

**Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto**



**Projeto de um Pavilhão em Estrutura Metálica  
Segundo o Eurocódigo 1 e Eurocódigo 3**

**Luís Filipe Barbosa dos Reis**

Dissertação realizada no âmbito do  
Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica

Orientador: Prof. José Luís Soares Esteves

Junho de 2016



# Resumo

Neste trabalho é projetada a estrutura metálica de um pavilhão industrial, sendo definidos todos os perfis metálicos a ser utilizados e incluindo também os painéis de revestimento. O projeto das ligações entre componentes não é apresentada.

No projeto da estrutura são seguidos os Regulamentos Europeus para o dimensionamento de estruturas na sua versão portuguesa:

- NP EN 1990 - Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas.
- NP EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.
- NP EN 1991-1-3 - Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-3: Acções gerais. Acções da neve.
- NP EN 1991-1-4 - Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-4: Acções gerais. Acções do vento.
- NP EN 1993-1-1 - Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais regras para edifícios.



# Abstract

In this work the steel structure of an industrial pavilion is projected, being defined all the steel profiles which would be used and including also the covering panels. The project of the connections between components is not presented.

In the project of the structure the European structural design codes in their Portuguese version are followed:

- NP EN 1990 - Eurocode - Basis of structural design.
- NP EN 1991-1-1 - Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-1: General actions. Densities, self-weight, imposed loads for buildings.
- NP EN 1991-1-3 - Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-3: General actions. Snow loads.
- NP EN 1991-1-4 - Eurocode 1 - Actions on structures. Part 1-4: General actions. Wind actions.
- NP EN 1993-1-1 - Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.



# Agradecimentos

Ao Professor José Luís Soares Esteves, orientador deste projeto, agradeço a disponibilidade e o acompanhamento feito ao longo deste trabalho. A transmissão de conhecimentos, o sentido crítico e a vontade de aprender sempre mais foram fundamentais para a concretização deste trabalho. Agradeço também o facto de ter despertado o gosto pelo ramo das estruturas.

À Ana Catrina, que me acompanhou durante todo o meu percurso académico, que todos estes anos acreditou em mim e não me deixou desistir, agradeço por ter ajudado sempre nos momentos mais difíceis.





# Índice

Resumo.....	iii
Abstract.....	v
Agradecimentos .....	vii
Índice.....	ix
Lista de Figuras.....	xv
Lista de Tabelas .....	xxi
Abreviaturas e Símbolos .....	xxiii
1. Introdução .....	1
2. Definição das ações .....	5
2.1. Neve .....	5
2.2. Vento .....	6
2.2.1. Valores de referência.....	6
2.2.2. Vento médio.....	6
2.2.3. Turbulência do vento .....	7
2.2.4. Pressão dinâmica de pico .....	7
2.2.5. Coeficientes de pressão para edifícios .....	8
2.2.5.1. Generalidades .....	8
2.2.5.2. Paredes verticais de edifícios de planta retangular .....	8
2.2.5.3. Coberturas de duas vertentes .....	11
2.2.5.4. Pressão interior .....	14
2.2.5.5. Resultante dos coeficientes de pressão.....	16
2.3 Sobrecarga .....	18
3. Seleção dos painéis de revestimento .....	19

3.1. Painéis de fachada .....	19
3.2. Painéis de cobertura .....	20
4. Dimensionamento das madres.....	23
4.1. Madres de Fachada .....	23
4.1.1. Fachadas laterais .....	24
4.1.1.1. Vento transversal .....	24
4.1.1.2. Vento Longitudinal .....	25
4.1.1.3. Peso dos painéis.....	26
4.1.1.4. Madre escolhida .....	26
4.1.1.5. Verificação ao Estado Limite Último .....	27
4.1.1.6. Verificação ao Estado Limite de Utilização .....	27
4.1.2. Fachadas de empena .....	28
4.1.2.1. Vento transversal .....	29
4.1.2.2. Vento longitudinal .....	29
4.1.2.3. Peso dos painéis.....	30
4.1.2.4. Madre escolhida .....	31
4.1.2.5. Verificação ao Estado Limite Último .....	32
4.1.2.6. Verificação ao Estado Limite de Utilização .....	32
4.2. Madres de Cobertura.....	33
4.2.1. Valores característicos das cargas .....	34
4.2.1.1. Sobrecarga .....	34
4.2.1.2. Neve .....	34
4.2.1.3. Vento (Pressão) .....	34
4.2.1.4. Painéis de cobertura .....	35
4.2.2. Somatório das cargas das diferentes ações .....	35
4.2.3. Madre escolhida .....	37
4.2.4. Verificação ao Estado Limite Último.....	38
4.2.5. Verificação ao Estado Limite de Utilização.....	38
5. Cargas transmitidas à estrutura principal.....	39
5.1. Vento transversal .....	39
5.1.1. Fachadas laterais.....	39

