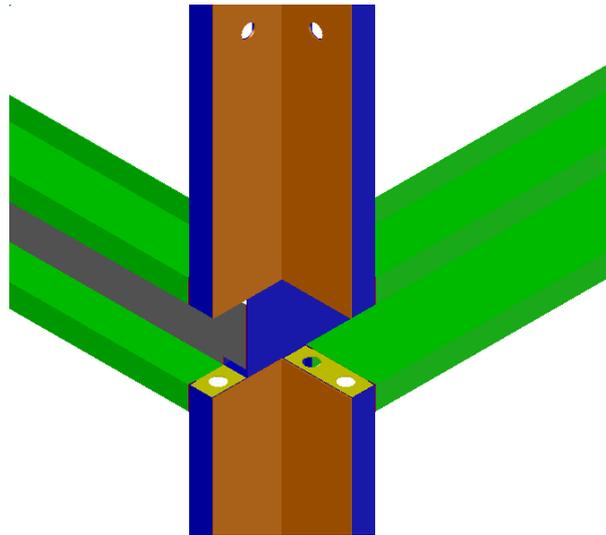


Figura 3.25 - Módulo de parede do piso superior desapoado

Para resolver este problema, deverão ser adicionados perfis resistentes, com a secção transversal em "C", que façam a transferência das cargas dos módulos que até ai estariam desapoados para os módulos inferiores, conforme se ilustra na Figura 3.26. O perfil aí representado a azul claro será responsável pela ligação entre os dois módulos de parede à direita na figura.

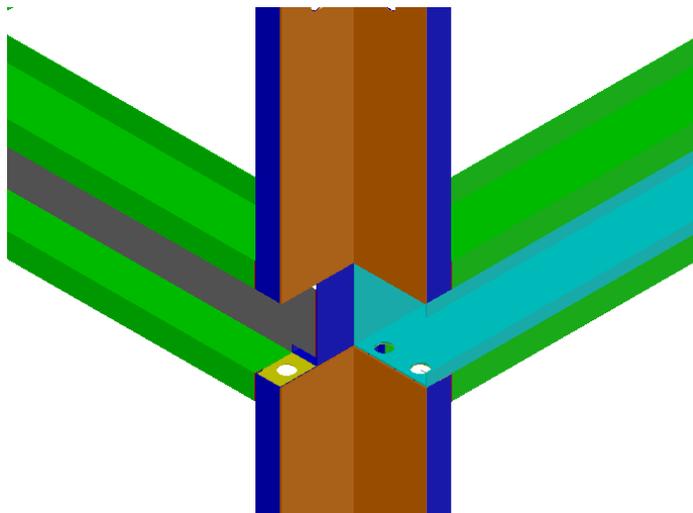


Figura 3.26 - Módulo de parede do piso superior suportado por um perfil em "C"

O sistema estrutural fica assim totalmente descrito faltando apenas apresentar um exemplo de um edifício que use este sistema na sua concepção. Para tal e de modo simplificar a apresentação da imagem, isto é, em que cada elemento tenha a sua cor e em que haja um grande número de elementos que tornem a imagem difícil de compreender optou-se, na Figura 3.27, por ilustrar um pequeno edifício de dois pisos, com as dimensões em planta de 11x6 metros constituído por módulos de parede MP2 e MP1 e por módulos de laje ML2-6 e ML1-6. Nesta figura em particular os elementos horizontais foram representados a cor verde (exceto os perfis de transferência de carga que permanecem a cinzento) e todos os elementos verticais a azul-escuro. A azul-claro estão representados os perfis de ligação entre módulos, quer estes sejam horizontais ou verticais enquanto a preto se ilustram os sistemas de contraventamento em cruz.

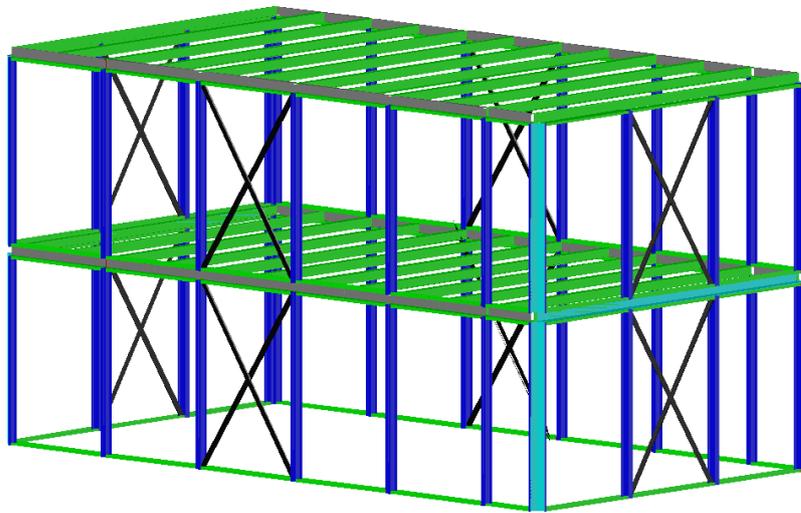


Figura 3.27 - Exemplo de um edifício construído com o presente sistema estrutural



# 4 AÇÕES

## 4.1. AÇÕES PERMANENTES

O Eurocódigo 1 Parte 1-1 (EC1-1-1) prevê, no seu terceiro capítulo, que os seguintes tipos de ações permanentes devam ser considerados na análise estrutural de um edifício:

- O peso próprio total dos elementos estruturais e não estruturais deverá ser tido em conta nas combinações de ações como uma ação independente;
- Para as áreas em que se pretende remover ou acrescentar elementos estruturais ou não estruturais, os correspondentes casos de carga críticos deverão ser tidos em conta no projeto;
- O peso próprio de novos revestimentos e/ou condutas de distribuição que se prevê serem acrescentados após a execução, deverá ser tido em conta nas situações de projeto;

Ainda segundo o EC1-1-1, o peso próprio das construções, que diz respeito tanto aos elementos estruturais como não estruturais, deverá ser representado por um único valor característico calculado com bases nas dimensões e nos pesos volúmicos dos elementos em causa. Diversos valores são previstos no Eurocódigo 0 (EC0) para o peso volúmico de uma vasta gama de elementos que constituem um edifício. Contudo, no âmbito do presente trabalho, pretende-se que em cada situação o projetista possa optar pelos revestimentos, condutas ou outro tipo de elementos que achar mais adequados. Deste modo seria pouco recomendável que se fizesse uma contabilização dos elementos estruturais e não estruturais que poderiam ser usados num edifício e do seu respetivo peso volúmico para posterior quantificação de uma carga permanente representativa.

A solução encontrada foi a de estudar uma gama de valores para o peso volúmico que se achou serem adequados a este tipo de solução e que permitissem dotar o sistema da versatilidade necessária para poder albergar vários tipos de utilizações. Silvestre, N. [et al.] (2013) propõem no seu trabalho que, no caso de uma estrutura em LSF (Light Steel Framing - estrutura de aço leve na literatura portuguesa), possa ser adotada como representativa para fins habitacionais uma carga permanente ao nível dos pavimentos dos pisos de  $0,5 \text{ kN/m}^2$ . Para a NAHB (2000) o valor comum para esta mesma ação em edifícios de aço leve dependerá do tipo de revestimento a usar no piso e poderá ir desde  $0,57 \text{ kN/m}^2$  correspondentes ao piso em madeira até  $0,91 \text{ kN/m}^2$  se o material escolhido para o piso for a ardósia.

Para que o presente sistema fosse adequado a vários tipos de utilização, desde a habitacional até ao comercial e também para que diversas soluções pudessem ser usadas no revestimento dos pisos optou-se por considerar os seguintes valores para as cargas permanentes:

- 0,5 kN/m<sup>2</sup>
- 0,75 kN/m<sup>2</sup>
- 1 kN/m<sup>2</sup>
- 1,5 kN/m<sup>2</sup>

Esta gama de valores considerados pretende não se afastar em demasia dos valores apresentados como usuais pelos autores já referidos, mas ainda assim dotar o edifício de versatilidade para receber vários tipos de cargas ou utilizações.

## 4.2. SOBRECARGAS

As sobrecargas foram contabilizadas de acordo com o exposto no EC1-1-1 que apresenta as seguintes recomendações:

- Para as áreas submetidas a diferentes categorias de carga, o projeto deve considerar o caso de carga mais crítico;
- Nas situações de projeto em que as sobrecargas atuam simultaneamente com outras ações variáveis (vento, neve, entre outras), as sobrecargas totais incluídas no caso de carga devem ser consideradas como ações independentes;
- Nos casos em que as variações de cargas ou efeitos de vibrações possam provocar fadiga, deverá ser estabelecido um modelo de ações de fadiga;
- Para as estruturas muito sensíveis a vibrações, deverão ser considerados modelos dinâmicos de sobrecargas sempre que for relevante;
- Nas coberturas não é necessário aplicar as sobrecargas simultaneamente com a ação da neve e/ou ação do vento
- As sobrecargas a considerar para a verificação dos estados limites últimos de utilização deverão ser especificadas de acordo com as condições de serviço e os requisitos ao desempenho da estrutura.

Estas recomendações pretendem dotar o leitor de uma melhor compreensão pelo método de análise que envolve a este tipo de ações bem como alertar para alguns detalhes que não serão focados no âmbito do presente trabalho e que requerem estudos específicos, como as vibrações excessivas ou a fadiga.

### 4.2.1. PISOS OU PAVIMENTOS

#### 4.2.1.1. Representação das ações e disposição das cargas

As sobrecargas em edifícios são função do tipo de ocupação do mesmo. O EC1-1-1 pretende que as estas ações traduzam:

- Ocupação normal por pessoas;
- Mobiliário e objetos móveis (por exemplo divisórias amovíveis ou artigos armazenados);
- Veículos;
- Eventos raros previsíveis, como concentração de pessoas ou de mobiliário.

O EC1-1-1 prevê que as sobrecargas possam ser modeladas de duas maneiras distintas. Uma representação como um carga superficial uniformemente distribuída que traduziria uma ocupação normal do edifício, ou uma representação por cargas concentradas que poderão corresponder a eventos muito específicos, como equipamentos muito pesados ou grande concentração de mobiliário numa zona particular.

Para a determinação do valor adequado de cada sobrecarga, deverá ter-se em vista a categoria de cada pavimento ou cobertura, função da sua utilização. Equipamentos pesados como cozinhas coletivas, salas de radiologia, etc. não estão incluídos nos valores que serão apresentados neste capítulo e como tal deverão ser definidos caso a caso.

A sobrecarga deverá então ser tida em conta como uma ação livre aplicada na zona mais desfavorável do elemento em análise, seja ele um piso ou uma cobertura. No sentido de verificar que o pavimento possui uma resistência mínima local adequada deverá ser efetuada uma verificação com a carga concentrada que atuará sempre isoladamente, ou seja, esta nunca deverá ser combinada com cargas uniformemente distribuídas ou outras ações variáveis.

#### 4.2.1.2. Valores Característicos das sobrecargas

O EC1-1-1 prevê que a divisão dos tipos de utilização seja feita em quatro categorias, cada uma destas com valores distintos tanto para as ações superficiais uniformemente distribuídas como para as ações concentradas. No âmbito do presente trabalho foram considerados como adequados todos os tipos de utilizações indicados neste código e foram por isso consideradas todas as cargas a estes correspondentes. A Tabela 4.1 apresenta essa mesma divisão por categorias de utilização proposta no EC1-1-1.

Tabela 4.1 - Categorias de utilização (adaptado de CEN, 2009b)

Categoria	Utilização específica	Exemplo
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias; quartos de hotéis; cozinhas e lavabos
B	Escritórios	
C	Locais de reunião	C1: Zona com mesas, etc. C2: Zonas com assentos fixos C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas C4: Zonas em que são possíveis atividades físicas; C5: Zonas de possível acolhimento de multidões
D	Atividades comerciais	D1: Zonas de lojas em geral D2: Zonas de grandes armazéns

A cada um destes tipos de utilização irá corresponder um valor específico quer para carga superficial distribuída ( $q_k$ ) quer para a carga concentrada ( $Q_k$ ), conforme se explicita na Tabela 4.2. Os valores aí sublinhados são os valores recomendados pelo EC1-1-1 para cada tipo de utilização específico.

Tabela 4.2 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (adptado de CEN, 2009b)

Categorias de zonas carregadas	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Categoria A:		
• Pavimentos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
• Escadas	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
• Varandas	<u>2,5</u> a 3,0	<u>2,0</u> a 3,0
Categoria B		
	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
Categoria C:		
• C1	2,0 a <u>3,0</u>	3,0 a <u>4,0</u>
• C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
• C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
• C4	4,5 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
• C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
Categoria D:		
• D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
• D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>

Aos valores das diferentes sobrecargas apresentados na Tabela 4.2 devem ainda ser adicionadas as cargas das paredes divisórias amovíveis. Segundo o EC1-1-1, desde que um pavimento possua uma constituição que permita uma distribuição eficaz de cargas, o peso próprio das paredes divisórias amovíveis poderá ser considerado como uma carga uniformemente distribuída ( $q_k$ ). Este código propõe os seguintes valores para esse peso próprio:

- Para divisórias amovíveis com um peso próprio  $\leq 1,0$  kN/m de comprimento de parede:  $q_k = 0,5$  kN/m<sup>2</sup>;
- Para divisórias amovíveis com um peso próprio  $> 1,0$  kN/m e  $\leq 2,0$  kN/m de comprimento de parede:  $q_k = 0,8$  kN/m<sup>2</sup>;
- Para divisórias amovíveis com um peso próprio  $> 2,0$  kN/m e  $\leq 3,0$  kN de comprimento de parede:  $q_k = 1,2$  kN/m<sup>2</sup>.

No caso específico da construção com aço leve será de todo recomendável que as paredes divisórias sejam pensadas de forma a serem o mais leves possível para não introduzirem esforços excessivos e tornarem o sistema mais eficiente. Deste modo foram estudados alguns tipos paredes interiores e os seus pesos próprios:

Tabela 4.3 - Valor de peso próprio para cada tipo de parede (Silvestre, N. [et al.], 2013)

Tipo de parede	Valor do peso próprio [kN/m <sup>2</sup> ]
Parede exterior em madeira	0,48
Parede exterior em aço leve	0,48
Parede interior em madeira	0,48
Parede interior em aço leve	0,24
Parede de alvenaria de tijolo (espessura = 20 cm)	3,84
Parede de betão (espessura = 15 cm)	4,08

Pela análise do trabalho de Silvestre, N. [et al.] (2013) recomenda-se o uso de paredes interiores em madeira ou em aço leve. Deste modo foi introduzido um limite máximo de 0,5 kN/m<sup>2</sup> para as paredes divisórias a ser somado às sobrecargas já referidas, respeitando também assim o exposto no EC1-1-1.

No âmbito do presente trabalho foi escolhida uma utilização de cada tipo e a respetiva carga recomendada pelo EC1-1-1 somada do peso próprio das paredes divisórias, conforme se ilustra na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Valores de sobrecarga considerados

Categoria	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [kN]
A	2,5	2,0
B	3,5	4,5
C1	3,5	4,0
D1	4,5	4,0

#### 4.2.2. COBERTURAS

O EC1-1-1 prevê para as coberturas três tipos de utilização distintos diferentes dos tipos de utilização para os pisos do edifício, conforme se demonstra na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Categorias de coberturas (adaptado de CEN, 2009b)

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis
I	Coberturas acessíveis
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, como aterragem de helicópteros

No âmbito do presente trabalho foram admitidas coberturas planas da categoria H. Mais uma vez, o sistema em aço leve necessita para sua melhor rentabilidade de evitar cargas excessivas que tornariam

o edifício mais oneroso. Nesse sentido não seria adequado propor cobertura das categorias I ou K que se destinam a receber cargas bastante pesadas, como aterragem de helicópteros, estacionamento de veículos, maquinarias, entre outros.

Para a categoria H o EC1-1-1 recomenda os seguintes valores característicos mínimos representados na Tabela 4.6:

Tabela 4.6 - Sobrecarga em coberturas da categoria H (adaptado de CEN, 2009b)

Categoria cobertura	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
H	0,4	1,0

Nas coberturas, mais uma vez, a verificação ao estado limite último deve ser feita para as cargas  $q_k$  e  $Q_k$  separadamente.

### 4.3. NEVE

O Eurocódigo 1 Parte 1-3 (EC1-1-3) fornece orientações para a determinação dos valores das cargas, devidas à ação da neve, em edifícios situados em locais com uma altitude não superior a 1500m. Estas devem ser consideradas com ações superficiais uniformemente distribuídas, atuando ao longo da cobertura de um edifício.

A ação da neve em coberturas pode ser calculada através da equação (4.1):

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.1)$$

Em que:

- $\mu_i$  é o coeficiente de forma para a carga da neve;
- $C_e$  é o coeficiente de exposição térmico;
- $C_t$  é o coeficiente térmico;
- $s_k$  é o valor característico da carga da neve ao nível do solo.

O coeficiente de forma para a carga da neve pode ser obtido através da Figura 4.1 em que  $\alpha$  representa a inclinação da cobertura. Para coberturas planas como é o caso que irá ser estudado no presente trabalho será razoável considerar um valor para o coeficiente  $\mu_i$  de 0,8.

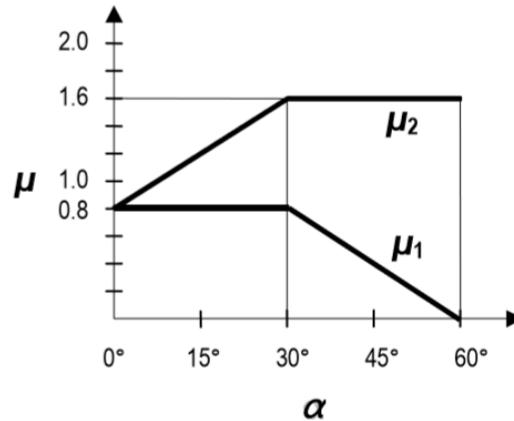


Figura 4.1 – Coeficiente de forma para a carga da neve ( $\mu$ ) (CEN, 2009c)

O coeficiente de exposição térmico  $C_e$  poderá ser obtido com recurso à Tabela 4.7, que fornece valores para este parâmetro mediante o nível de exposição ao vento causada pelas condições topográficas da zona envolvente do edifício.

Tabela 4.7 - Valores recomendados de  $C_e$  para as diferentes topografias

Topografia	$C_e$
Exposta ao vento	0,8
Normal	1,0
Abrigada	1,2

Para efeitos de simplificação considerou-se uma exposição normal ao vento, que resultou num coeficiente  $C_e$  igual a 1,0.

O coeficiente térmico  $C_t$  deverá ser usado quando a carga da neve em coberturas é reduzida devido a elevada transmissão térmica da mesma ( $> 1 \text{ W/m}^2 \text{ K}$ ). Cada caso deverá ser analisado independentemente pelo projetista responsável mas para fins genéricos será também considerado um valor para este coeficiente igual a 1,0.

O valor característico da carga da neve ao nível do solo ( $s_k$ ) depende, segundo anexo nacional do EC1-1-3, da zona geográfica onde o edifício irá ser construído. Para Portugal este pode ser obtido pela equação (4.2):

$$s_k = C_z \left[ 1 + \left( \frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (4.2)$$

Nesta equação o parâmetro  $C_z$  representa um coeficiente associado à zona topográfica em estudo (ver o anexo nacional do EC1-1-3) e o parâmetro  $H$  a altitude do local acima do nível do mar em metros.