5.1.2. Cobertura .....	41
5.1.2.1. Sucção .....	41
5.1.2.2. Pressão e sucção .....	46
5.2. Vento longitudinal.....	48
5.2.1. Fachadas laterais.....	48
5.2.2. Cobertura.....	49
5.3. Peso das madres e dos painéis .....	52
5.3.1. Fachadas laterais.....	52
5.3.2. Cobertura.....	53
5.4. Neve .....	55
5.5. Sobrecarga .....	56
6. Combinação de ações.....	59
6.1. Diagramas de esforços.....	60
7. Dimensionamento da estrutura principal.....	63
7.1. Dimensionamento das vigas (IPE 500).....	64
7.1.1. Verificação da classe da secção .....	64
7.1.1.1. Alma.....	65
7.1.1.2. Banzos .....	65
7.1.2. Verificação do esforço de corte .....	66
7.1.3. Verificação ao Estado Limite Último (Viga 3 - Secção B).....	67
7.1.4. Verificação ao Estado Limite Último (Viga 2 - Secção A) .....	72
7.2. Dimensionamento dos pilares (IPE 600) .....	74
7.2.1. Verificação da classe da secção .....	74
7.2.1.1. Alma.....	75
7.2.1.2. Banzos .....	75
7.2.2. Verificação do esforço de corte .....	76
7.2.3. Verificação ao Estado Limite Último.....	77
7.3. Verificação ao Estado Limite de Utilização .....	82
8. Cartela de reforço.....	85
8.1. Verificação ao Estado Limite Último .....	87
8.1.1. Banzo superior .....	87

8.1.2. Banzo inferior .....	87
9. Pilares das fachadas de empena .....	89
9.1. Cargas devido ao vento longitudinal .....	90
9.2. Cargas devido ao peso das madres e painéis de fachada.....	90
9.3. Cargas e diagramas de esforços.....	92
9.4. Dimensionamento dos pilares de empena (IPE 300) .....	93
9.4.1. Verificação da classe da secção .....	93
9.4.1.1. Alma .....	94
9.4.1.2. Banzos .....	94
9.4.2. Verificação do esforço de corte .....	95
9.4.3. Verificação ao Estado Limite Último.....	96
9.4.4. Verificação ao Estado Limite de Utilização.....	100
10. Contraventamentos .....	103
10.1. Contraventamento da cobertura .....	103
10.1.1. Vento Longitudinal .....	104
10.1.2. Dimensionamento dos montantes.....	105
10.1.2.1. Verificação da classe da secção .....	106
10.1.2.2. Verificação ao Estado Limite Último.....	107
10.1.3. Dimensionamento das diagonais .....	108
10.1.3.1. Verificação ao Estado Limite Último.....	108
10.1.4. Vento Transversal.....	109
10.2. Contraventamento lateral .....	110
10.2.1. Vento longitudinal .....	111
10.2.2. Vento transversal .....	112
10.2.3. Dimensionamento do montante .....	112
10.2.3.1. Verificação da classe da secção .....	113
10.2.3.2. Verificação ao Estado Limite Último.....	113
10.2.4. Dimensionamento das diagonais .....	114
10.2.4.1. Verificação ao Estado Limite Último.....	114
11. Conclusão .....	115
12. Bibliografia .....	117

Anexo A: Coeficientes de pressão exterior .....	119
Anexo B: Coeficientes de segurança.....	120
Anexo C: Tabela de perfis SADEF.....	121
Anexo D: Comprimento de encurvadura em função das condições fronteira .....	122
Anexo E: Valores de $\beta$ para comprimento de encurvadura dos pilares.....	123
Anexo F: Folha de cálculo da cartela.....	124