Para um dimensionamento versátil mas genérico foram estudadas três situações distintas e calculados os respetivos parâmetros  $s_k$  para cada uma delas conforme se demonstra na Tabela 4.8

Tabela 4.8 - Valores de  $s_k$  para algumas localizações distintas

H [m]	$C_z$	$s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
75	0,2	0,22
500	0,2	0,40
900	0,3	1,27

Os valores de altitude de 75 e 900 metros correspondem respetivamente às cidades do Porto e da Guarda, tendo sido introduzido um valor intermédio de 500 metros de altitude para melhor se perceber a variação do parâmetro  $s_k$  em função desta.

Finalmente foram então obtidos através da equação (4.1) os valores da ação da neve em coberturas, apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Valores da ação da neve em coberturas para os casos considerados

$\mu$	$C_e$	$C_t$	$s_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$s$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0,8	1	1	0,22	0,16
0,8	1	1	0,40	0,32
0,8	1	1	1,27	1,02

Contudo Portugal não será certamente dos países mais sujeitos a este tipo de ações. Como este sistema se destina essencialmente à exportação, não se excluindo obviamente a sua utilização em território nacional, optou-se por alargar o limite superior da ação da neve a ser considerado no presente trabalho até 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.4. VENTO

O processo de cálculo da ação do vento poderá ser algo complexo de acordo com o Eurocódigo 1 Parte 4 (EC1-1-4). Neste subcapítulo procurar-se-á torna-lo o mais simples possível explicando detalhadamente, sempre que oportuno, cada passo de maior complexidade.

Para melhor se entender as diferentes fases deste processo de cálculo o procedimento global será dividido em várias partes. Cada uma delas terá como objetivo calcular um fator ou coeficiente relevante para a pressão final do vento sobre uma superfície.

##### 4.4.1. VALOR DE REFERÊNCIA DA VELOCIDADE DO VENTO

Em primeiro lugar é necessário definir o valor de referência da velocidade do vento ( $v_b$ ). Este não é mais do que uma velocidade que o vento teria numa situação genérica, independentemente da sua direção e da época do ano, relativa a períodos de 10 minutos, a uma altura 10 metros acima do solo, num terreno

com vegetação rasteira e obstáculos isolados com separações entre si de pelo menos 20 vezes a sua altura e pode ser obtido através da equação (4.3).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.3)$$

Em que:

- $c_{dir}$  é o coeficiente de direção;
- $c_{season}$  é o coeficiente de sazão;
- $v_{b,0}$  é o valor básico da velocidade do vento;

Os dois primeiros coeficientes tomam o valor unitário (recomendação do EC1-1-4) sendo que o valor de  $v_{b,0}$  deve ser retirado do respetivo anexo nacional, no caso português, pode tomar 27 ou 30 m/s caso corresponda à zona A (generalidade do território exceto regiões pertencentes à zona B) ou à zona B (arquipélagos dos Açores ou Madeira e regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m).

#### 4.4.2. RUGOSIDADE DO TERRENO E OROGRAFIA

O coeficiente de rugosidade  $c_r(z)$  tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção, baseando-se para tal na altura acima do nível do solo e na rugosidade do terreno a barlavento da construção, na direção considerada e pode ser obtido através da equação (4.4) para a generalidade das situações.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (4.4)$$

Em que:

- $z_0$  é o comprimento de rugosidade (ver Tabela 4.10);
- $k_r$  é o coeficiente de terreno que depende do comprimento de rugosidade e pode ser calculado através da equação (4.5).

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (4.5)$$

Os valores de  $z$  e  $z_0$  necessários para a resolução das equações (4.4) e (4.5) podem ser obtidos através da Tabela 4.10, onde se apresenta o quadro respetivo ao anexo nacional do EC1-1-4.

Tabela 4.10 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros (adaptado de CEN, 2009d)

Categoria do terreno	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,005	1
II	0,05	3
III	0,3	8
IV	1,0	15

No que respeita ao coeficiente de orografia  $c_o$  o EC1-1-4 permite que este possa ser considerado unitário caso não se prevejam efeitos de afunilamento, situação que foi adotada no âmbito do presente trabalho.

#### 4.4.3. VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO

A velocidade média do vento pode ser calculada como função dos coeficientes  $c_r$  e  $c_o$ , devidamente descritos no subcapítulo 4.4.2, e do valor de referência da velocidade do vento  $v_b$  detalhado no subcapítulo 4.4.1, através da equação (4.6).

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.6)$$

#### 4.4.4. PRESSÃO DINÂMICA DE PICO

A pressão dinâmica de pico  $q_p(z)$  depende da velocidade média do vento (ver 4.4.3) e das flutuações de curta duração da velocidade do vento e poderá ser obtida através da equação (4.7).

$$q_p(z) = [1 + I_v(z)] \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \quad (4.7)$$

Em que:

- $I_v(z)$  é a intensidade de turbulência à altura  $z$ ;
- $\rho$  é a massa volúmica do ar, cujo valor recomendado pelo EC1-1-4 é de  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

Para definir a intensidade de turbulência do ar,  $I_v(z)$ , será necessário recorrer à equação (4.8) que a define como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento.

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (4.8)$$

Em que  $k_t$  é o coeficiente de turbulência, para o qual o EC1-1-4 recomenda o valor de 1. Todos os outros parâmetros foram já definidos anteriormente.

#### 4.4.5. PRESSÃO EXERCIDA PELO VENTO EM SUPERFÍCIES

Finalmente a pressão exercida pelo vento nas superfícies da construção poderá ser obtida através das equações (4.9) e (4.10) para as pressões exteriores e interiores respetivamente.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \tag{4.9}$$

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \tag{4.10}$$

O coeficiente de pressão exterior  $c_{pe}$  depende das dimensões da superfície carregada ( $A$ ) que não é mais do que a superfície em análise carregada pela ação do vento. Este coeficiente de pressão pode ser obtido através da equação (4.11) para áreas de superfície carregada entre  $1 \text{ m}^2$  e  $10 \text{ m}^2$ :

$$c_{pe} = C_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A \tag{4.11}$$

Para áreas menores que  $1 \text{ m}^2$  o coeficiente  $c_{pe}$  toma o valor de  $c_{pe,1}$  e para áreas maiores que  $10 \text{ m}^2$  este toma o valor de  $c_{pe,10}$ . Os valores destes coeficientes podem ser obtidos através da Figura 4.2 para paredes verticais de edifícios de planta retangular e através da Figura 4.4 para coberturas em terraço. Os parâmetros necessários para a interpretação da Figura 4.2 e da Figura 4.4 estão representados na Figura 4.3 e na Figura 4.5 respetivamente.

Zona	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$								
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3

Figura 4.2 - Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (CEN, 2009d)

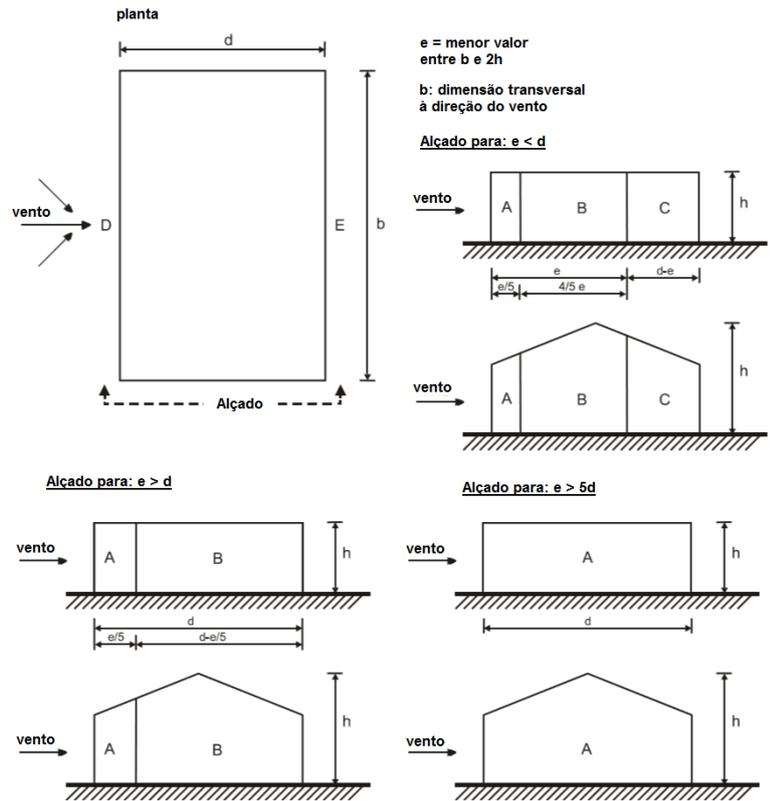


Figura 4.3 - Zonas em paredes verticais (CEN, 2009d)

Tipo de cobertura		Zona							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Bordos em aresta viva		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Com platibanda	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Bordos arredondados	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Bordos amansardados	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

Figura 4.4 - Coeficientes de pressão exterior para cobertura em terraço (CEN, 2009d)

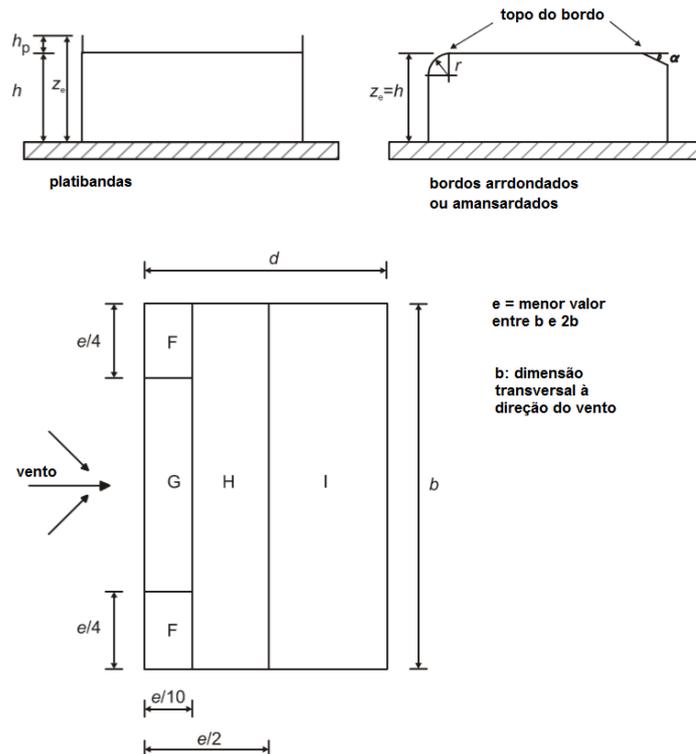


Figura 4.5 - Zonas de coberturas em terraço (CEN, 2009d)

Uma vez definidos os coeficientes de pressão exterior, os coeficientes de pressão interior poderão ser obtido como função destes e das aberturas existentes para cada uma das respetivas superfícies em análise, sejam paredes verticais ou coberturas. Este processo está descrito com detalhe no EC1-1-4, contudo no âmbito do presente trabalho e uma vez que não se pretende dimensionar um edifício em específico mas sim apresentar uma gama de valores para a ação do vento que cubram um vasto número de situações diversas, para a determinação deste parâmetro foi usado um método específico previsto no EC1-1-4 para a determinação deste parâmetro.

Neste método prevê-se que o edifício em questão não tenha uma face predominante sujeita à ação do vento e que, na ausência de possibilidade de calcular o valor do índice de aberturas, o coeficiente de pressão interior ( $c_{pi}$ ) possa ser tomado como o valor mais gravoso entre +0,2 e -0,3.

Outras situações, nomeadamente em edifícios com face predominantes poderão também estar cobertas nesta situação, dependendo do valor da ação do vento em cada face, contudo devem ser verificados caso a caso e situações muito particulares poderão requerer análises específicas e elementos resistentes especialmente dimensionados para esse caso.

Finalmente a pressão do vento pode ser reduzida ao longo da altura de uma parede vertical função da relação entre a altura dessa parede e as dimensões em planta do edifício, conforme se ilustra na Figura 4.6.

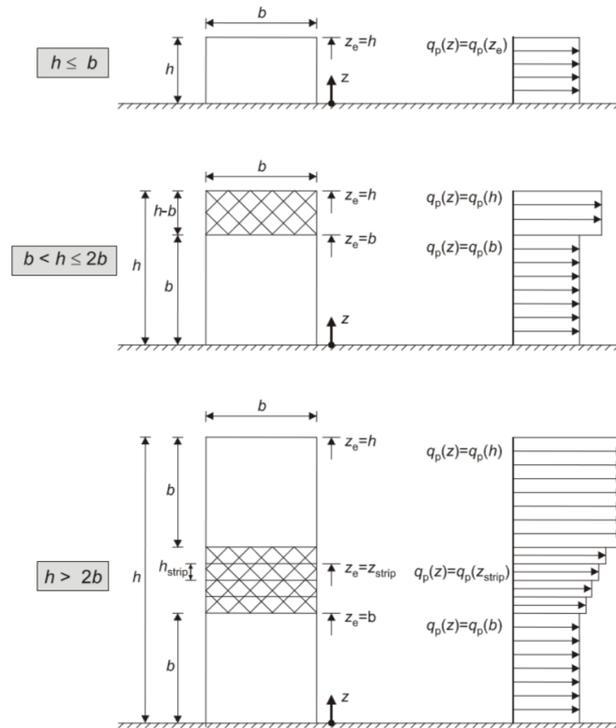


Figura 4.6 - Perfil da pressão dinâmica de pico (CEN, 2009d)

#### 4.4.6. VALORES CONSIDERADOS

Para a ação do vento e com recurso a uma folha de cálculo automático foram estudadas várias localizações do edifício, dimensões em planta e alturas, na tentativa de se perceber como funciona esta ação e quais os valores a adotar para esta ação no dimensionamento do presente sistema estrutural desenvolvido no presente trabalho.

Conclui-se assim que um edifício situado na zona A e na categoria de terreno I (a mais gravosa) traduziria um situação que levaria a uma pressão final do vento superior à generalidade das situações, não sendo também um caso limite e por isso demasiadamente gravoso e improvável de ocorrer. Foram estudadas para esta localizações diversas dimensões em planta e alturas do edifício com o objetivo de encontrar os valores mais gravosos das ações finais.

Os valores limite para a ação do vento considerados para o dimensionamento do presente sistema estrutural resultaram então numa pressão de 1,5 kN/m<sup>2</sup> para as paredes verticais e 1,75 kN/m<sup>2</sup> para as coberturas em terraço, incluindo já os efeitos da pressão externa e interna, em valores característicos da ação.

#### 4.5. RESTANTES AÇÕES

Outras ações suscetíveis de ocorrer no período de vida útil deste sistema estrutural deverão ser analisadas para cada caso específico.

A ação do fogo deverá ser estudada de acordo com o Eurocódigo 1 Parte 1-2 (EC1-1-2) e poderá ser resistida, por exemplo, através do uso de revestimentos ignífugos nos módulos de parede ou nos módulos de laje.

A ação térmica deverá ser analisada de acordo com o Eurocódigo 1 Parte 1-5 (EC1-1-5) de modo a que as variações de temperatura não introduzam movimentos na estrutura suscetíveis de provocar esforços excessivos nos elementos estruturais. Uma das soluções que poderá ser adotada para a sua minimização será a introdução de juntas de dilatação.

As ações sísmicas, descritas em detalhe no Eurocódigo 8 (EC8) não foram estudadas no âmbito de presente trabalho uma vez que estas dependem essencialmente da massa total de cada piso do edifício. Esta massa será função do tipo de ocupação, revestimentos escolhidos, entre outros fatores de difícil generalização a um caso global. Caso esta ação seja condicionantes para a segurança da estrutura, a mesma poderá ser reforçada com a adição de mais sistema de contraventamento que diminuirão os esforços atuantes em cada elemento resistente.

#### 4.6. COMBINAÇÕES DE AÇÕES E ESTADOS LIMITE

##### 4.6.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A verificação ao estado limite último tem como objetivo garantir a segurança de um elemento de modo a que este não atinja o ponto de rotura, colocando em causa a segurança local ou global de uma estrutura. Esta segurança será verificada caso seja cumprida a expressão (4.12).

$$E_d \leq R_d \quad (4.12)$$

Em que:

- $E_d$  é o valor de cálculo do efeito das ações;
- $R_d$  é o valor de cálculo da resistência do elemento.

Neste caso os valores de cálculo do efeito das ações devem ser determinados através das combinações relevantes, tendo em conta os valores e coeficientes apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Valores de cálculo das ações para uso nas combinações relevantes (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012)

Situação de projeto	Ações permanentes	Ações variáveis	
		Ação de base	Ações acompanhantes
Persistente ou transitória	$\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$	$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

Os valores indicados na Tabela 4.11 devem ser combinados, para situações de projeto persistentes ou transitórias, de acordo com a expressão (4.13).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.13)$$

Em que:

- $G_{k,j}$  é o valor característico das ações permanentes;
- $Q_{k,1}$  é o valor característico das ações variáveis de base;
- $Q_{k,i}$  é o valor característico das ações variáveis acompanhantes;
- $\gamma_{G,j}$  é o coeficiente parcial para as ações permanentes;
- $\gamma_{Q,1}$  é o coeficiente parcial para a ação variável de base;
- $\gamma_{Q,i}$  é o coeficiente parcial para as ações variáveis acompanhantes;
- $\psi_0$  é o coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $\psi_1$  é o coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável;
- $\psi_2$  é o coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

O valor dos coeficientes parciais para os vários tipos de ações podem ser obtidos através da Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Coeficientes parciais para ações em edifícios (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012)

Ações permanentes	Ações variáveis	
	Ação variável de base	Ações variáveis acompanhantes
$\gamma_{G,j} = 1,35$	$\gamma_{Q,1} = 1,5$	$\gamma_{Q,i} = 1,5$

Os valores dos coeficientes  $\psi$  podem ser determinados através da Tabela 4.13.

Tabela 4.13 - Coeficientes de para determinação dos valores de combinação ( $\psi_0$ ), frequentes ( $\psi_1$ ) ou quase-permanentes ( $\psi_2$ ) de uma ação variável (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012)

Ações variáveis	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas em edifícios			
Categoria A	0,7	0,5	0,3
Categoria B	0,7	0,5	0,3
Categoria C	0,7	0,7	0,6
Categoria D	0,7	0,7	0,6
Sobrecargas em coberturas			
Categoria H	0	0	0
Neve	0,5	0,2	0
Vento	0,6	0,2	0

#### 4.6.2. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

O estado limite de serviço tem, de modo geral, o objetivo de garantir que as deformações não são excessivas para o uso corrente de um edifício. Nalguns casos específicos pode ainda ser necessário garantir que não serão ainda verificadas vibrações excessivas.

Para garantir o cumprimento do estado limite de serviço deve ser respeitada a expressão (4.14).

$$E_d \leq C_d \quad (4.14)$$

Em que:

- $E_d$  é o valor dos efeitos das ações relevantes para o tipo de critério a cumprir e para a combinação adequada;
- $C_d$  é o valor da restrição do estado limite de serviço (por exemplo flecha máxima admissível).

As três combinações de ações relevantes para este estado limite são as seguintes:

- Combinação característica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.15)$$

- Combinação frequente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.16)$$

- Combinação quase-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.17)$$



# 5

## DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA ESTRUTURAL

### 5.1. COMPORTAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL EM COMPRESSÃO OU FLEXÃO

Os componentes de um perfil enformado a frio, no caso deste trabalho perfis em forma de “C”, são geralmente bastante esbeltos quando comparando a sua espessura com o seu comprimento, o que faz com que estes tendam a sofrer fenómenos de encurvadura para níveis de tensão inferiores ao crítico quando sujeitos a esforços de compressão, corte ou flexão. Os modos de encurvadura deste tipo de perfis resumem-se essencialmente a encurvadura local e encurvadura por torção.

A encurvadura local de um elemento deste tipo caracteriza-se por, durante este fenómeno, os seus banzos permanecerem no mesmo plano segundo a direção longitudinal, conforme se demonstra na Figura 5.1 – a). A encurvadura por torção envolve por sua vez a rotação da região banzo/reforço em relação à região alma/banzo, conforme se ilustra na Figura 5.1 – b) e c) (Dubina, D. [et al.], 2012).

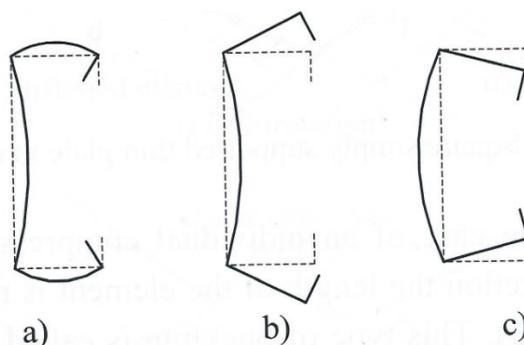


Figura 5.1 - Fenómenos de encurvadura numa secção transversal; a) encurvadura local; b) e c) encurvadura por torção (Dubina, D. [et al.], 2012)

O EC3-1-3 prevê que os seguintes aspetos devam ser considerados aquando da análise de secções transversais (Dubina, D. [et al.], 2012):

- Os efeitos da encurvadura local e por torção devem ser tidos em conta para a determinação da resistência de perfis enformados a frio;
- Os efeitos da encurvadura local podem ser solucionados através do uso de comprimentos efetivos para os diversos elementos constituintes da secção transversal;

- A possível divergência entre a posição do centro de gravidade da secção bruta e da secção efetiva deve ser tida em conta;
- Para a verificação à encurvadura local, a tensão resistente  $f_y$  deverá ser tomada como  $f_{yb}$ ;
- Aquando da verificação da resistência de uma secção, o comprimento efetivo de determinado elemento comprimido deverá ser obtido admitindo que neste atua uma tensão de compressão  $\sigma_{com,Ed}$  quando é atingida a resistência limite da secção;
- Duas secções são usadas para este tipo de dimensionamento: secção bruta e secção efetiva, a ultima das quais é função da carga aplicada;
- Os efeitos da encurvadura por torção devem ser contabilizados quando esta constitui o modo de rotura crítico.

A nomenclatura para as dimensões de um elemento com a secção transversal em forma de “C”, que serão usadas no presente trabalho, poderão ser obtidas na Figura 5.2. A secção em “C” consiste em três elementos principais:

- Alma: elemento de comprimento  $h$ ;
- Banzo: elemento de comprimento  $b$  ( $b_1$  ou  $b_2$  consoante seja o banzo superior ou inferior);
- Reforço de bordo: elemento de comprimento  $c$ .

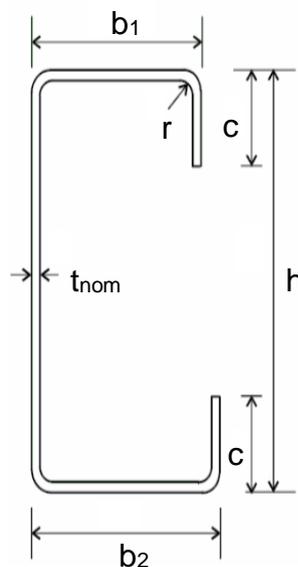


Figura 5.2 - Nomenclatura das dimensões de uma secção transversal em "C" (Jakab, G., 2009)

Além destas dimensões serão usadas também as dimensões médias de cada elemento bem como uma nova espessura ( $t$ ) que não será mais do que a espessura real do elemento ( $t_{nom}$ ), subtraída da espessura dos revestimentos que o compõem. Um valor usual para a espessura dos revestimentos é indicado por Dubina, D. [et al.] (2012) como sendo 0,04 mm. As restantes dimensões podem ser calculadas através das equações (5.1) a (5.4).

$$h_p = h - t_{nom} \quad (5.1)$$

$$b_{p1} = b_1 - t_{nom} \quad (5.2)$$

$$b_{p2} = b_2 - t_{nom} \quad (5.3)$$

$$c_p = c - \frac{t_{nom}}{2} \quad (5.4)$$

#### 5.1.1. LIMITE DE APLICAÇÃO

Para que o processo de dimensionamento de uma secção proposto no EC3-1-3 possa ser aplicado esta deve cumprir uma série de verificações detalhadas nas equações (5.5) a (5.7).

$$\frac{b}{t} \leq 60 \quad (5.5)$$

$$\frac{c}{t} \leq 50 \quad (5.6)$$

$$\frac{h}{t} \leq 500 \quad (5.7)$$

De modo a que o reforço de bordo possa proporcionar rigidez suficiente para evitar fenómenos de encurvadura iniciais do próprio reforço, deve ser verificada a equação (5.8).

$$0,2 \leq \frac{c}{b} \leq 0,6 \quad (5.8)$$

Por fim, a influência das esquinas arredondadas pode ser negligenciada se forem cumpridas as expressões (5.9) e (5.10).

$$\frac{r}{t} \leq 5 \quad (5.9)$$

$$\frac{r}{b_p} \leq 0,1 \tag{5.10}$$

5.1.2. ELEMENTOS SEM REFORÇOS DE BORDO

Definidos todos estes parâmetros iniciais estão então lançadas as bases para o dimensionamento da secção transversal de um elemento de espessura reduzida pelo EC3-1-3. Os comprimentos efetivos de todos os elementos comprimidos que compõem essa seção poderão ser obtidos através da Figura 5.3 para elementos internos comprimidos, ou da Figura 5.4 para elementos externos comprimidos.

Stress distribution (compression positive)		Effective width $b_{eff}$				
		$\psi = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot b_p$ $b_{e1} = 0.5 \cdot b_{eff}; b_{e2} = 0.5 \cdot b_{eff}$				
		$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_p$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff}; b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$				
		$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho b_p / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0.4 \cdot b_{eff}; b_{e2} = 0.6 b_{eff}$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi \geq -3$
Buckling factor $k_\sigma$	4.0	$8.2 / (1.05 + \psi)$	7.81	$7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2$	23.9	$5.98(1 - \psi)^2$

Figura 5.3 - Comprimento efetivo de elementos internos comprimidos (Dubina, D. [et al.], 2012)

Stress distribution (compression positive)		Effective width $b_{eff}$				
		$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$				
		$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor $k_\sigma$	0.43	0.57	0.85	$0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2$		
		$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$				
		$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	
Buckling factor $k_\sigma$	0.43	$0.578 / (\psi + 0.24)$	1.70	$1.7 - 5\psi + 17.1\psi^2$		

Figura 5.4 - Comprimento efetivo de elementos externos comprimidos (Dubina, D. [et al.], 2012)

O fator de redução  $\rho$  usado na Figura 5.3 e na Figura 5.4 para determinar o comprimento efetivo do respetivo elemento comprimido poderá ser obtido das seguintes formas:

- Se  $\sigma_{com,Ed} = f_{yb} / \gamma_{M0}$  o fator de redução  $\rho$  deverá ser obtido através das equações (5.11) e (5.12) para elementos internos comprimidos e através das equações (5.13) e (5.14) para elementos externos comprimidos:

$$\rho = 1, \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (5.11)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2}, \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (5.12)$$

$$\rho = 1, \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \quad (5.13)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} < 1, \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (5.14)$$

Em que a esbelteza do elemento ( $\bar{\lambda}_p$ ) é dada pela equação :

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} = \frac{\frac{b_p}{t}}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad (5.15)$$

- Se  $\sigma_{com,Ed} < f_{yb} / \gamma_{M0}$  então o fator de redução  $\rho$  deverá ser determinado por um procedimento similar, mas em que a esbelteza do elemento será reduzida de acordo com a equação :

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{\frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}}} \quad (5.16)$$

Os fatores usados nas equações (5.11) a (5.15) definem-se da seguinte forma:

- $k_\sigma$  é o fator de encurvadura obtido da Figura 5.3 e da Figura 5.4;
- $\varepsilon$  é o rácio  $\sqrt{235/f_{yb}}$ , com  $f_{yb}$  expresso em N/mm<sup>2</sup>;
- $\psi$  é o quociente entre as tensões nos extremos do elemento;
- $\sigma_{cr}$  é a tensão elástica crítica de encurvadura.

### 5.1.3. ELEMENTOS COM REFORÇOS DE BORDO

Para melhor entendimento por parte do leitor do método de análise deste tipo de elementos, sugere-se a observação cuidadosa da Figura 5.5 onde se demonstra o comportamento da região banzo/reforço e a sua interação com a alma da mesma secção. No esquema superior desta figura está ilustrado o comportamento real deste região e no esquema inferior um sistema equivalente simplificado que permitirá um estudo mais expedito deste fenómeno. O dimensionamento de elementos comprimidos com reforços de bordo deve ser processado com base na premissa de que o reforço se comporta como um membro comprimido com restrição parcial, em que a rigidez da mola depende das condições de fronteira e da rigidez flexional de elementos adjacentes.

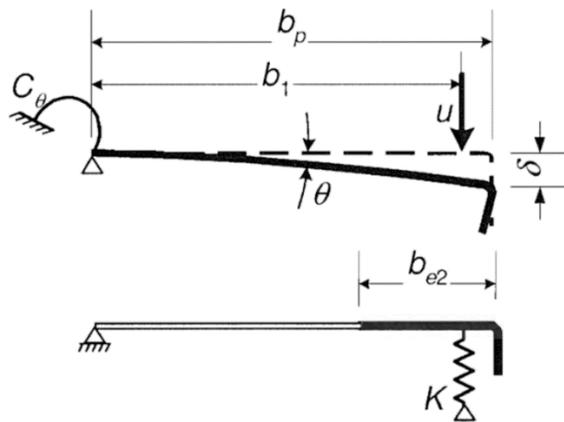


Figura 5.5 - Esquema do comportamento estrutural da região banzo/reforço (CEN, 2006b)

A rigidez ( $K$ ) da mola poderá ser determinada através da equação (5.17), por aplicação de uma carga unitária por unidade de comprimento ( $u$ ) e medição do respetivo deslocamento por esta provocado ( $\delta$ ).

$$K = \frac{u}{\delta} \quad (5.17)$$

O deslocamento ( $\delta$ ) pode ser obtido através da equação (5.18):

$$\delta = \theta b_p + \frac{u \cdot b_p^3}{3} \frac{12(1-\nu^2)}{E t^3} \quad (5.18)$$

Em que  $\theta$  é definido na equação (5.19):

$$\theta = \frac{u \cdot b_p}{C_\theta} \quad (5.19)$$

No caso de secções transversais em “C” ou “Z” o fator  $C_0$  deve ser determinado através da aplicação de cargas unitárias ( $u$ ) conforme se ilustra na Figura 5.6 (neste caso para uma secção em “Z”, porém o raciocínio será igualmente válido para secções em “C”), à esquerda para o caso de compressão simples e à direita para flexão simples.

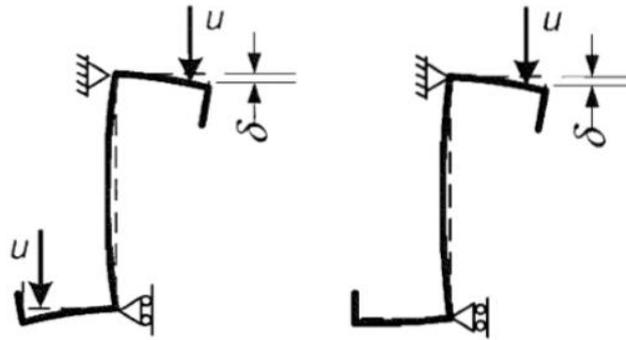


Figura 5.6 – Determinação de  $\delta$  para secções em “Z” (Dubina, D. [et al.], 2012)

Deste modo a rigidez da mola ( $K_1$ ) para um banzo comprimido, neste caso designado como banzo 1, poderá ser calculada através da expressão (5.20).

$$K_1 = \frac{E \cdot t^3}{4(1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 \cdot h_w + b_1^3 + 0,5 \cdot b_1 \cdot b_2 \cdot h_w \cdot k_f} \quad (5.20)$$

Em que:

- $b_1$  e  $b_2$  poderão ser obtidos na Figura 5.2;
- $h_w$  é o comprimento da alma;
- $k_f$  será nulo se o banzo 2 estiver em tração (por exemplo no caso de uma secção sujeita a flexão) e será igual a  $A_{s2}/A_{s1}$  se o mesmo banzo estiver em compressão;
- $A_s$  será a área efetiva da secção que inclui o reforço de bordo e a parte efetiva do banzo que lhe é adjacente conforme se ilustra na Figura 5.7. Este conjunto denominado na literatura inglesa por *stiffener* será no presente trabalho designado por estabilizador.

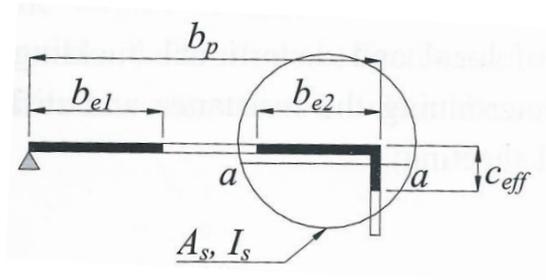


Figura 5.7 - Secção efetiva de um estabilizador (Dubina, D. [et al.], 2012)

O fator de redução  $\chi_d$  que será aplicado à espessura do estabilizador, relativo aos fenómenos de encurvadura por torção, deverá ser obtido através da esbelteza relativa  $\bar{\lambda}_d$  com recurso às equações (5.21), (5.22) e (5.23).

$$\chi_d = 1, \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \quad (5.21)$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d, \quad \text{se} \quad 0,65 > \bar{\lambda}_d \leq 1,38 \quad (5.22)$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d}, \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_d > 1,38 \quad (5.23)$$

Com  $\bar{\lambda}_d$  definido na equação (5.24):

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}} \quad (5.24)$$

Surge então a necessidade de definir a tensão crítica elástica para o estabilizador  $\sigma_{cr,s}$ . O procedimento necessário, esquematizado na Figura 5.8, é composto por um conjunto de três passos, sendo os dois primeiros obrigatórios e o terceiro opcional:

- Passo 1: obter uma secção efetiva inicial para os banzos e reforços de bordo com base nos comprimentos efetivos dos elementos (obtidos assumindo que o reforço de bordo proporciona uma restrição total) e assumindo que  $\sigma_{com,Ed} = f_{yb} / \gamma_{M0}$ ;
- Passo 2: usar a secção efetiva inicial do estabilizador, obtida no Passo 1, para determinar o fator de redução que será aplicado à espessura do estabilizador;
- Passo 3: opcionalmente iterar os valores obtidos para refinar o fator de redução a ser aplicado aos estabilizadores, obtido no Passo 2.

Os valores dos comprimentos efetivos ( $b_{e1}$  e  $b_{e2}$ ) dos banzos, ilustrados na Figura 5.7, devem ser obtidos admitindo que os banzos estão totalmente restringidos, isto é, que o banzo é um elemento interno e podem ser determinados a partir da Figura 5.3.

O valor inicial do comprimento efetivo do reforço de bordo  $c_{eff}$ , ilustrado na Figura 5.7 pode ser obtido através da equação (5.25):

$$c_{eff} = \rho \cdot c_p \quad (5.25)$$

Em que o comprimento  $c_p$  já foi definido na equação (5.4) e o fator  $\rho$  pode ser definido através das equações (5.13) e (5.14). Porém o valor do fator de encurvadura  $k_\sigma$  deve ser obtido através das equações (5.26) e (5.27)

- Se  $c_p / b_p \leq 0,35$ :

$$k_\sigma = 0,5 \quad (5.26)$$

- Se  $0,35 \leq c_p / b_p \leq 0,6$ :

$$k_\sigma = 0,5 + \sqrt[3]{\left(\frac{c_p}{b_p} - 0,35\right)^2} \quad (5.27)$$

A área efetiva para o estabilizador pode então ser obtida através da equação (5.28).

$$A_s = t(b_{e2} + c_{eff}) \quad (5.28)$$

A tensão crítica de encurvadura poderá assim ser determinada através da expressão (5.29).

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K \cdot E \cdot I_s}}{A_s} \quad (5.29)$$

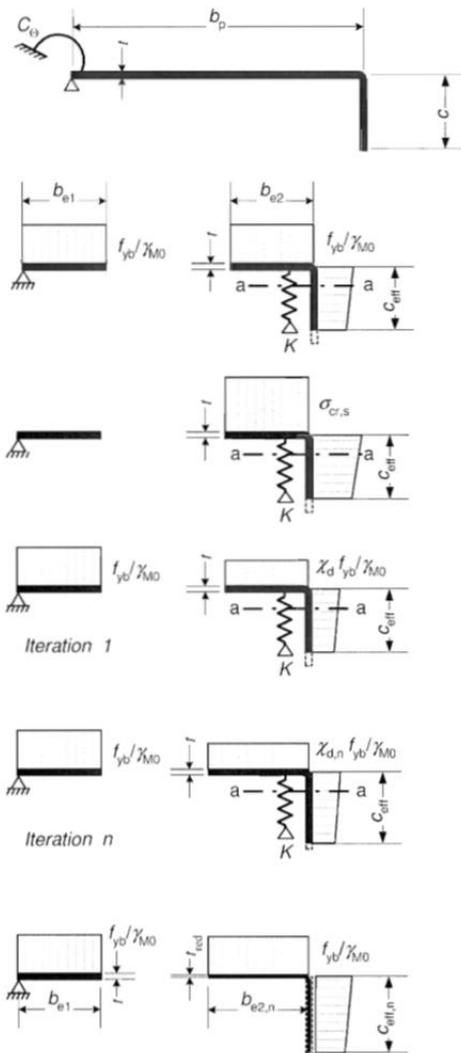
Em que:

- $K$  é a rigidez da mola por unidade de comprimento (ver equação (5.20));
- $I_s$  é o momento de inércia do estabilizador em relação ao eixo a-a representado na Figura 5.7, respeitante aos comprimentos efetivos.

O fator de redução de espessura  $\chi_d$  pode assim ser obtido através das equações (5.21) a (5.24). Se este fator for inferior à unidade a área efetiva pode ser refinada iterativamente, com os novos valores de  $\rho$  obtidos através da esbelteza reduzida conforme se demonstra na equação (5.30) e com  $\sigma_{com,Ed,i}$  igual a  $\chi_d \cdot f_{yb} / \gamma_{M0}$ .