## Lista de Figuras

<b>Figura 1.1</b>	Representação esquemática da estrutura final e suas dimensões gerais .....	2
<b>Figura 2.1</b>	Procedimento recomendado para a determinação dos coeficientes de pressão exterior .....	8
<b>Figura 2.2</b>	Divisão das zonas com diferentes coeficientes de pressão. A, B e C para as fachadas paralelas à direção do vento. D e E para as fachadas perpendiculares à direção do vento .....	9
<b>Figura 2.3</b>	Representação esquemática com indicação do valor dos coeficientes de pressão e da direção em que atuam .....	10
<b>Figura 2.4</b>	Representação esquemática com indicação do valor dos coeficientes de pressão e da direção em que atuam .....	11
<b>Figura 2.5</b>	Representação das zonas da cobertura com diferentes coeficientes de pressão para vento transversal .....	12
<b>Figura 2.6</b>	Representação das zonas da cobertura com diferentes coeficientes de pressão para vento longitudinal .....	13
<b>Figura 2.7</b>	Obtenção dos coeficientes de pressão interior em função de $\mu$ e da relação $d/h$ .....	14
<b>Figura 2.8</b>	Representação do valor do coeficiente de pressão interior para vento transversal .....	15
<b>Figura 2.9</b>	Representação do valor do coeficiente de pressão interior para vento longitudinal .....	15
<b>Figura 2.10</b>	Indicação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante das fachadas para vento transversal .....	16
<b>Figura 2.11</b>	Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão quando o vento é transversal e há somente sucção na cobertura .....	16
<b>Figura 2.12</b>	Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão quando o vento é transversal e há pressão e sucção na cobertura .....	17

<b>Figura 2.13</b>	Indicação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante das fachadas para vento longitudinal .....	17
<b>Figura 2.14</b>	Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão quando o vento é longitudinal .....	18
<b>Figura 3.1</b>	Painéis de fachada em poliuretano WALLTEC - N (1000) .....	20
<b>Figura 3.2</b>	Painéis de cobertura em poliuretano ROOFTEC - 5 (1000) .....	22
<b>Figura 4.1</b>	Esquema estático utilizado no dimensionamento das madres - Viga contínua de vários tramos (fachada lateral ou cobertura) .....	23
<b>Figura 4.2</b>	Esquema da cargas aplicadas nas madres de fachada .....	24
<b>Figura 4.3</b>	Esquema da carga aplicada e digrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada lateral a barlavento sujeita a vento transversal .....	24
<b>Figura 4.4</b>	Esquema da carga aplicada e digrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada lateral sujeita a vento longitudinal .....	25
<b>Figura 4.5</b>	Esquema da carga aplicada e digrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada lateral sujeita ao peso dos painéis de revestimento .....	26
<b>Figura 4.6</b>	Esquema da carga aplicada e digrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada lateral sujeita ao seu peso próprio .....	26
<b>Figura 4.7</b>	Representação simplificada do aspeto das fachadas de empena (possível posicionamento de um portão numa das fachadas) .....	28
<b>Figura 4.8</b>	Esquema da carga aplicada e digrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada de empena sujeita a vento transversal .....	29
<b>Figura 4.9</b>	Esquema da carga aplicada e digrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada de empena sujeita a vento longitudinal .....	30
<b>Figura 4.10</b>	Esquema da carga aplicada e digrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada de empena sujeita ao peso dos painéis de revestimento.	30
<b>Figura 4.11</b>	Esquema da carga aplicada e digrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada de empena sujeita ao seu peso próprio .....	31
<b>Figura 4.12</b>	Esquema da carga aplicada e digrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada de empena sujeita ao seu peso próprio .....	32
<b>Figura 4.13</b>	Esquema das cargas que podem estar aplicadas nas madres de cobertura ....	33
<b>Figura 4.14</b>	Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão quando o vento é transversal e há pressão e sucção na cobertura .....	35
<b>Figura 4.15</b>	Esquema da carga aplicada segundo o eixo z-z e diagrama de momentos fletores em y-y para uma madre da cobertura .....	36
<b>Figura 4.16</b>	Esquema da carga aplicada segundo o eixo y-y e diagrama de momentos fletores em z-z para uma madre da cobertura .....	36
<b>Figura 4.17</b>	Esquema da carga aplicada, devido ao peso próprio, segundo o eixo z-z e diagrama de momentos fletores em y-y para uma madre de cobertura .....	37