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\chi_d} \tag{5.30}$$

A Figura 5.8 apresenta um esquema que pretende traduzir de uma forma simplificada os passos essenciais do processo de dimensionamento da região banzo/reforço de bordo.



a) Secção bruta e condições fronteira reais

b) **Passo 1:** Secção efetiva para  $K = \infty$  com base em  $\sigma_{com,Ed} = f_{yb} / \gamma_{M0}$

c) **Passo 2:** Tensão crítica elástica  $\sigma_{cr,s}$  para a área efetiva  $A_s$  obtida no Passo 1

d) Tensão reduzida ( $\chi_d f_{yb} / \gamma_{M0}$ ) para a área efetiva do estabilizador ( $A_s$ ) em que o fator de redução ( $\chi_d$ ) é baseado na tensão ( $\sigma_{cr,s}$ )

e) **Passo 3:** Opcionalmente repetir o **Passo 1** calculando o comprimento efetivo através da tensão de compressão reduzida ( $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yd} / \gamma_{M0}$ ) com  $\chi_d$  obtido da iteração anterior, continuando até que  $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$ , mas  $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$

f) Adotar a secção transversal efetiva com  $b_{e,2}$ ,  $c_{eff}$  e a espessura reduzida  $t_{red}$  correspondente a  $\chi_{d,n}$

Figura 5.8 – Processo de dimensionamento à compressão da região banzo/reforço de bordo (Dubina, D. [et al.], 2012)

Finalmente poderá ser obtido, com recurso à Figura 5.3 um comprimento efetivo para a alma da secção, dependendo dos esforços atuantes. Uma vez conhecidos todos os comprimentos efetivos dos elementos de uma secção e a espessura reduzida a ser aplicada ao estabilizador da mesma, poderá então calcular-se a área efetiva final e posteriormente a sua capacidade resistente.

## 5.2. RESISTÊNCIA DE UMA SECÇÃO TRANSVERSAL

### 5.2.1. TRAÇÃO

O valor da força máxima de tração a que uma determinada secção consegue resistir é dado pela equação (5.31).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (5.31)$$

Onde o valor da resistência de cálculo de uma secção,  $N_{t,Rd}$ , é dado pela equação (5.32).

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad (5.32)$$

Em que:

- $A_g$  é a área bruta da secção transversal
- $f_{ya}$  é a tensão resistente média e pode ser obtida através da expressão (5.33):

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \cdot \frac{k \cdot n \cdot t^2}{A_g} \quad \text{mas} \quad f_{ya} \leq \frac{(f_u + f_{yb})}{2} \quad (5.33)$$

Na qual:

- $k$  é um coeficiente numérico que depende do método usado no fabrico dos perfis metálicos. Este toma o valor 7 para a perfilagem ou o valor 5 para outros métodos;
- $n$  é o número de dobras de 90° na secção transversal de um perfil, com raio é menor do que 5 vezes a espessura do mesmo;
- $t$  é a espessura do perfil, subtraída da camada de revestimentos.

### 5.2.2. COMPRESSÃO SIMPLES

A força máxima de compressão passível de ser resistida por cada secção pode ser calculada através da equação (5.34).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (5.34)$$

A força de cálculo resistente,  $N_{c,Rd}$ , poderá ser determinada através da equação (5.35) caso a área efetiva da secção em análise seja inferior à sua área bruta, ou através da equação (5.36) caso estas sejam iguais.

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (5.35)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot \left[ f_{yb} + 4(f_{ya} - f_{yb}) \cdot \left( 1 - \frac{\bar{\lambda}_e}{\bar{\lambda}_{e0}} \right) \right]}{\gamma_{M0}} \quad (5.36)$$

Em que:

- $A_{eff}$  é a área efetiva da secção transversal;
- $f_{ya}$  foi definido na equação (5.33);
- Para elementos não restringidos  $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$  e  $\bar{\lambda}_{e0} = 0,673$ ;
- Para elementos restringidos  $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_d$  e  $\bar{\lambda}_{e0} = 0,65$ .

### 5.2.3. FLEXÃO SIMPLES

O valor do momento fletor máximo admissível numa determinada secção deve respeitar a equação

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (5.37)$$

O valor do momento fletor máximo resistente de uma dada secção  $M_{c,Rd}$  pode ser calculado através da equação (5.38) caso o módulo efetivo de flexão  $W_{eff}$  seja menor do que o módulo elástico de flexão  $W_{el}$  ou através da equação (5.39) caso ambos sejam iguais.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (5.38)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{yb} \cdot \left[ W_{el} + 4(W_{pl} - W_{el}) \cdot \left( 1 - \frac{\bar{\lambda}_{e\max}}{\bar{\lambda}_{e0}} \right) \right]}{\gamma_{M0}} \quad (5.39)$$

Em que:

- $\bar{\lambda}_{e\max}$  é o valor da esbelteza do elemento que apresenta a maior relação  $\bar{\lambda}_e / \bar{\lambda}_{e0}$ ;
- Para elementos restringidos:  $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$  e  $\bar{\lambda}_{e0} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,055(3 + \psi)}$ ;
- Para elementos não restringidos:  $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$  e  $\bar{\lambda}_{e0} = 0,673$ .

#### 5.2.4. ESFORÇO TRANSVERSO

O valor máximo do esforço transverso em cada secção deve satisfazer a equação (5.40).

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1 \quad (5.40)$$

Com o valor de cálculo da resistência ao esforço transverso  $V_{b,Rd}$  definida em (5.41)

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}} \quad (5.41)$$

Em que:

- $f_{bv}$  é a resistência à encurvadura por corte e está definido na Tabela 5.1;
- $h_w$  é o comprimento da alma entre o eixo médio dos banzos (ver equação (5.1), em que  $h_w = h_p$ );
- $\phi$  é a inclinação da alma relativamente aos banzos.

Tabela 5.1 - Resistência à encurvadura por corte  $f_{bv}$  (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012)

Esbelteza relativa da alma	Alma não reforçada na zona do apoio	Alma reforçada na zona do apoio
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 \cdot f_{yb}$	$0,58 \cdot f_{yb}$
$0,83 \leq \bar{\lambda}_w < 1,4$	$0,48 \cdot \frac{f_{yb}}{\bar{\lambda}_w}$	$0,48 \cdot \frac{f_{yb}}{\bar{\lambda}_w}$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,4$	$0,67 \cdot \frac{f_{yb}}{\bar{\lambda}_w^2}$	$0,48 \cdot \frac{f_{yb}}{\bar{\lambda}_w}$

A esbelteza relativa da alma pode ser obtida através da equação (5.42), em que  $s_w$  representa o comprimento da alma medido entre os pontos médios das dobras que a unem aos banzos.

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad (5.42)$$

### 5.3. RESISTÊNCIA DE UM MEMBRO

#### 5.3.1. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DE UM MEMBRO SUJEITO A COMPRESSÃO SIMPLES

O método previsto no EC3-1-3 deve ser combinado com o exposto no EC3-1-1 relativo à resistência à encurvadura de secções de classe 4 sujeitas a compressão simples. Deste modo um membro comprimido deve verificar a equação (5.43) para que não se verifique instabilidade por encurvadura.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (5.43)$$

Em que :

- $N_{Ed}$  é o valor de cálculo da força de compressão aplicada no membro;
- $N_{b,Rd}$  é o valor de cálculo da resistência à encurvadura que esse elemento possui, que pode ser calculado através da expressão (5.44), onde  $\chi$  é o fator de redução relativo ao modo de encurvadura condicionante.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.44)$$

Nestas circunstâncias, o valor de  $\chi$  pode ser determinado através da esbelteza não-dimensional  $\bar{\lambda}$  e da curva de encurvadura apropriada, conforme se demonstra nas equações (5.45) e (5.46).

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mas} \quad \chi \leq 1 \quad (5.45)$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.46)$$

O fator de imperfeição  $\alpha$  usado na equação (5.46) pode ser obtido através da Tabela 5.3, em função da curva de encurvadura adequada ao perfil em estudo, definida na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Curva de encurvadura para secções em "C" (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012)

Tipo de secção transversal	Eixo de encurvadura	Curva de encurvadura
	qualquer	b

Tabela 5.3 - Fatores de imperfeição para as diferentes curvas de encurvadura (adaptado de Dubina, D. [et al.], 2012)

Curva de encurvadura	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fator de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Para a resolução das equações (5.45) e (5.46) é também necessário conhecer a esbelteza do membro em análise, esta pode ser calculada através da expressão (5.47).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (5.47)$$

Em que  $N_{cr}$  é a carga crítica relativa ao modo de encurvadura relevante em cada caso. Os modos de encurvadura suscetíveis serem condicionantes para um membro em compressão simples são:

- Encurvadura por flexão;
- Encurvadura por torção;
- Encurvadura por flexo-torção.

A análise à encurvadura flexional deve ser realizada com base nas prescrições adequadas do EC3-1-1. A esbelteza  $\bar{\lambda}$  relativa a esta situação pode ser diretamente calculada através da equação (5.48).

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{\lambda_1}} \quad (5.48)$$

Em que:

- $L_{cr}$  é o comprimento crítico de encurvadura relativo ao plano relevante;

- $i$  é o raio de giração em relação ao eixo apropriado, determinado através das propriedades da secção bruta;
- $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

A carga crítica relativa aos fenómenos de encurvadura por torção, neste caso  $N_{cr,T}$  pode ser determinada através da equação (5.49):

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left( G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{cr,T}^2} \right) \quad (5.49)$$

Em que:

- $G$  é o módulo de distorção;
- $I_t$  é a constante de torção da secção bruta;
- $I_w$  é a constante de empenamento da secção bruta;
- $L_{cr,T}$  é o comprimento de encurvadura do membro para a encurvadura por torção;
- $i_0$  é o raio de giração polar, definido na equação (5.50).

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2 \quad (5.50)$$

Em que:

- $i_y$  e  $i_z$  são os raios de giração da secção em relação ao eixo dos y-y e em relação ao eixo dos z-z, respetivamente;
- $y_0$  e  $z_0$  são as coordenadas do centro de corte em relação ao centro de gravidade da secção bruta.

Por fim, a carga crítica respeitante aos fenómenos de encurvadura por flexo-torção pode ser definida pela equação (5.51).

$$N_{cr,FT} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[ 1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left( 1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 - 4\beta \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right] \quad (5.51)$$

Em que:

- $N_{cr,y}$  é a carga crítica para a encurvadura por flexão em relação ao eixo y-y;
- $\beta = 1 - (y_0/i_0)^2$ .

### 5.3.2. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DE UM MEMBRO SUJEITO A FLEXÃO SIMPLES

Para que não se verifique instabilidade de um membro sujeito a flexão simples, as seguintes verificações deveram ser cumpridas. Estas resultam de uma combinação de procedimentos relevantes do EC3-1-1 e do EC3-1-3.

De modo a que seja cumprida a segurança à flexão de um membro não restringido lateralmente, a equação (5.52) deve ser verificada.

$$\frac{M_{ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (5.52)$$

Em que:

- $M_{Ed}$  é o valor de cálculo do momento atuante;
- $M_{b,Rd}$  é o valor de cálculo do momento resistente máximo que não permita a existência de fenómenos de encurvadura prejudiciais à segurança.

O momento resistente máximo poderá ser calculado, para um elemento não restringido lateralmente, através da equação

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.53)$$

Em que:

- $W_y$  é o módulo de flexão segundo y-y. Para secções de classe 3 este tomará o valor de  $W_{el,y}$  e para secções de classe 4 será igual a  $W_{eff,y}$ . Na sua determinação deverão ser contabilizados os orifícios destinados à realização de ligações;
- $\chi_{LT}$  é o fator de redução do momento resistente devido aos fenómenos de encurvadura lateral e por torção e pode ser calculado através das equações (5.54) e (5.55).

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)}}, \quad \text{com} \quad \chi_{LT} \leq 1 \quad (5.54)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (5.55)$$

Em que:

- $\alpha_{LT}$  é o fator de imperfeição correspondente à curva de encurvadura relevante (ver Tabela 5.2 e Tabela 5.3);

- $\bar{\lambda}_{LT}$  é a esbelteza do elemento sujeito aos fenómenos de encurvadura lateral e por torção e pode ser calculada através da expressão (5.56).

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (5.56)$$

Surge então a necessidade de definir o momento elástico crítico relativo aos fenómenos de encurvadura lateral e por torção  $M_{cr}$ . O processo de cálculo deste parâmetro está explicitado na equação (5.57):

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \cdot \left\{ \left[ \left( \frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (5.57)$$

Em que:

- $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  são coeficientes que dependem do tipo de carga aplicada, bem como das condições de apoio do elemento e podem ser calculados através da Figura 5.9 e da Figura 5.10;
- $k_z$  e  $k_w$  são fatores relativos ao comprimento efetivo que dependem das condições de apoio das secções extremas. O fator  $k_z$  está relacionado com a rotação segundo o eixo z-z da secção extrema e o fator  $k_w$  com a restrição ao empenamento da mesma secção. Estes fatores variam entre 0,5 para deformações impedidas e 1 para deformações livres;
- $z_g = (z_a - z_s)$ , em que  $z_a$  e  $z_s$  são as coordenadas segundo z-z do ponto de aplicação da carga e do centro de corte respetivamente. Estas serão positivas quando localizadas na parte comprimida e negativas quando localizadas na parte tracionada;
- $z_j$  é o parâmetro que reflete o grau de assimetria da secção em relação ao eixo y-y e pode ser calculado através da expressão (5.58);
- Os restantes parâmetros foram definidos em 5.3.1.

$$z_j = z_s - \left[ 0,5 \cdot \int_A (y^2 + z^2) \cdot \left( \frac{z}{I_y} \right) dA \right] \quad (5.58)$$

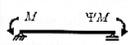
Loading and support conditions	Diagram of moments	$k_z$	$C_1$	$C_3$		
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$	
	$\Psi = +1$	1.0 0.5	1.00 1.05	1.000 1.019		
	$\Psi = +3/4$	1.0 0.5	1.14 1.19	1.000 1.017		
	$\Psi = +1/2$	1.0 0.5	1.31 1.37	1.000 1.000		
	$\Psi = +1/4$	1.0 0.5	1.52 1.60	1.000 1.000		
	$\Psi = 0$	1.0 0.5	1.77 1.86	1.000 1.000		
	$\Psi = -1/4$	1.0 0.5	2.06 2.15	1.000 1.000	0.850 0.650	
	$\Psi = -1/2$	1.0 0.5	2.35 2.42	1.000 0.950	$1.3 - 1.2\psi_f$ $0.77\psi_f$	
	$\Psi = -3/4$	1.0 0.5	2.60 2.45	1.000 0.850	$0.55\psi_f$ $0.35\psi_f$	
	$\Psi = -1$	1.0 0.5	2.60 2.45	$-\psi_f$ $-0.125 - 0.7\psi_f$	$-\psi_f$ $-0.125 - 0.7\psi_f$	
	In beams subjected to end moments, by definition $C_2 z_g = 0$ ; $\psi_f = \frac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}$ , where $I_{fc}$ and $I_{ft}$ are the second moments of area of the compression and tension flanges respectively, relative to the weak axis of the section ( $z-z$ axis); $C_1$ must be divided by 1.05 when $\frac{\pi}{k_w L} \sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} \leq 1.0$ , but $C_1 \geq 1.0$ .					

Figura 5.9 - Coeficientes  $C_1$  e  $C_3$  para vigas com momentos de extremidade (Dubina, D. [et al.], 2012)

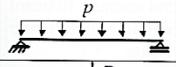
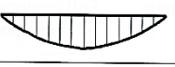
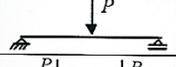
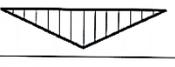
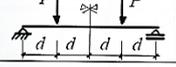
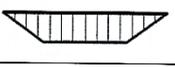
Loading and support conditions	Diagram of moments	$k_z$	$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1.0 0.5	1.127 0.97	0.454 0.36	0.525 0.478
		1.0 0.5	1.348 1.05	0.630 0.48	0.411 0.338
		1.0 0.5	1.04 0.95	0.42 0.31	0.562 0.539

Figura 5.10 - Coeficientes  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  para vigas com cargas transversais aplicadas (Dubina, D. [et al.], 2012)

### 5.3.3. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DE UM MEMBRO EM FLEXÃO COMPOSTA

A verificação deste tipo de elementos pode ser feita de acordo com a fórmula de interação prevista no EC3-1-3 e indicada na equação (5.59):

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}\right)^{0,8} \leq 1 \quad (5.59)$$

Em que:

- $N_{Ed}$  e  $M_{Ed}$  são o esforço axial e momento atuantes, respetivamente;
- $N_{b,Rd}$  e  $M_{b,Rd}$  podem ser calculados de acordo com 5.3.1 e 5.3.2, respetivamente.

## 5.4. TABELAS DE DIMENSIONAMENTO

No sentido de tornar o uso deste sistema estrutural mais intuitivo e rápido são propostas no presente subcapítulo algumas tabelas que pretendem indicar quais os perfis metálicos a usar e quais as espessuras das lajes de Viroc adequadas, em cada situação. Para tal foram combinadas as ações propostas no capítulo 4 com os processos de dimensionamento já expostos no presente capítulo.

O tipo de aço admitido para o dimensionamento de todos os elementos que serão aqui expostos foi o S355 que apresenta uma tensão de rotura básica de 355 MPa e uma tensão de rotura última de 510 MPa, por ser um tipo de aço largamente comercializado e apresentar características resistentes adequadas a que os elementos não necessitem de ter espessuras elevadas.

### 5.4.1. LAJES DE PISO EM VIROC

As lajes para os diferentes pisos, como já foi referido em 3.5.1, têm como material recomendado o Viroc. A sua análise será efetuada por metro de desenvolvimento e foram consideradas as cargas representadas em 4.1 e na Tabela 4.4 no seu dimensionamento. O sistema de Viroc terá sempre um metro de vão pelo que a sua análise será independente do módulo de laje em que está inserido. Deste modo foi considerado o esquema estrutural representado na Figura 5.11.

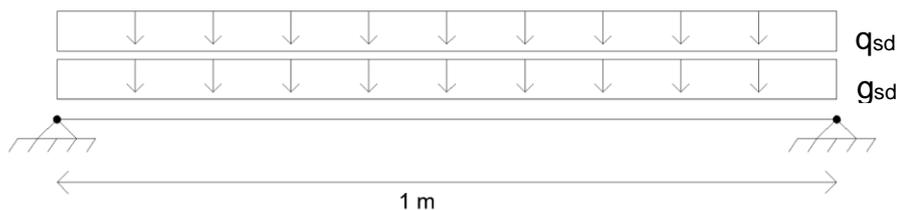


Figura 5.11 - Esquema estrutura da laje em Viroc

A Tabela 5.4 pretende proporcionar um dimensionamento expedito dos elementos de laje dos pisos, neste caso em Viroc. Deste modo, o utilizador apenas terá de conhecer qual a carga permanente e sobrecarga previstas para o edifício que pretende construir e poderá imediatamente obter quais os esforços máximos a que o elemento estaria sujeito, bem como a espessura mínima necessária para que este possa vencer o estado limite último. Além destes dados, decidiu acrescentar-se qual seria a flecha que o referido elemento sofreria caso, com aquela espessura e carga aplicada, fossem feitas as verificações para as combinações relevantes do estado limite de serviço.

Tabela 5.4 - Tabela de dimensionamento da laje dos pisos em Viroc (ELU)

Vão [m]	Carga Permanente $g_k$ [kN/m]	Estado Limite Último				Combinação característica	Combinação quase-permanente
		Sobrecarga $q_k$ [kN/m]	$V_{máx.}$ [kN/m]	$M_{máx.}$ [kN·m/m]	Espessura [mm]	Flecha [mm]	Flecha [mm]
1	0.5	2.5	2.21	0.55	20	13.02	5.43
		3.5	2.96	0.74	23	11.42	4.42
		3.5	2.96	0.74	23	11.42	7.42
		4.5	3.71	0.93	25	11.11	7.11
	0.75	2.5	2.38	0.60	20	14.11	6.51
		3.5	3.13	0.78	23	12.13	5.14
		3.5	3.13	0.78	23	12.13	8.13
		4.5	3.88	0.97	26	10.37	6.82
	1	2.5	2.55	0.64	21	13.12	6.56
		3.5	3.30	0.83	24	11.30	5.15
		3.5	3.30	0.83	24	11.30	7.79
		4.5	4.05	1.01	26	10.87	7.31
	1.5	2.5	2.89	0.72	22	13.04	7.34
		3.5	3.64	0.91	25	11.11	5.67
		3.5	3.64	0.91	25	11.11	8.00
		4.5	4.39	1.10	28	9.49	6.64

Segundo Dubina, D. [et al.] (2012) a flecha máxima admissível para lajes e elementos de piso deve ser igual a  $L/250$ , sendo  $L$  o vão do referido elemento. No caso do Viroc, com vãos de 1m a flecha máxima recomendável seria de 4 mm. Deste modo foi criada a Tabela 5.5 que usa os mesmos níveis de carga do que a Tabela 5.4, no entanto neste caso o dimensionamento não foi condicionado pela segurança ao Estado Limite Último (ELU) mas sim pela flecha máxima admissível para cada uma das combinações relevantes no estado limite de serviço. Assim o utilizador poderá escolher qual a combinação adequada para cada caso e usando a espessura recomendada na Tabela 5.5 ter o seu elemento de piso devidamente dimensionado para que este não sofra uma deformação excessiva.

Tabela 5.5 - Tabela de dimensionamento da laje dos pisos em Viroc (ELS)

Vão [m]	Carga permanente $g_k$ [kN]	Sobrecarga $q_k$ [kN]	Combinação característica			Combinação quase-permanente		
			$V_{máx.}$ [kN]	$M_{máx.}$ [kN.m]	Espessura [mm]	$V_{máx.}$ [kN]	$M_{máx.}$ [kN.m]	Espessura [mm]
1	0.5	2.5	1.50	0.38	27	0.63	0.16	23
		3.5	2.00	0.50	30	0.78	0.19	24
		3.5	2.00	0.50	30	1.30	0.33	29
		4.5	2.50	0.63	32	1.60	0.40	31
	0.75	2.5	1.63	0.41	28	0.75	0.19	24
		3.5	2.13	0.53	31	0.90	0.23	25
		3.5	2.13	0.53	31	1.43	0.36	30
		4.5	2.63	0.66	33	1.73	0.43	32
	1	2.5	1.75	0.44	29	0.88	0.22	25
		3.5	2.25	0.56	32	1.03	0.26	27
		3.5	2.25	0.56	32	1.55	0.39	30
		4.5	2.75	0.69	34	1.85	0.46	32
	1.5	2.5	2.00	0.50	31	1.13	0.28	27
		3.5	2.50	0.63	33	1.28	0.32	29
		3.5	2.50	0.63	33	1.80	0.45	32
		4.5	3.00	0.75	35	2.10	0.53	34

#### 5.4.2. MÓDULO DE LAJE PARA UM PISO

Uma vez definidas as espessuras para o Viroc, conforme já foi referido no capítulo 3, a sua carga será transmitida diretamente para os elementos metálicos do módulo de laje. Assim o valor máximo do esforço transversal na Tabela 5.4 corresponderá à carga distribuída por unidade de comprimento que será aplicada nos perfis metálicos que constituem os módulos de laje.

O dimensionamento destes elementos (em “C”) foi pensado de modo distinto do referido em 5.4.1, de modo a tornar o resultado final mais eficiente. Para que haja uma uniformização de todos os pisos, é de todo recomendável que todos os elementos de laje tenham a mesma altura, deste modo, apenas se irá variar a espessura dos elementos, tendo sido as dimensões escolhidas (ver Figura 5.2):

- $h = 220$  mm;
- $b = 100$  mm;
- $c = 35$  mm.

Para o dimensionamento destes elementos não foram considerados os vários casos de carga correspondentes as combinações usadas para o dimensionamento dos elementos de Viroc, mas sim usado o cargo de carga mais gravoso e posteriormente diminuídas as espessuras em valores razoáveis (no caso 0,5 mm) e recalculados os valores máximos dos esforços de cálculo admissíveis para cada nova espessura. Isto permite que cada perfil metálico possa ser usado até ao máximo da sua resistência, tornando o sistema final mais eficiente.

Uma vez que, como foi visto em 5.1.1, o EC3-1-3 impõe limites de aplicação que obrigam ao uso de uma espessura mínima independente do nível de carga aplicado, alguns perfis apresentados ao longo do presente trabalho estarão assim condicionados não pela resistência ao ELU, mas sim pela espessura mínima necessária ao cumprimento dos limites de aplicação.

O esquema estrutural admitido para a análise dos elementos metálicos resistentes de um módulo de laje foi o representado na Figura 5.12, em que  $q_{sd}$  é a já referida carga transmitida pelos elementos de Viroc.

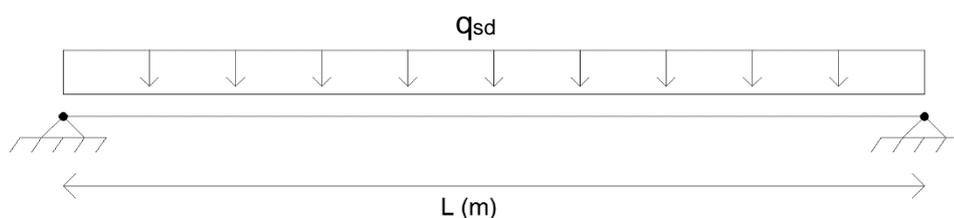


Figura 5.12 - Esquema estrutural dos elementos metálicos resistentes de um módulo de laje

Perante o exposto apresenta-se então a Tabela 5.6 onde são descritas as espessuras dos elementos metálicos necessárias para fazer face aos esforços transmitidos pelos painéis em Viroc. O valor máximo da carga distribuída para cada vão, apresentado na Tabela 5.6 corresponde precisamente ao valor do esforço transversal máximo a que os elementos de Viroc estão sujeitos (ver Tabela 5.4). Os restantes valores de cálculo, quer dos esforços ( $V_{máx}$  e  $M_{máx}$ ) quer da carga distribuída ( $q_{sd}$ ) foram obtidos em função da espessura, como os valores máximos resistidos pelos elementos. São ainda apresentadas quais as flechas máximas que o elemento metálico deve permitir e o correspondente valor máximo do momento que deverá ser cumprido nas combinações do estado limite de serviço para que seja satisfeita essa flecha.

Tabela 5.6 - Tabela de dimensionamento dos perfis metálicos dos pisos

Vão [m]	$q_{sd}$ [kN/m]	$V_{máx.}$ [kN]	$M_{máx.}$ [kN·m]	Espessura [mm]	Flecha máxima [mm]	$M_{máx.}$ (ELS) [mm]
2	4.39	4.39	2.19	2	8.00	29.83
3	4.39	6.58	4.94	2	12.00	19.88
4	4.39	8.78	8.78	2	16.00	14.91
5	3.07	7.68	9.60	2	20.00	11.93
	4.20	10.49	13.11	2.5		14.84
	4.39	10.97	13.71	3		17.69
6	1.71	5.13	7.70	2	24.00	9.94
	2.29	6.86	10.29	2.5		12.36
	2.83	8.49	12.74	3		14.74
	3.37	10.11	15.16	3.5		17.07
	3.92	11.76	17.64	4		19.36
	4.39	13.16	19.74	4.5		21.60

#### 5.4.3. MÓDULO DE LAJE PARA UMA COBERTURA

No que respeita aos módulos de laje usados para coberturas há algumas especificidades a considerar que não seriam pertinentes nos subcapítulos anteriores. Em primeiro lugar, os elementos de cobertura estão sujeitos a tipos de cargas distintos dos elementos de piso, como por exemplo a neve ou o vento. Isto faz com que para o seu dimensionamento seja necessário considerar não só a carga permanente e a sobrecarga, mas também estas ações externas que poderão tomar valores muito variados. Deste modo, os elementos de Viroc estariam sujeitos a níveis de esforços tão variados que faria pouco sentido apresentar tabelas de dimensionamento para os mesmos, uma vez que para estas serem eficientes (ou seja, não haver sobredimensionamento excessivo) teriam de ser exageradamente extensas, complicadas de usar e por isso pouco práticas. O dimensionamento específico dos elementos de Viroc para coberturas deverá ser então realizado caso a caso, função das ações existentes.

No entanto para o dimensionamento dos elementos metálicos já será razoável apresentar uma tabela de dimensionamento, uma vez que, há imagem do que foi feito em 5.4.2, poderá ser contabilizada apenas a carga máxima previsível de atuar e calculada a espessura adequada para lhe fazer face. Posteriormente essa espessura poderá ser reduzida e recalculadas novas cargas máximas admissíveis para a mesma bem como os respetivos esforços.

Este procedimento foi assim realizado para as cargas pertinentes (carga permanente, sobrecarga, vento e neve), admitindo como válido o esquema estrutural representado na Figura 5.12, e resultou na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Tabela de dimensionamento dos perfis metálicos da cobertura

Vão [m]	$q_{sd}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]	$M_{sd}$ [kN·m]	Espessura [mm]	Flecha máxima [mm]	$M_{m\acute{a}x}$ (ELS) [kN·m]
2	2.93	2.93	1.46	2	8	29.83
3	2.93	4.39	3.29	2	12	19.88
4	2.93	5.85	5.85	2	16	14.91
5	2.93	7.31	9.14	2	20	11.93
6	1.71	5.13	7.70	2	24	9.94
	2.29	6.86	10.29	2.5		12.36
	2.83	8.49	12.74	3		14.74
	2.93	8.78	13.16	3.5		17.07

#### 5.4.4. MÓDULO DE PAREDE

No módulo de parede será apenas pertinente dimensionar os elementos verticais resistentes, uma vez que os elementos horizontais dos mesmos não irão receber esforços. Estes elementos verticais poderão estar sujeitos apenas a compressão simples, como se demonstra na Figura 5.13-a), quando recebem unicamente as cargas provenientes dos módulos de laje, representadas neste caso por  $P_{sd}$ , ou poderão estar sujeitos a flexão composta, nomeadamente nos módulos das paredes exteriores, que além destas terão ainda de suportar a ação do vento (neste caso representada por  $q_{sd}$ ), antes de esta ser transmitida até aos sistemas de contraventamento. A representação estrutural do caso de flexão composta está esquematizada na b) da Figura 5.13.

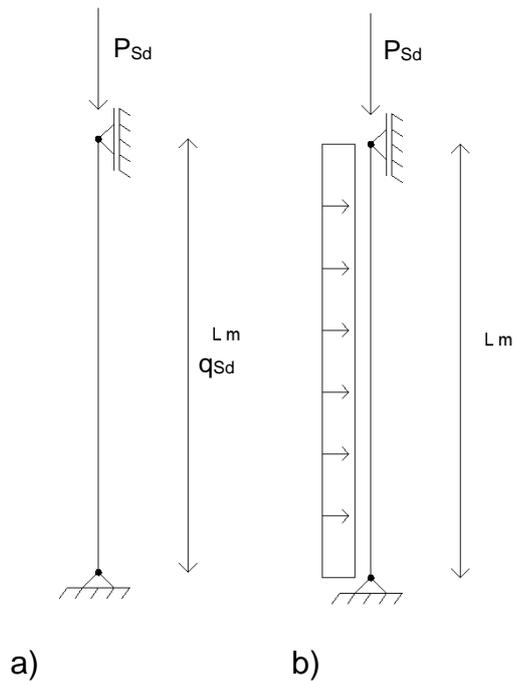


Figura 5.13 - Esquema estrutural dos elementos resistentes do módulo de parede; a) compressão simples; b) flexão composta

A tabela de dimensionamento para estes elementos terá então de prever a possibilidade não só da compressão simples, mas dos dois tipos de esforços poderem ocorrer simultaneamente. A verificação de segurança de um elemento em flexão composta deverá ser realizada através da equação (5.59), pelo que não será possível através da espessura de um elemento calcular o valor da carga máxima que este seria capaz de suportar. Deste modo, consideraram-se os casos mais gravosos de esforço axial, correspondentes a um edifício com rés-do-chão mais dois pisos, em que os pisos teriam 3,5 metros de altura e o caso mais gravoso da ação do vento, tendo sido posteriormente diminuídas ambas as ações de modo a prever outros casos menos gravosos. Conforme foi referido em 3.4 os módulos de parede poderão ter alturas de 3 ou 3,5 metros, no entanto, uma vez que dentro do mesmo edifício seriam possíveis várias combinações de altura dos módulos apresentar uma tabela para cada combinação de alturas seria pouco razoável, uma vez que iria ser necessário um grande número das mesmas. Assim, e como a diferença de alturas é apenas de 0,5 metros, optou-se por apresentar uma tabela apenas em que todas as alturas dos módulos fossem de 3,5 metros. Esta poderá também ser usada para os módulos de 3 metros sem que haja uma perda de eficiência significativa.

As dimensões escolhidas para os elementos verticais resistentes foram as seguintes (ver Figura 5.2):

- $h = 150 \text{ mm}$  ;
- $b = 80 \text{ mm}$  ;
- $c = 25 \text{ mm}$  ;

A Tabela 5.8 apresenta assim um dimensionamento expedito destes elementos, em que o valor máximo foi calculado com base nos esforços máximos que poderiam ser transmitidos, no caso de um edifício de

três andares, pelos módulos de laje da cobertura e dos pisos ( $N_{Ed}$ ) ou pela ação do vento ( $M_{Ed}$ ), mediante os níveis de carga considerados no capítulo 4.

Tabela 5.8 - Tabela de dimensionamento dos elementos verticais dos módulos de parede

$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kN·m]	Espessura Perfil [mm]
14.63	0.00	1.5
	1.52	1.5
	3.40	2
	3.45	2.5
35.59	0.00	2
	0.93	2
	2.53	2.5
	3.45	3
56.55	0.00	2.5
	0.50	2.5
	2.00	3
	3.45	3.5
77.51	0.00	3
	1.76	3.5
	3.43	4
	3.45	4.5
98.48	0.00	3.5
	1.72	4
	3.41	4.5
	3.45	5
119.44	0.00	4
	1.83	4.5
	3.45	5
140.40	0.00	4.5
	2.06	5
	3.42	5.5
	3.45	6

#### 5.4.5. SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO

Para resistir às ações horizontais globais e também para que o sistema estrutural global possa ser considerado de nós fixos, condição essencial para que os comprimentos de encurvadura (considerados ao longo do presente trabalho como os comprimentos reais dos elementos) estejam corretos será necessário introduzir em cada edifício um ou mais sistemas de contraventamento. Este sistema será composto por dois perfis metálicos em “U” que serão ligados a um módulo de parede, em cruz (ver Figura 3.22), sendo que apenas um desses elementos, o tracionado, irá funcionar em cada momento. Por este motivo no esquema estrutural admitido para o sistema de contraventamento, ilustrado na Figura 5.14, apenas se irá representar um destes elementos.

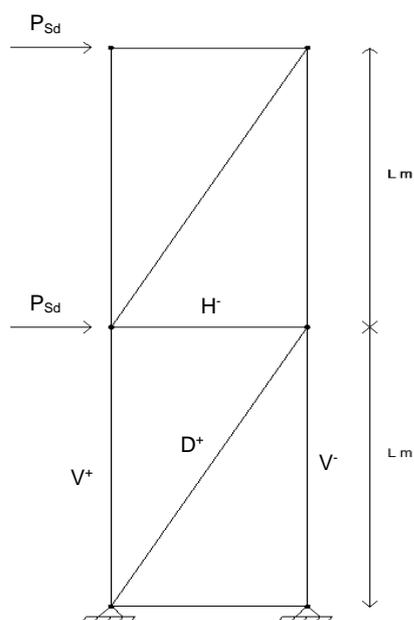


Figura 5.14 - Esquema estrutural de um sistema de contraventamento tipo

O esquema estrutural representado na Figura 5.14 diz respeito a um edifício de dois pisos (rés do chão mais um) no entanto pode facilmente ser entendido como o mesmo funcionará para edifícios de um ou três pisos. No caso de edifícios de três pisos, poderá ainda ocorrer uma situação em que um sistema de contraventamento seja insuficiente para fazer face às elevadas ações horizontais, deste modo recomenda-se que nessas situações sejam colocados dois ou três sistemas lado a lado na direção pertinente. Na Figura 5.15 representa-se um esquema estrutural onde dois sistemas de contraventamento se encontram ligados por barras infinitamente rígidas, isto fará com que cada um destes resista a metade da carga ( $P_{sd}/2$ ) e por isso não sejam necessários elementos demasiadamente espessos. O mesmo raciocínio será válido para o caso de três sistemas de contraventamento adjacentes, em que cada uma resistiria a um terço da carga aplicada ( $P_{sd}/3$ ). De modo a evitar cargas excessivas que levem à necessidade de inclusão de um grande número de sistemas de contraventamento num edifício, recomenda-se que qualquer sistema de contraventamento usado não tenha uma largura de influência superior a 6 metros, isto é, numa dada dimensão não deverão existir dois sistemas de contraventamento separados mais do que 6 metros sob pena de não poderem ser usadas as tabelas que irão ser aqui expostas.

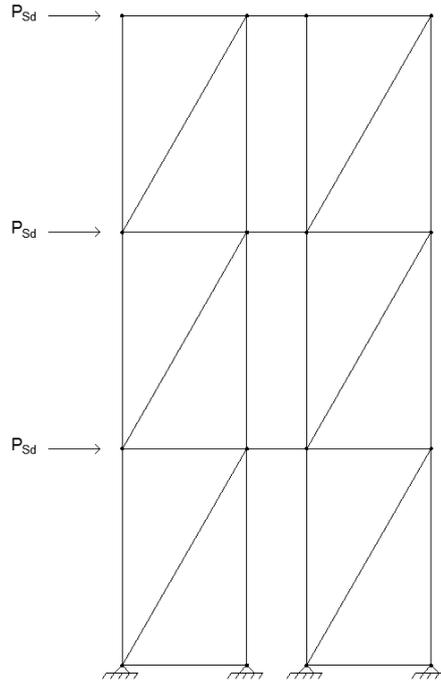


Figura 5.15 - Esquema estrutural de dois sistemas de contraventamento adjacentes numa dada direção

Nas tabelas de dimensionamento para os sistemas de contraventamento irão ser usadas as seguintes nomenclaturas (ver Figura 5.14):

- Elemento vertical comprimido:  $V^-$ ;
- Elemento vertical tracionado:  $V^+$ ;
- Elemento horizontal comprimido:  $H^-$ ;
- Elemento diagonal tracionado:  $D^+$ .

Os perfis usados para os elementos verticais e horizontais correspondem a perfis em “C” em que as dimensões se apresentam na seguinte forma “h b c t” (dimensão da alma, do banzo, do reforço de bordo e espessura, respetivamente), já os elementos diagonais serão perfis em “U” em que as dimensões são apresentadas na forma “h b t” (dimensão da alma, dimensão do banzo e reforço de bordo, respetivamente).

A Tabela 5.9 permite o dimensionamento de um sistema de contraventamento para edifícios de um andar apenas.