<b>Figura 4.18</b>	Esquema da carga aplicada, devido ao peso próprio, segundo o eixo y-y e diagrama de momentos fletores em z-z para uma madre de cobertura .....	37
<b>Figura 5.1</b>	Esquema da carga aplicada na fachada lateral para vento transversal uma madre intermédia (fachada a barlavento) - Sem coeficiente de segurança ...	40
<b>Figura 5.2</b>	Esquema da carga aplicada na fachada lateral para vento transversal uma madre intermédia (fachada a sotavento) - Sem coeficiente de segurança ....	40
<b>Figura 5.3</b>	Esquema da carga aplicada na primeira madre da cobertura a barlavento - Sem coeficiente de segurança .....	41
<b>Figura 5.4</b>	Esquema da carga aplicada na segunda madre da cobertura a barlavento - Sem coeficiente de segurança .....	42
<b>Figura 5.5</b>	Esquema da carga aplicada nas restantes madres intermédias da cobertura a barlavento - Sem coeficiente de segurança .....	43
<b>Figura 5.6</b>	Esquema da carga aplicada na maioria das madres intermédias da cobertura a sotavento - Sem coeficiente de segurança .....	44
<b>Figura 5.7</b>	Esquema da carga aplicada na madre junto ao topo da cobertura a sotavento - Sem coeficiente de segurança .....	44
<b>Figura 5.8</b>	Esquema da carga aplicada na segunda madre a partir do topo da cobertura a sotavento - Sem coeficiente de segurança .....	45
<b>Figura 5.9</b>	Esquema das forças aplicadas no pórtico para vento transversal com sucção na cobertura .....	45
<b>Figura 5.10</b>	Esquema da carga aplicada nas madres intermédias da cobertura a barlavento - Sem coeficiente de segurança .....	46
<b>Figura 5.11</b>	Esquema da carga aplicada nas madres intermédias da cobertura a sotavento - Sem coeficiente de segurança .....	47
<b>Figura 5.12</b>	Esquema das forças aplicadas no pórtico para vento transversal com pressão e sucção na cobertura .....	47
<b>Figura 5.13</b>	Esquema da carga aplicada nas madres intermédias das fachadas laterais - Sem coeficiente de segurança .....	48
<b>Figura 5.14</b>	Esquema da carga aplicada na segunda madre (a partir das fachadas laterais) das duas vertentes da cobertura - Sem coeficiente de segurança .....	49
<b>Figura 5.15</b>	Esquema da carga aplicada nas restantes madres intermédias das duas vertentes da cobertura - Sem coeficiente de segurança .....	50
<b>Figura 5.16</b>	Esquema da carga aplicada na terceira madre das duas vertentes da cobertura - Sem coeficiente de segurança .....	51
<b>Figura 5.17</b>	Esquema das forças aplicadas no pórtico para vento longitudinal .....	51
<b>Figura 5.18</b>	Esquema da carga aplicada para as madres intermédias das fachadas laterais - Sem coeficiente de segurança .....	52
<b>Figura 5.19</b>	Esquema de carga aplicada para as madres nas extremidades das fachadas laterais - Sem coeficiente de segurança .....	53

<b>Figura 5.20</b>	Esquema da carga aplicada para as madres intermédias da cobertura - Sem coeficiente de segurança .....	54
<b>Figura 5.21</b>	Esquema da carga aplicada para as madres nas extremidades das vigas na cobertura - Sem coeficiente de segurança .....	54
<b>Figura 5.22</b>	Esquema das forças aplicadas no pórtico devido ao peso das madres e dos painéis .....	55
<b>Figura 5.23</b>	Esquema da carga aplicada para as madres intermédias na cobertura devido à ação da neve - Sem coeficiente de segurança .....	55
<b>Figura 5.24</b>	Esquema das forças aplicadas no pórtico devido à neve .....	56
<b>Figura 5.25</b>	Esquema da carga aplicada para as madres intermédias na cobertura devido à ação da sobrecarga - Sem coeficiente de segurança .....	56
<b>Figura 5.26</b>	Esquema das forças aplicadas devido à sobrecarga .....	57
<b>Figura 6.1</b>	Diagrama de momentos fletores da combinação 10 .....	60
<b>Figura 6.2</b>	Diagrama de esforços normais da combinação 10 .....	60
<b>Figura 6.3</b>	Diagrama de esforços de corte da combinação 10 .....	61
<b>Figura 7.1</b>	Representação da secção de um perfil IPE e suas dimensões geométricas ....	64
<b>Figura 7.2</b>	Imagem esquemática para auxílio no cálculo do momento estático S .....	66
<b>Figura 7.3</b>	Quadro B.3 da norma [5] - Coeficiente de momento uniforme equivalente $C_m$ .....	70
<b>Figura 7.4</b>	Diagrama de momentos fletores da viga 3 .....	70
<b>Figura 7.5</b>	Quadro B.3 da norma - Coeficiente de momento uniforme equivalente $C_m$ .....	73
<b>Figura 7.6</b>	Diagrama de momentos fletores da viga 2 .....	73
<b>Figura 7.7</b>	Representação da secção de um perfil IPE e suas dimensões geométricas ....	74
<b>Figura 7.8</b>	Imagem esquemática para auxílio no cálculo do momento estático S .....	76
<b>Figura 7.9</b>	Esquema simplificado para obter $\beta$ .....	78
<b>Figura 7.10</b>	Quadro B.3 da norma - Coeficiente de momento uniforme equivalente $C_m$ .....	81
<b>Figura 7.11</b>	Diagrama de momentos fletores do pilar 4 .....	81
<b>Figura 7.12</b>	Representação da estrutura principal e sua deformada sob ação da combinação 10 .....	83
<b>Figura 8.1</b>	Dimensões da cartela de reforço .....	86
<b>Figura 9.1</b>	Posicionamento dos pilares nas fachadas de empena (com e sem portão) ....	89
<b>Figura 9.2</b>	Esquema da carga aplicada numa madre da fachada de empena devido ao vento longitudinal .....	90
<b>Figura 9.3</b>	Esquema da carga aplicada para as madres intermédias da fachada de empena .....	91
<b>Figura 9.4</b>	Esquema da carga aplicada para as madres exteriores da fachada de empena .....	91