Tabela 5.9 - Tabela de dimensionamento de um sistema de contraventamento para um edifício de um andar

$N_{V^-}$ [kN]	Perfil	$N_{V^+}$ [kN]	Perfil	$N_{D^+}$ [kN]	Perfil	$N_{H^-}$ [kN]	Perfil
31.04	150x80x25x1.5	0	----	28.07	150x10x0.5	23.63	220x80x25x1.5
48.57	150x80x25x2			47.63	150x10x1		
66.46	150x80x25x2.5						
76.45	150x80x25x3						

Para edifícios de dois andares, isto é, rés-do-chão mais um piso, deverá recorrer-se à Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Tabela de dimensionamento de um sistema de contraventamento para um edifício de dois andares

$N_V^-$ [kN]	Perfil	$N_V^+$ [kN]	Perfil	$N_D^+$ [kN]	Perfil	$N_H^-$ [kN]	Perfil
31.04	150x80x25x1.5	41.35	150x80x25x0.5	28.07	150x10x0.5	39.74	220x80x25x 1.5
48.57	150x80x25x2			59.28	150x10x1	65.22	220x80x25x 2
66.46	150x80x25x2.5			91.22	150x10x1.5	70.88	220x80x25x 2.5
85.03	150x80x25x3			123.89	150x10x2		
111.01	150x150x30x3			142.86	150x10x2.5		
138.39	150x150x30x3.5						
166.83	150x150x30x4						
196.33	150x150x30x4.5						
225.41	150x150x30x5						
253.14	150x150x30x5.5						

Finalmente para edifícios de três andares (rés-do-chão mais dois pisos) poder-se-á recorrer à Tabela 5.11 caso a carga global no edifício seja menor e seja apenas necessário um sistema de contraventamento, à Tabela 5.12 para valores intermédios da ação global que requeiram a introdução de dois sistema, ou, para o caso de cargas mais elevadas, à Tabela 5.13 onde são usados três sistemas de contraventamento adjacentes.

Tabela 5.11 - Tabela de dimensionamento de um sistema de contraventamento num edifício de três andares

$N_V^-$ [kN]	Perfil	$N_V^+$ [kN]	Perfil	$N_D^+$ [kN]	Perfil	$N_H^-$ [kN]	Perfil
31.04	150x80x25x1.5	59.4	150x80x25x0.5	28.07	150x10x0.5	39.74	220x80x 25x1.5
48.57	150x80x25x2	125.37	150x80x25x1	59.28	150x10x1	65.22	220x80x 25x2
66.46	150x80x25x2.5	165.39	150x80x25x1.5	91.22	150x10x1.5	90.01	220x80x 25x2.5
85.03	150x80x25x3			123.89	150x10x2	114.35	220x80x 25x3
111.01	150x150x30x3			157.3	150x10x2.5	118.13	220x80x 25x3.5
138.39	150x150x30x3.5			191.43	150x10x3		
166.83	150x150x30x4			226.29	150x10x3.5		
196.33	150x150x30x4.5			238.1	150x10x4		
225.41	150x150x30x5						
254.51	150x150x30x5.5						
282.15	150x150x30x6						

Tabela 5.12 - Tabela de dimensionamento de dois sistemas de contraventamento adjacentes num edifício de três andares

$N_V^-$ [kN]	Perfil	$N_V^+$ [kN]	Perfil	$N_D^+$ [kN]	Perfil	$N_H^-$ [kN]	Perfil
31.04	150x80x25x1.5	59.4	150x80x25x0.5	28.07	150x10x0.5	39.74	220x80x25 x1.5
48.57	150x80x25x2	82.7	150x80x25x1	59.28	150x10x1	59.07	220x80x25 x2
66.46	150x80x25x2.5			91.22	150x10x1.5		
85.03	150x80x25x3			119.05	150x10x2		
111.01	150x150x30x3						
138.39	150x150x30x3.5						
166.83	150x150x30x4						
196.33	150x150x30x4.5						
225.41	150x150x30x5						
254.51	150x150x30x5.5						
282.15	150x150x30x6						

Tabela 5.13 - Tabela de dimensionamento de três sistemas de contraventamento adjacentes num edifício de três andares

$N_V^-$ [kN]	Perfil	$N_V^+$ [kN]	Perfil	$N_D^+$ [kN]	Perfil	$N_H^-$ [kN]	Perfil
31.04	150x80x25x1.5	55.13	150x80x25x0.5	28.07	150x10x0.5	39.38	220x80x25 x1.5
48.57	150x80x25x2			59.28	150x10x1		
66.46	150x80x25x2.5			79.37	150x10x1.5		
85.03	150x80x25x3						
111.01	150x150x30x3						
138.39	150x150x30x3.5						
166.83	150x150x30x4						
196.33	150x150x30x4.5						
225.41	150x150x30x5						
254.51	150x150x30x5.5						
264.44	150x150x30x6						

#### 5.4.6. RESTANTES ELEMENTOS

Alguns elementos que farão parte do sistema estrutural final do edifício não se encontram dimensionados nos anteriores subcapítulos. Estes serão por exemplo os perfis de transferência de carga (ver 3.5.2.2) e os perfis que fazem a ligação entre dois módulos de parede de diferentes pisos (ver 3.7 e Figura 3.26) e

alguns casos dos módulos de laje das coberturas. Em todos estes elementos o diagrama de momentos fletores não corresponderá a uma parábola originada por uma carga uniformemente distribuída como acontece com os restantes elementos do edifício. As cargas a que estes elementos estarão sujeitos poderão ser uma ou mais cargas pontuais, bem como cargas distribuídas com diferentes valores (como é o caso das coberturas). Para o dimensionamento destes elementos recomenda-se se seja calculado o respetivo diagrama de momentos de cada um e que este seja aproximado, pelo lado da segurança, a uma parábola, de modo a poderem ser usadas as respetivas tabelas de dimensionamento expostas no presente capítulo.



# 6 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

## 6.1. CONCEÇÃO DO EDIFÍCIO EXEMPLO

O sistema estrutural vastamente descrito ao longo do presente trabalho poderá ser usado numa grande variedade de localizações e para um grande diversidade de edifícios. De modo a que o leitor possa melhor compreender como o usar e a real simplicidade deste sistema, serve o presente capítulo para demonstrar um processo exemplificativo do dimensionamento dos elementos que constituem um edifício.

O edifício concebido para este exemplo de aplicação irá ser implantando na cidade do Porto e terá um total de três pisos (rés-do-chão mais dois) estando o piso inferior destinado a acolher atividade comercial e os dois superiores a fins habitacionais. As dimensões em planta, definidas pelos contornos externos, serão de 12,45x12,45 metros, conforme se pode observar na Figura 6.1. Nesta imagem está retratada a planta do edifício, em que se deu maior destaque à vista superior dos módulos de parede, estando os módulos de laje apenas representados por setas que mostram a direção do seu funcionamento, de modo a não poluir excessivamente esta ilustração. Os módulos de parede usados na conceção do edifício exemplo serão o MP2, para os dois pisos superiores, e MP4, para o piso térreo, (ver Tabela 3.4) e os módulos de laje apenas do tipo ML2-6 (ver Tabela 3.5).

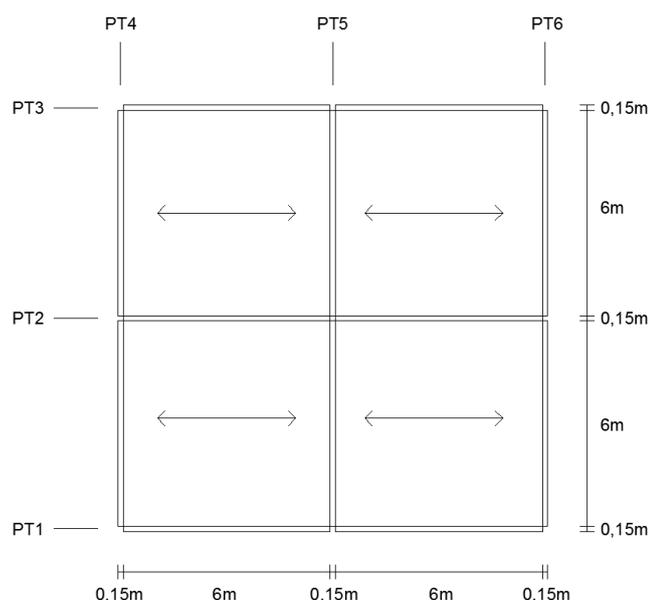


Figura 6.1 – Planta do edifício exemplo

Os seis pórticos representado na Figura 6.1 serão idênticos, estando o esquema estrutural dos mesmos representado na Figura 6.2.

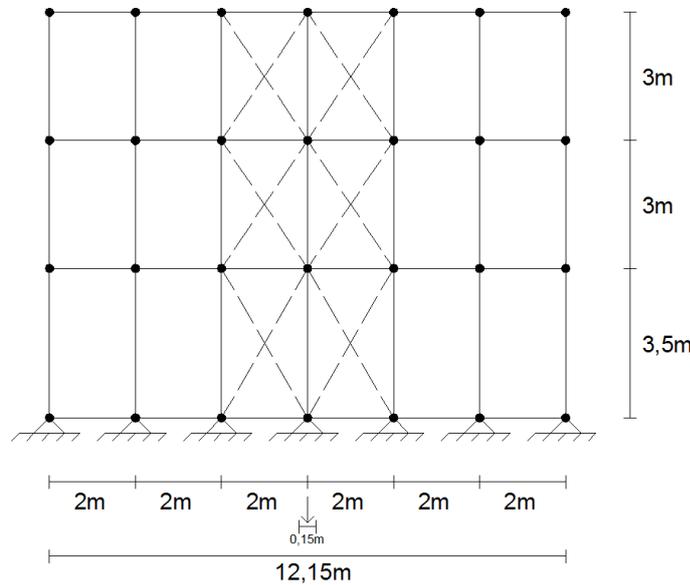


Figura 6.2 - Pórticos do edifício exemplo

Finalmente a Figura 6.3 apresenta um esquema tridimensional do edifício exemplo.

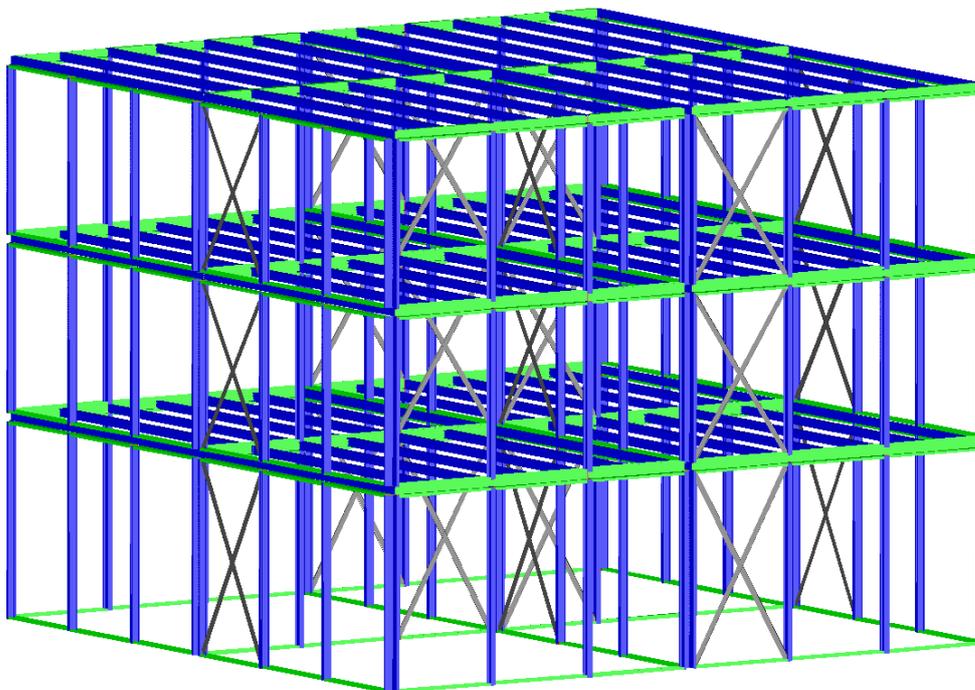


Figura 6.3 - Esquema tridimensional do edifício exemplo

## 6.2. AÇÕES

Um edifício concebido em aço leve, de modo a ter uma maior eficiência e menor custo final, não deverá ser concebido para fazer face a níveis de carga elevados, deste modo o valor da carga permanente quer para as lajes de piso quer para as de cobertura considerado no edifício exemplo foi de  $0,75 \text{ kN/m}^2$  (ver 4.1). Este valor corresponderá ao peso sistema de Viroc e ao peso próprio dos elementos metálicos e permitirá ainda a introdução de algum tipo de revestimento leve que o responsável do projeto de construções considere relevante.

No que respeita às sobrecargas ao nível dos pisos estas são já definidas no EC1-1-1 e no subcapítulo 4.2 e tomam o valor de  $3,5 \text{ kN/m}^2$  para o piso térreo,  $2,5 \text{ kN/m}^2$  para os dois pisos elevados e  $0,4 \text{ kN/m}^2$  para a cobertura plana.

A ação do vento deverá ser calculada de acordo com a localização do edifício, a zona envolvente, bem como as suas dimensões em planta e em altura. De acordo com o processo detalhado em 4.4, admitiu-se uma categoria do terreno do tipo iii), que corresponde a uma zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separação entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura. As dimensões em planta foram já referidas no presente capítulo como sendo de  $12,45 \times 12,45$  metros e a altura do mesmo contabiliza 9,5 metros. Todas estas condicionantes resultam nas pressões externas indicadas na Tabela 6.1 para as zonas definidas na Figura 4.3 e na Figura 4.5.

Tabela 6.1 - Pressões externas para o edifício exemplo

Zona	Pressão externa [ $\text{kN/m}^2$ ]
D	0,6
E	0,33
F	1,37
G	0,92
H	0,53
I	0,15

As pressões nas zonas D e I têm a são aplicadas do exterior para o interior, ao passo que as pressões nas zonas E, F, G, e H são aplicadas em sentido oposto. As pressões internas são também aplicadas do exterior para o interior e tomam o valor de  $0,23 \text{ kN/m}^2$  qualquer que seja a superfície.

No que concerne à ação da neve, foi já referido em 4.3 que na cidade do Porto esta tomaria um valor de  $0,22 \text{ kN/m}^2$ , aplicado em toda a cobertura.

## 6.3. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

### 6.3.1. COBERTURA

Para o dimensionamento dos elementos de cobertura há então que considerar todas as ações detalhadas em 6.2. O EC1-1-1 prevê que a ação da neve, da sobrecarga e/ou do vento não necessitem de ser

consideradas em simultâneo uma vez que a probabilidade da sua ocorrência coincidente seja bastante baixa.

Deste modo as ações a considerar para estes elementos serão as seguintes:

- Carga permanente: 0,75 kN/m<sup>2</sup>;
- Sobrecarga: 0,4 kN/m<sup>2</sup>;
- Vento: 1,14 kN/m<sup>2</sup> (pressão externa subtraída da pressão interna, uma vez que atuam em direções opostas);
- Neve: 0,22 kN/m<sup>2</sup>.

Para a ação do vento foi apenas considerada a zona F, apesar de cada uma destas zonas F ter apenas dimensões de 1.25x3.11 metros perante os 12,45x12,45 do total da cobertura. Conforme já foi referido no presente trabalho, é de todo aconselhável que os painéis de Viroc tenham a mesma espessura ao longo de uma mesma laje, de modo a garantir a uniformidade da cota do piso. Além deste facto, caso fossem produzidos vários painéis com espessuras diferentes para um mesmo piso estes poderiam facilmente ser confundidos aquando da montagem em obra e colocados no local errado, pondo em causa a segurança estrutural do edifício.

De acordo com as combinações previstas no EC0 para o estado limite último e admitindo que a sobrecarga, a neve e/ou o vento poderão ser excluídos alternadamente, o valor de cálculo da carga atuante na cobertura do edifício tipo ( $q_{sd}$ ) será obtido pela expressão (6.1) que não é mais do que a aplicação prática a este caso da equação (4.13).

$$q_{sd} = 1,35 \cdot 0,75 + 1,5 \cdot 1,14 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \approx 3,15 \text{ kN/m}^2 \quad (6.1)$$

Como o elemento de Viroc terá sempre um vão de 1m e será calculado por metro de desenvolvimento, o momento provocado por esta será obtido pela expressão (6.2).

$$M_{sd} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{3,15 \cdot 1^2}{8} \approx 0,40 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad (6.2)$$

Conhecido o momento atuante, por metro de desenvolvimento, nos elementos em Viroc da cobertura poder-se-á usar a Tabela 5.4, que apesar de ser pensada para elementos de laje dos pisos, conhecido o momento atuante a mesma será válida para outros fins. Nesta tabela é então possível verificar que para que fosse garantida a segurança ao estado limite último de um painel de Viroc sujeito a um momento como o indicado em (6.2) bastaria que este tivesse uma espessura de 20 mm, sendo esta até excessiva.

No entanto foi referido em 5.4.1 que a flecha máxima para estes elementos deve ser limitada a 4mm (L/250) pelo que nesse caso será necessário averiguar qual o esforço a que este se encontraria sujeito quer para a combinação característica (4.15), quer para a combinação quase-permanente (4.17) do estado limite de serviço.

No primeiro caso o valor da carga atuante na cobertura nesta situação seria obtido pela equação (6.3).

$$q_{C.Carct.} = 0,75 + 1,14 + 0,7 \cdot 0,4 = 2,17 \text{ kN/m}^2 \quad (6.3)$$

O valor do momento fletor seria então obtido pela expressão (6.4).

$$M_{C.Carct.} = \frac{2,17 \cdot 1^2}{8} \approx 0,28 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad (6.4)$$

No segundo caso a carga atuante na cobertura para a combinação quase-permanente é calculada na equação (6.5) enquanto o respetivo momento é obtido em (6.6).

$$q_{C.Q.P.} = 0,75 \text{ kN/m}^2 \quad (6.5)$$

$$M_{C.Q.P.} = \frac{0,75 \cdot 1^2}{8} \approx 0,1 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad (6.6)$$

O dimensionamento destes elementos deverá ser realizado de acordo com o estado limite mais condicionante. O valor do momento fletor verificado para os painéis de Viroc no estado limite de serviço por qualquer das combinações é inferior ao valor mínimo previsto na Tabela 5.5. Deste modo poderá optar-se por executar um dimensionamento completo destes elementos ou escolher uma espessura conservativa já calculada nesta tabela. No âmbito do presente trabalho optou-se por escolher a espessura de 27 mm que corresponderá à máxima espessura prevista para o valor mínimo do momento fletor em cada combinação e em cada estado limite.

Uma vez calculada a espessura dos painéis de Viroc de cobertura segue-se o dimensionamento dos módulos de laje que os irão suportar. Estes módulos, tal como já foi referido, terão todos um vão de 6 metros. Em primeiro lugar irão ser dimensionados os perfis resistentes principais e seguidamente os elementos designados como perfis de transferência de carga (ver 3.5.2.2). Para os primeiros deve ser considerada a carga proveniente dos painéis de Viroc na combinação relevante e comparado o valor do esforço obtido com o previsto na Tabela 5.7.

As cargas provenientes dos painéis de Viroc funcionarão como uma carga uniformemente distribuída aplicada por metro de comprimento nos perfis metálicos principais, em “C”. Estas cargas estão definidas nas equações (6.7), (6.8) e (6.9) para a combinação fundamental do estado limite último e para a combinação característica e quase-permanente do estado limite de serviço, respetivamente.

$$q_{sd} = \frac{3,15 \cdot 1}{2} \approx 1,58 \text{ kN/m} \quad (6.7)$$

$$q_{C.Caract.} = \frac{2,17 \cdot 1}{2} \approx 1,09 \text{ kN/m} \quad (6.8)$$

$$q_{C.Q.P.} = \frac{0,75 \cdot 1}{2} \approx 0,38 \text{ kN/m} \quad (6.9)$$

Os momentos fletores provocados pelas respetivas carga distribuídas nos perfis metálicos poderão ser obtidos através das equações (6.10), (6.11) e (6.12).

$$M_{Sd} = \frac{1,58 \cdot 6^2}{8} \approx 7,11 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.10)$$

$$M_{C.Caract.} = \frac{1,09 \cdot 6^2}{8} \approx 4,91 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.11)$$

$$M_{C.Q.P.} = \frac{0,38 \cdot 6^2}{8} \approx 1,71 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.12)$$

Através da consulta da Tabela 5.7 é possível verificar que será suficiente uma espessura de 2 mm para que os perfis principais cumpram a verificação ao estado limite último e que o momento máximo para que com esta espessura se cumpra o estado limite de serviço é de 9,94 kN·m, portanto, superior ao verificado nas equações (6.11) e (6.12), estando assim estes elementos totalmente dimensionados com uma secção transversal do tipo “C220x100x35x2”.

Para os perfis de transferência de carga o diagrama de momentos não será uma parábola como para os perfis principais, mas terá sim uma forma triangular uma vez que o seu esquema estrutural será corresponderá a uma viga duplamente apoiada com uma carga pontual a meio vão. O diagrama de momentos provocado por uma carga pontual a meio vão terá uma área inferior ao diagrama de momentos provocado por uma carga distribuída, desde que o momento máximo M seja igual nos dois casos, conforme se demonstra na Figura 6.4.

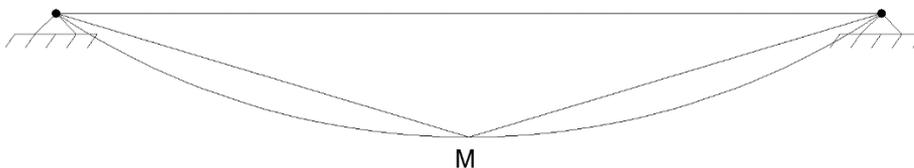


Figura 6.4 - Diagrama de momentos triangular e em parábola

Deste modo, um elemento sujeito a uma carga pontual a meio vão estará em segurança caso o valor do momento máximo por ela provocado seja igual ou inferior ao momento máximo verificado para um

mesmo elemento sujeito a uma carga distribuída. Este facto permite que para dimensionar os perfis de transferência de cargas possam ser usadas as mesmas tabelas utilizadas para dimensionar os perfis principais destes módulos.

A carga pontual total a que um perfil de transferência de carga estará sujeito nestas circunstâncias poderá ser calculada através da equação (6.13).

$$P_{sd} = 1,58 \cdot 6 \cdot \frac{2}{2} = 9,48 \text{ kN} \quad (6.13)$$

O momento fletor máximo a que o mesmo estará sujeito poderá então ser calculado através da expressão (6.14).

$$M_{sd} = \frac{9,48}{2} \cdot 1 = 4,74 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.14)$$

Uma vez que através da consulta da Tabela 5.7, um elemento de 5 metros de vão estaria em segurança com um perfil de 2 mm de espessura até um momento de 9,14 kN·m. Um elemento com menor vão e menor momento atuante estará também em segurança com as mesmas dimensões e espessuras. Deste modo, os perfis de transferência de carga terão também uma espessura de 2 mm, a espessura mínima para que seja válido o cálculo proposto no EC3-1-3 para uma secção com estas dimensões. A secção transversal final destes perfis será “C220x100x35x2”.

### 6.3.2. PISOS

Em relação às lajes dos pisos do edifício exemplo, serão consideradas as seguintes cargas no seu dimensionamento:

- Carga permanente: 0,75 kN/m<sup>2</sup>;
- Sobrecarga no piso térreo: 3,5 kN/m<sup>2</sup>;
- Sobrecarga nos dois pisos superiores: 2,5 kN/m<sup>2</sup>.

A Tabela 5.4 permite, conhecendo os valores característicos dos esforços atuantes obter diretamente a espessura dos painéis de Viroc necessária para a verificação ao estado limite último. Deste modo, para o piso térreo seria necessária uma espessura de 23 mm e para os dois pisos superiores, uma espessura de 20 mm. No entanto, para o cumprimento do estado limite de serviço (Tabela 5.5), estas espessuras deverão tomar os valores de 31 mm e 28 mm, respetivamente, ficando assim definidas as espessuras finais destes elementos.

No que concerne aos elementos metálicos do módulo de laje, os perfis principais deste poderão ser dimensionados através da Tabela 5.6. O valor de  $V_{m\acute{a}x.}$  apresentado na Tabela 5.4 corresponderá ao valor de  $q_{sd}$  na Tabela 5.6, isto é, o esforço transversal máximo verificado nos elementos de Viroc, será igual à carga aplicada por unidade de comprimento nos perfis principais dos módulos de laje. Os valores de  $q_{sd}$  a considerar para o dimensionamento destes perfis serão:

- Piso térreo:  $q_{sd} = 3,13 \text{ kN/m}$
- Pisos superiores:  $q_{sd} = 2,38 \text{ kN/m}$

Uma vez definidos estes valores através da consulta da Tabela 5.6, para elementos metálicos com um vão de 6 metros, é possível concluir que para o piso térreo será necessária uma espessura de 3,5 mm enquanto para os dois pisos superiores será suficiente uma espessura de 3 mm, resultando assim em perfis “C220x100x35x3,5” e “C220x100x35x3” respetivamente.

Por último, para a definição dos perfis de transferência de carga dos mesmos módulos poderá ser adotado um procedimento semelhante ao descrito em 6.3.1:

- Para o piso térreo:

$$P_{sd} = 3,13 \cdot 6 \cdot \frac{2}{2} = 18,78 \text{ kN} \quad (6.15)$$

$$M_{sd} = \frac{18,78}{2} \cdot 1 = 9,39 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.16)$$

- Para os dois pisos superiores:

$$P_{sd} = 2,38 \cdot 6 \cdot \frac{2}{2} = 14,28 \text{ kN} \quad (6.17)$$

$$M_{sd} = \frac{14,28}{2} \cdot 1 = 7,14 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.18)$$

Da análise da Tabela 5.6 é possível observar que para um elemento com um vão de 5 metros sujeito a um momento de 9,6 kN·m será suficiente uma espessura de 2 mm, a espessura mínima para validade do procedimento usado pelo EC3-1-3 para estas dimensões. Uma vez que ambos os momentos, calculados em (6.16) e (6.18), são inferiores, e o vão dos perfis de transferência de carga é apenas de 2 metros a mesma espessura (2 mm) poderá ser adotada estes, resultando em perfis “C220x100x35x2”.

### 6.3.3. MÓDULO DE PAREDE

Conforme foi detalhado em 5.4.4, os elementos resistentes dos módulos de parede poderão estar sujeitos apenas a compressão simples ou a flexão composta, ver Figura 5.13.

A carga pontual transferida pelos módulos de laje da cobertura ( $P_{sd,c}$ ), ver Figura 5.13, que irá atuar em cada elemento vertical resistente de um módulo de parede poderá ser calculada através da expressão (6.19), tendo em conta a equação (6.7).

$$P_{sd,c} = 1,58 \cdot \frac{6}{2} \cdot 2 \approx 9,48 \text{ kN} \quad (6.19)$$

A carga pontual transferida pelos módulos de laje dos pisos superiores ( $P_{Sd,p}$ ) a cada elemento vertical resistente de um módulo de parede poderá ser obtida através da expressão (6.20), tendo em atenção o exposto em 6.3.2.

$$P_{Sd,p} = 2,38 \cdot \frac{6}{2} \cdot 2 \approx 14,28 \text{ kN} \quad (6.20)$$

Os módulos de laje dos pisos térreos verão a sua carga ser transferida diretamente para a fundação, pelo que o seu efeito nos elementos verticais resistentes dos módulos de parede será nulo.

Além do esforço axial transmitido pelos pisos sobrejacentes, cada elemento vertical de um módulo de parede poderá ainda estar sujeito à ação do vento na fachada do edifício, que irão provocar a flexão desse elemento. Para determinar a pressão provocada pelo vento numa superfície deverá ter-se em atenção a Figura 4.3 e a Tabela 6.1. Como o vento poderá atuar em qualquer direção cada fachada do edifício irá, no pior dos cenários, estar sujeita a uma pressão (em valores característicos da ação) de  $0,83 \text{ kN/m}^2$  (pressão na face D somada da pressão interior). Este valor característico poderá ser transformado em valor de cálculo multiplicando-o por 1,5, obtendo-se assim uma pressão de cálculo de  $1,25 \text{ kN/m}^2$ .

Apesar de os elementos verticais dos módulos de parede terem alturas diferentes (3 e 3,5 metros), foi já referido que a Tabela 5.8 apenas considera elementos de 3,5 metros de altura. Deste modo, todos os pisos poderão ser considerados como tendo 3,5 metros de altura, não se perdendo eficácia no dimensionamento. Perante o exposto, cada elemento vertical dos módulos de parede irá estar sujeito a uma carga distribuída ( $q_{Sd}$  – ver Figura 5.13) dada pela equação (6.21) e a um momento fletor máximo dado pela expressão (6.22).

$$q_{Sd} = 1,25 \cdot 1 = 1,25 \text{ kN/m} \quad (6.21)$$

$$M_{Sd} = \frac{1,25 \cdot 3,5^2}{8} \approx 1,92 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.22)$$

#### 6.3.3.1. PT1 e PT3

Os módulos de parede dos pórticos PT1 e PT3 (ver Figura 6.1) não irão receber cargas pontuais transmitidas pelas lajes, uma vez que estas funcionam na direção oposta. Estes módulos irão apenas receber as cargas transmitidas pela ação do vento, que resultam num momento fletor máximo de  $1,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$ , conforme se demonstrou na equação (6.22). Consultando a Tabela 5.8, estes elementos verticais deverão ser compostos por perfis do tipo “C150x80x25x2”.

#### 6.3.3.2. PT2

Os módulos de parede do pórtico PT2, além de não receberem cargas verticais dos módulos de laje e cobertura, tal como os dos pórticos PT1 e PT3, também não estarão sujeitos a qualquer momento

provocado pela ação do vento, uma vez que este pórtico é interior (ver Figura 6.1). Neste caso, apenas os elementos deste pórtico que fizerem parte do sistema de contraventamento deverão ser cuidadosamente projetados, podendo para os outros usar-se perfis com as dimensões da secção transversal mínimas, isto é, “C150x80x25x1,5”.

### 6.3.3.3. PT4 e PT6

Os módulos de parede dos pórticos PT4 e PT6 irão estar sujeitos tanto à ação provocada pelo vento, como pelas cargas transmitidas pelos pisos sobrejacentes. Deste modo o seu dimensionamento deverá ser executado em condições de flexão composta. A carga axial a que cada elemento vertical estará sujeito dependerá da localização em altura desse mesmo elemento. Assim os elementos verticais de qualquer módulo de parede irão ser divididos da seguinte forma, consoante a sua posição:

- Localizado entre o piso térreo e o primeiro piso:  $V_1$ ;
- Localizado entre o primeiro e segundo pisos:  $V_2$ ;
- Localizado entre o segundo piso e a cobertura  $V_3$ .

O momento fletor a que cada um estará sujeito será transversal a todos eles e igual a 1,92 kN·m, uma vez que a pressão do vento é uniforme em altura nesta situação. Deste modo, o esforço axial para cada um dos elementos verticais  $V_1$ ,  $V_2$  e  $V_3$  poderá ser calculado através das expressões (6.23) respetivamente.

$$N_{V1} = 2 \cdot P_{Sd,p} + P_{Sd,c} = 38,04 \text{ kN} \quad (6.23)$$

$$N_{V2} = P_{Sd,p} + P_{Sd,c} = 23,76 \text{ kN} \quad (6.24)$$

$$N_{V3} = P_{Sd,c} = 9,48 \text{ kN} \quad (6.25)$$

Definidos os esforços que irão atuar em cada elemento, cada um deles poderá ser dimensionado conforme se ilustra na Tabela 6.2, através da Tabela 5.8.

Tabela 6.2 - Dimensionamento dos elementos verticais dos módulos de parede dos pórticos PT4 e PT6

Elemento	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{Sd}$ [kN·m]	Perfil
$V_1$	38,04		C150x80x25x3
$V_2$	23,76	1,92	C150x80x25x2,5
$V_3$	9,48		C150x80x25x2

#### 6.3.3.4. PT5

Os módulos de parede no pórtico PT5 não estarão sujeitos qualquer momento fletor provocado pelo vento, uma vez que este pórtico é interior, no entanto o esforço axial de compressão a que estarão sujeitos será maior já que em cada um deste irão descarregar dois módulos de laje. O valor do esforço axial em cada perfil vertical poderá ser calculado, admitindo como válida a nomenclatura usada em 6.3.3.3 ( $V_1$ ,  $V_2$  e  $V_3$ ), através das expressões (6.26) a (6.28).

$$N_{V1} = 2 \cdot (2 \cdot P_{Sd,p} + P_{Sd,c}) = 76,08 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$N_{V2} = 2 \cdot (P_{Sd,p} + P_{Sd,c}) = 47,52 \text{ kN} \quad (6.27)$$

$$N_{V3} = 2 \cdot P_{Sd,c} = 18,96 \text{ kN} \quad (6.28)$$

Os perfis adequados para cada um destes elementos estão apresentados na Tabela 6.3, tendo sido obtidos através da consulta da Tabela 5.8.

Tabela 6.3 - Dimensionamento dos elementos verticais dos módulos de parede do pórtico PT5

Elemento	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{Sd}$ [kN·m]	Perfil
$V_1$	76,08		C150x80x25x3
$V_2$	47,52	0	C150x80x25x2,5
$V_3$	18,96		C150x80x25x2

#### 6.3.4. SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO

Para o dimensionamento dos sistemas de contraventamento dos vários pórticos do edifício, é necessário quantificar a pressão global exercida pelo vento. Esta pode ser obtida através da Tabela 6.1, tendo em conta a Figura 4.3, através da soma da pressão exercida na face D com a pressão exercida na face E. As pressões internas irão anular-se para o cálculo global, pelo que a sua contabilização pode ser dispensada. A pressão global do vento (conjunto das faces D e E) toma assim o valor característico de  $0,93 \text{ kN/m}^2$ , correspondendo ao valor de cálculo de  $1,4 \text{ kN/m}^2$ .

Uma vez que o edifício exemplo é simétrico nas duas direções principais, o valor das forças concentradas resultantes aplicadas ao nível de cada piso ( $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$  conforme se demonstra na Figura 6.5) pode, para os pórticos extremos (PT1, PT3, PT4 e PT6), ser obtida através das equações (6.29) a (6.31).

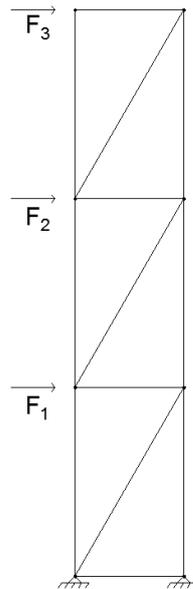


Figura 6.5 - Esquema estrutural das forças concentradas ao nível dos pisos num sistema de contraventamento

$$F_1 = (1,75 + 1,5) \cdot 3 \cdot 1,4 = 13,65 \text{ kN} \quad (6.29)$$

$$F_2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 3 \cdot 1,4 = 12,6 \text{ kN} \quad (6.30)$$

$$F_3 = 1,5 \cdot 3 \cdot 1,4 = 6,3 \text{ kN} \quad (6.31)$$

Para os pórticos interiores (PT2 e PT5) as forças equivalentes podem ser obtidas, admitindo como válida a mesma nomenclatura, através das expressões (6.32) a (6.34).

$$F_1 = [(1,75 + 1,5) \cdot 3 \cdot 1,4] \cdot 2 = 27,3 \text{ kN} \quad (6.32)$$

$$F_2 = (2 \cdot 1,5 \cdot 3 \cdot 1,4) \cdot 2 = 25,2 \text{ kN} \quad (6.33)$$

$$F_3 = (1,5 \cdot 3 \cdot 1,4) \cdot 2 = 12,6 \text{ kN} \quad (6.34)$$

Para calcular os esforços provocados por estas forças equivalentes em cada pórtico será usada para cada barra desse pórtico a nomenclatura indicada na Figura 6.6.

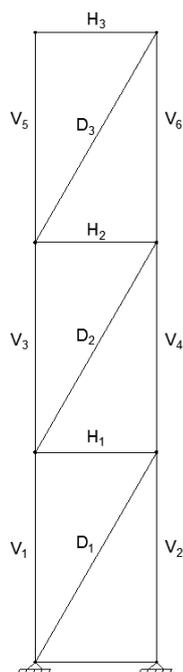


Figura 6.6 - Nomenclatura usada para cada elemento de um sistema porticado

Os sistemas de contraventamento deverão, num dado pórtilco, ser colocados o mais próximos do centro geométrico possível. No caso de serem usados dois sistemas de contraventamento por pórtilco conforme se ilustra na Figura 6.7, estes poderão ser dispostos nas duas colunas centrais de módulos de parede, tornando assim o sistema porticado simétrico. Caso apenas haja a necessidade da colocação de um sistema de contraventamento, este poderá ser colocado apenas numa das colunas de módulos parede contraventados, ilustrada na Figura 6.7. Nesta situação, essa escolha deverá ser transversal a todos os pórtilcos da mesma direção por forma evitar o aparecimento de efeitos de torção no edifício final.

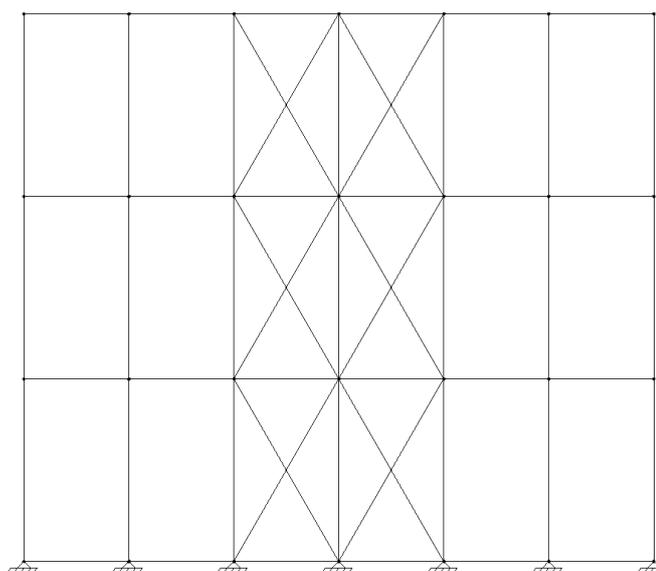


Figura 6.7 - Disposição dos sistemas de contraventamento num pórtilco do edifício exemplo

#### 6.3.4.1. PT1 e PT3

Os pórticos PT1 e PT3 tal como foi referido em 6.3.3.1, não irão receber qualquer carga vertical transmitida pelas lajes dos pisos e da cobertura, pelo que os esforços axiais dos elementos serão apenas provocados nos sistemas de contraventamentos, pela introdução de barras diagonais. Deste modo, o esforço axial em cada barra representada na Figura 6.6 será dado pela Tabela 6.4, distinguindo-se o esforço axial provocado pela ação do vento (forças  $F_i$ ) do esforço axial pré-existente provocado pelas cargas verticais e concluindo-se com o esforço condicionante para o qual deverão ser dimensionados. Os valores de esforço axial de compressão têm sinal negativo enquanto os de tração serão positivos.

Tabela 6.4 - Esforço axial nos elementos do sistema de contraventamento dos pórticos PT1 e PT3

Elemento	$N_{\text{vento}}$ [kN]	$N_{\text{pré-existente}}$ [kN]	$N_{\text{total}}$ [kN]
V <sub>1</sub>	37.80	0	37.80
V <sub>2</sub>	-94.76	0	-94.76
V <sub>3</sub>	9.45	0	9.45
V <sub>4</sub>	-37.80	0	-37.80
V <sub>5</sub>	0.00	0	0.00
V <sub>6</sub>	-9.45	0	-9.45
H <sub>1</sub>	-32.55	0	-32.55
H <sub>2</sub>	-18.90	0	-18.90
H <sub>3</sub>	-6.30	0	-6.30
D <sub>1</sub>	65.61	0	65.61
D <sub>2</sub>	34.07	0	34.07
D <sub>3</sub>	11.36	0	11.36

A Tabela 6.4 apresenta os esforços axiais nos vários elementos caso seja adotado apenas um sistema de contraventamento, isto é, apenas uma coluna de módulos de parede seria contraventada (seriam adicionadas diagonais a estes módulos). Como os esforços obtidos são relativamente baixos, um sistema será suficiente para este caso. Os perfis adequados aos elementos representados na Tabela 6.4 podem ser encontrados na Tabela 6.5, construída com recuso à Tabela 5.11.

Tabela 6.5 - Tabela de perfis do sistema de contraventamento dos pórticos PT1 e PT3

Elemento	Perfil
V <sub>1</sub>	150x150x30x3
V <sub>2</sub>	150x150x30x3
V <sub>3</sub>	150x80x25x2
V <sub>4</sub>	150x80x25x2
V <sub>5</sub>	150x80x25x1,5
V <sub>6</sub>	150x80x25x1,5
H <sub>1</sub>	220x80x25x1,5
H <sub>2</sub>	220x80x25x1,5
H <sub>3</sub>	220x80x25x1,5
D <sub>1</sub>	150x10x1,5
D <sub>2</sub>	150x10x1
D <sub>3</sub>	150x10x0,5

Apesar de alguns elementos verticais aparecem como tracionados na Tabela 6.4, é importante notar que a ação do vento poderá atuar em qualquer sentido. Perante este facto qualquer elemento vertical poderá ficar comprimido, dependendo da direção da ação. Deste modo independentemente de neste esquema de cálculo alguns elementos estarem tracionados, estes deverão ser dimensionados para o pior cenário, isto é, a compressão que irá ocorrer quando o vento tiver o sentido oposto. Assim, os elementos verticais de um mesmo piso foram projetados com uma mesma secção, a mais condicionante. Convém ainda lembrar que apesar de só se apresentar uma diagonal por piso, no sistema estrutural real deverão ser colocadas duas diagonais em cruz, com a mesma secção transversal, conforme se detalhou em 3.6.

As considerações expostas no presente subcapítulo serão também válidas para o dimensionamento dos sistemas de contraventamento dos restantes pórticos que serão seguidamente apresentados.

#### 6.3.4.2. PT2

Os elementos verticais do pórtico PT2, há imagem do que foi descrito em 6.3.4.1, também não estarão sujeitos a esforços de compressão provenientes das cargas verticais do edifício. No entanto, como este é um pórtico interior, a área de influência do mesmo para com a ação do vento será maior. Deste modo, as forças concentradas, aplicadas ao nível dos pisos, representativas da resultante da ação do vento poderão ser calculadas através das expressões (6.32) a (6.34). O esforço axial em cada elemento, admitindo apenas um sistema de contraventamento neste pórtico, poderá encontrado na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 - Esforço axial nos elementos do sistema de contraventamento do pórtico PT2

Elemento	N <sub>vento</sub> [kN]	N <sub>pré-existente</sub> [kN]	N <sub>total</sub> [kN]
V <sub>1</sub>	75.60	0	75.60
V <sub>2</sub>	-189.53	0	-189.53
V <sub>3</sub>	18.90	0	18.90
V <sub>4</sub>	-75.60	0	-75.60
V <sub>5</sub>	0.00	0	0.00
V <sub>6</sub>	-18.90	0	-18.90
H <sub>1</sub>	-65.10	0	-65.10
H <sub>2</sub>	-37.80	0	-37.80
H <sub>3</sub>	-12.60	0	-12.60
D <sub>1</sub>	131.21	0	131.21
D <sub>2</sub>	68.14	0	68.14
D <sub>3</sub>	22.71	0	22.71

Como mais uma vez os esforços não serão demasiadamente elevados, será suficiente a introdução de um sistema de contraventamento neste pórtico. O dimensionamento dos elementos que o constituem pode ser executado com recurso à Tabela 5.11 e consultado na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Tabela de perfis do sistema de contraventamento do pórtico PT2

Elemento	Perfil
V <sub>1</sub>	150x150x30x4,5
V <sub>2</sub>	150x150x30x4,5
V <sub>3</sub>	150x80x25x3
V <sub>4</sub>	150x80x25x3
V <sub>5</sub>	150x80x25x1,5
V <sub>6</sub>	150x80x25x1,5
H <sub>1</sub>	220x80x25x2
H <sub>2</sub>	220x80x25x1,5
H <sub>3</sub>	220x80x25x1,5
D <sub>1</sub>	150x10x2,5
D <sub>2</sub>	150x10x1,5
D <sub>3</sub>	150x10x0,5

#### 6.3.4.3. PT4 e PT6

Os elementos verticais dos módulos de parede destes pórticos já estarão sujeitos a esforços de compressão provenientes das ações verticais atuantes no edifício. Estas deverão ser adicionadas ao esforço provocado pela ação do vento nos sistemas de contraventamento. À imagem dos subcapítulos anteriores, os esforços nos elementos, caso para os pórticos PT4 e PT6 fosse considerado apenas um

sistema de contraventamento, podem ser obtidos através da Tabela 6.8, construída com recurso às equações (6.29) a (6.31).

Tabela 6.8 - Esforço axial nos elementos do sistema de contraventamento dos pórticos PT4 e PT6

Elemento	N <sub>vento</sub> [kN]	N <sub>pré-existente</sub> [kN]	N <sub>total</sub> [kN]
V <sub>1</sub>	37.80	-38.04	-0.24
V <sub>2</sub>	-94.76	-38.04	-132.8
V <sub>3</sub>	9.45	-23.76	-14.31
V <sub>4</sub>	-37.80	-23.76	-61.56
V <sub>5</sub>	0.00	-9.48	-9.48
V <sub>6</sub>	-9.45	-9.48	-18.93
H <sub>1</sub>	-32.55	0	-32.55
H <sub>2</sub>	-18.90	0	-18.9
H <sub>3</sub>	-6.30	0	-6.3
D <sub>1</sub>	65.61	0	65.61
D <sub>2</sub>	34.07	0	34.07
D <sub>3</sub>	11.36	0	11.36

Mais uma vez os esforços nos elementos verticais não serão demasiado gravosos pelo que não será necessário neste pórtico a introdução de mais do que um sistema de contraventamento. As secções adequadas para todos os elementos deste sistema de contraventamento poderão então ser obtidas na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 - Tabela de perfis do sistema de contraventamento dos pórticos PT4 e PT6

Elemento	Perfil
V <sub>1</sub>	150x150x30x3,5
V <sub>2</sub>	150x150x30x3,5
V <sub>3</sub>	150x80x25x2,5
V <sub>4</sub>	150x80x25x2,5
V <sub>5</sub>	150x80x25x1,5
V <sub>6</sub>	150x80x25x1,5
H <sub>1</sub>	220x80x25x1,5
H <sub>2</sub>	220x80x25x1,5
H <sub>3</sub>	220x80x25x1,5
D <sub>1</sub>	150x10x1,5
D <sub>2</sub>	150x10x1
D <sub>3</sub>	150x10x0,5

#### 6.3.4.4. PT5

O pórtico PT5 irá receber cargas axiais de compressão, à imagem dos pórticos PT4 e PT6, no entanto este estará sujeito a esforços bastante superiores. Além de receber cargas de módulos de laje de duas direções, é ainda um pórtico interior, pelo que a sua área de influência à ação do vento será maior. Assim, caso para este pórtico fosse admitido apenas um sistema de contraventamento, os esforços que nele surgiram seriam dados pela Tabela 6.10.

Tabela 6.10 - Esforço axial nos elementos de um sistema de contraventamento do pórtico PT5

Elemento	N <sub>vento</sub> [kN]	N <sub>pré-existente</sub> [kN]	N <sub>total</sub> [kN]
V <sub>1</sub>	75.60	-76.08	-0.48
V <sub>2</sub>	-189.53	-76.08	-265.61
V <sub>3</sub>	18.90	-47.52	-28.62
V <sub>4</sub>	-75.60	-47.52	-123.12
V <sub>5</sub>	0.00	-18.96	-18.96
V <sub>6</sub>	-18.90	-18.96	-37.86
H <sub>1</sub>	-65.10	0	-65.1
H <sub>2</sub>	-37.80	0	-37.8
H <sub>3</sub>	-12.60	0	-12.6
D <sub>1</sub>	131.21	0	131.21
D <sub>2</sub>	68.14	0	68.14
D <sub>3</sub>	22.71	0	22.71

Neste caso é possível observar que o elemento V<sub>2</sub>, e por consequência o elemento V<sub>1</sub>, estariam sujeitos a uma carga bastante elevada (seria necessário um perfil de secção transversal “C150x150x30x6” para que estivesse em segurança). Deste modo optou-se por usar dois sistemas de contraventamento adjacentes neste pórtico, tal como representado na Figura 5.15. O modelo estrutural admitido prevê que em cada piso, cada sistema de contraventamento resista a metade da carga pontual (resultante da ação do vento) aplicada. Os esforços que irão surgir com a introdução de dois sistemas de contraventamento neste pórtico poderão ser obtidos, para cada um dos sistemas, através da Tabela 6.11.

Tabela 6.11 - Esforço axial nos elementos de dois sistemas de contraventamento adjacentes do pórtico PT5

Elemento	N <sub>vento</sub> [kN]	N <sub>pré-existente</sub> [kN]	N <sub>total</sub> [kN]
V <sub>1</sub>	37.80	-76.08	-38.28
V <sub>2</sub>	-94.76	-76.08	-170.84
V <sub>3</sub>	9.45	-47.52	-38.07
V <sub>4</sub>	-37.80	-47.52	-85.32
V <sub>5</sub>	0.00	-18.96	-18.96
V <sub>6</sub>	-9.45	-18.96	-28.41
H <sub>1</sub>	-32.55	0	-32.55
H <sub>2</sub>	-18.90	0	-18.9
H <sub>3</sub>	-6.30	0	-6.3
D <sub>1</sub>	65.61	0	65.61
D <sub>2</sub>	34.07	0	34.07
D <sub>3</sub>	11.36	0	11.36

As secções transversais para os elementos de cada um dos dois sistemas de contraventamento usados neste pórtico poderão ser obtidas através da Tabela 6.12, construída com recurso à Tabela 5.12.

Tabela 6.12 - Tabela de perfis dos dois sistemas de contraventamento adjacentes do pórtico PT5

Elemento	Perfil
V <sub>1</sub>	150x150x30x4,5
V <sub>2</sub>	150x150x30x4,5
V <sub>3</sub>	150x150x30x3
V <sub>4</sub>	150x150x30x3
V <sub>5</sub>	150x80x25x1,5
V <sub>6</sub>	150x80x25x1,5
H <sub>1</sub>	220x80x25x1,5
H <sub>2</sub>	220x80x25x1,5
H <sub>3</sub>	220x80x25x1,5
D <sub>1</sub>	150x10x1,5
D <sub>2</sub>	150x10x1
D <sub>3</sub>	150x10x0,5



# 7 CONCLUSÃO

## 7.1. CONCLUSÃO

O objetivo inicialmente proposto para o presente trabalho foi criar um sistema versátil, contudo suficientemente simples para que pudesse ser exportado e assembled em, virtualmente, qualquer local do planeta. Neste sentido todos os condicionamentos e objetivos enumerados no Capítulo 3 foram cumpridos e por isso a adequabilidade do sistema a um vasto rol de situações garantida. As ligações a realizar, quer em fábrica, quer em obra, foram mantidas bastante simples pelo que não se prevê que daí possa surgir qualquer entreve à concretização deste sistema.

O sistema concebido no âmbito deste trabalho irá usar apenas elementos que possam ser executados no local de produção (fábrica) para posterior exportação, assim todos os módulos, perfis, parafusos, chapas de ligação e painéis de Viroc cumprem este requisito. A necessidade de produção de elementos no local da obra foi assim reduzida ao mínimo, prevendo-se que apenas possa haver a necessidade de as fundações serem realizadas no local e em betão armado. Contudo, outras soluções poderão ser consideradas na impossibilidade da realização de betão.

As ações consideradas, amplamente detalhadas no Capítulo 4, demonstraram também serem apropriadas, conforme se pode confirmar com a realização do exemplo de aplicação. Na conceção do edifício exemplo escolheram-se níveis de carga que traduzissem uma situação genérica de ocupação bem como de ações externas. Assim, seria expectável que para estas circunstâncias as dimensões dos perfis resultantes do dimensionamento correspondessem a valores intermédios das tabelas, o que se veio a verificar.

Do processo de dimensionamento exposto no Capítulo 5, para os níveis de carga já referidos, não resultaram também espessuras dos elementos demasiado elevadas. Dubina, D. [et al.] (2012) aponta para 6 mm como o valor limite de espessuras, comercialmente disponíveis, para perfis com a secção transversal em “C”. Valores mais elevados poderiam levar à necessidade de processos de produção mais onerosos e por isso economicamente menos viáveis.

Finalmente com a realização do exemplo de aplicação no Capítulo 6 foi possível concluir que o sistema estrutural proposto é de simples dimensionamento e que o seu funcionamento global é adequado aos exigentes padrões das normas europeias. Prevê-se assim que a sua adaptação a regulamentos de outros países possa decorrer sem grandes obstáculos.

## 7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O presente trabalho focou-se acima de tudo no desenvolvimento de um sistema modular para a superestrutura do edifício. Deste modo o estudo das fundações, designadamente qual o tipo de solução mais adequado poderia constituir um estudo importante e um complemento pertinente a este trabalho.

As ações sísmicas, pela dificuldade da sua aplicabilidade a uma situação prescritiva, constituem outra das áreas que não foram profundamente detalhadas mas cujo seu estudo para edifícios de aço leve poderá ser um desafio importante e relevante.

No que toca à indústria da construção modular em si, para melhor se poder aferir as reais vantagens deste tipo de solução sugerem-se alguns estudos que o autor considera de toda a importância:

- Quantificação do custo total (desde o início do projeto até à conclusão da obra) de construção de um diverso número de edifícios que usem este sistema e comparação com a solução convencional em betão armado e com a solução em madeira;
- Quantificação do custo do transporte para diversos locais do mundo e estudo comparativo de quais as melhores soluções e/ou países mais vantajosos. Compreender até que ponto um transporte para um local muito remoto poderá afetar a competitividade deste sistema com o de betão armado e o de madeira;
- Pormenorização de soluções construtivas mais específicas, como caixas de escada, acessibilidade para deficientes, tubagens, condutas, cablagens, revestimentos pertinentes entre outros;
- Estudo do custo deste sistema durante o período de vida útil de um edifício, atendendo às necessidades de manutenção e reparação que poderão ocorrer ao longo do tempo.

## BIBLIOGRAFIA

- AnyangGemco - C/Z purlin cold roll forming machine. <http://www.agitc.cn/c-z-purlin-cold-roll-forming-machine.html>: Anyang Gemco Energy Machinery, 2013.
- Baldauf, Alexandra - Contribuição à implementação da coordenação modular da construção no Brasil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2004.
- Baldauf, Alexandra; Greven, Hélio - Introdução à coordenação modular da construção no Brasil: uma abordagem atualizada. *Coleção Habitare*. Vol. 9. (2007).
- Caporioni, Garlatti; Tenca-Montini - La coordinación modular. *Barcelona: Instituto Universitario de Arquitectura de Venecia, Editorial Gustavo Gili, SA*. (1971).
- Castelo, João - Desenvolvimento de modelo conceptual de sistema construtivo industrializado leve destinado à realização de edifícios metálicos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- CEN - Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements Bruxelas: 2006a.
- CEN - Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-3 Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. Bruxelas: 2006b.
- CEN - Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas. Lisboa: Instituto Português da Qualidade, 2009a.
- CEN - Eurocódigo 1 – Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Lisboa: Instituto Português da Qualidade, 2009b.
- CEN - Eurocódigo 1 – Acções em estruturas. Parte 1-3: Acções da neve. Lisboa: Instituto Português da Qualidade, 2009c.
- CEN - Eurocódigo 1 – Acções em estruturas. Parte 1-4: Acções do vento Lisboa: Instituto Português da Qualidade, 2009d.
- CEN - Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Lisboa: Instituto Português da Qualidade, 2010.
- Cruz, H. - Estruturas de madeira lamelada cortada em Portugal. Instrumentos para a garantia de qualidade. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Vol. 2. (2007).
- Dubina, Dan; Ungureanu, Viorel; Landolfo, Raffaele - Design of Cold-formed Steel Structures. European Convention for Constructional Steelwork, 2012.
- Freire, Andréa - Coordenação modular de projetos como ferramenta para a racionalização da construção. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.
- Green, Alan C; Koppes, Wayne F - Modular coordinaton and school design, a state-of-the-art report to the architectural and educational professions. Final report. Nova Iorque: Instituto Politécnico Rensselaer, 1967.
- Guarnier, Christiane - Metodologias de detalhamento de estruturas metálicas. Universidade Federal de Ouro Preto, 2009.
- Hermenegildo, António - Tecnologia da Construção de Edifícios Metálicos - Estudo do Edifício Euro Tower. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2010.

- Investwood - Viroc - Dossier Técnico. [www.viroc.pt](http://www.viroc.pt): 2014.
- Jakab, Gábor - Analysis and Design of Cold-Formed C-section Members and Structures. Universidade de Tecnologia e Economia de Budapeste, 2009.
- Kelly, Burnham - The prefabrication of houses. Published jointly by the Technology Press of the Massachusetts Institute of Technology and Wiley, New York, 1951.
- Lacerda, Pedro - Estudo comparativo entre um orçamento convencional de construção e um orçamento com a utilização de coordenação modular: aplicação em alguns serviços de uma residência unifamiliar de classe média-baixa. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.
- Lawson, Mark - Building design using modules. *New steel construction*. Vol. 15. n.º 9 (2007). p. 28-29. 0968-0098
- Lawson, Mark - Sustainability of Steel in Housing and Residential Buildings. *The Steel Construction Institute*. (2009).
- Mascaró, H. C. - Coordinación modular? Qué és? Summa. Vol. 103. (1976).
- NAHB - Residential Structural Design Guide. U.S. Department of Housing and Urban Development: National Association of Home Builders Research Center, 2000.
- Neufert, Ernst - Arte de projetar em arquitetura. G. Gilli, 2004. 8425219000
- Patinha, Sérgio - Construção modular-desenvolvimento da ideia: casa numa caixa. Universidade de Aveiro, 2011.
- Penteado, A. F. - Coordenação Modular. São Paulo: Escola Politécnica - Universidade de São Paulo, 1980.
- RGEU - Decretos–Decreto-Lei n.º 38 382 [Regulamento geral das edificações urbanas]. 1951.
- Rosso, Teodoro - Teoria e prática da coordenação modular. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo, 1976.
- Silvestre, Nuno; Pires, João; Santos, António - Manual de Conceção de Estruturas e Edifícios em LSF - Light Steel Framing. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2013.
- Thanoon, WA; Peng, Lee Wah; Kadir, Mohd Razali Abdul; Jaafar, Mohd Saleh; Salit, Mohd Sapuan - The essential characteristics of industrialised building system. 2003.
- Trinitiframing - Welded Steel Frames. <http://www.trinityframing.com/blog/welded-steel-frames>: 2010.