<b>Figura 9.5</b>	a) Esquema estático utilizado; b) Cargas aplicadas devido ao vento; c) Diagrama de momentos fletores; d) Diagrama de esforço de corte; e) Cargas aplicadas devido ao peso das madres e painéis; f) Diagrama de esforços normais .....	92
<b>Figura 9.6</b>	Representação da secção de um perfil IPE e suas dimensões geométricas ....	93
<b>Figura 9.7</b>	Imagem esquemática para auxílio no cálculo do momento estático S .....	95
<b>Figura 9.8</b>	Quadro B.3 da norma - Coeficiente de momento uniforme equivalente $C_m$ .....	99
<b>Figura 9.9</b>	Diagrama de momentos fletores do pilar 4 da fachada de empena .....	99
<b>Figura 9.10</b>	Deformada do pilar 4 da fachada de empena .....	101
<b>Figura 10.1</b>	Configuração do contraventamento da cobertura .....	103
<b>Figura 10.2</b>	Carregamento no contraventamento da cobertura no caso de vento longitudinal .....	104
<b>Figura 10.3</b>	Diagrama de esforços normais do contraventamento da cobertura para vento longitudinal .....	105
<b>Figura 10.4</b>	Representação da secção de um perfil ROR e suas dimensões geométricas..	106
<b>Figura 10.5</b>	Representação da secção de um perfil ROR e suas dimensões geométricas..	108
<b>Figura 10.6</b>	Carregamento no contraventamento da cobertura no caso de vento transversal .....	109
<b>Figura 10.7</b>	Diagrama de esforços normais do contraventamento da cobertura para vento transversal .....	110
<b>Figura 10.8</b>	Configuração do contraventamento lateral .....	111
<b>Figura 10.9</b>	Contraventamento lateral - vento longitudinal: a) Caso de carga; b) Diagrama de esforços normais .....	111
<b>Figura 10.10</b>	Contraventamento lateral - vento transversal: a) Caso de carga; b) Diagrama de esforços normais .....	112
<b>Figura 10.11</b>	Representação da secção de um perfil ROR e suas dimensões geométricas..	113
<b>Figura 10.12</b>	Representação da secção de um perfil ROR e suas dimensões geométricas..	114



## Lista de Tabelas

<b>Tabela 2.1</b>	Coeficientes de pressão exterior para vento transversal (fachadas) .....	10
<b>Tabela 2.2</b>	Coeficientes de pressão exterior para vento longitudinal (fachadas) .....	11
<b>Tabela 2.3</b>	Coeficientes de pressão exterior para vento transversal (cobertura) .....	12
<b>Tabela 2.4</b>	Coeficientes de pressão exterior para vento longitudinal (cobertura) .....	13
<b>Tabela 2.5</b>	Valores dos coeficientes de pressão resultante na cobertura para vento transversal .....	16
<b>Tabela 2.6</b>	Valores dos coeficientes de pressão resultante na cobertura para vento longitudinal .....	17
<b>Tabela 3.1</b>	Diferentes combinações de ações verificadas com respectivos coeficientes de segurança e carga resultante final .....	21
<b>Tabela 4.1</b>	Valores dos coeficientes de pressão resultante na cobertura para vento transversal .....	35
<b>Tabela 5.1</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	40
<b>Tabela 5.2</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	40
<b>Tabela 5.3</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	42
<b>Tabela 5.4</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	42
<b>Tabela 5.5</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	43
<b>Tabela 5.6</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	44
<b>Tabela 5.7</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	44
<b>Tabela 5.8</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	45
<b>Tabela 5.9</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	46
<b>Tabela 5.10</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	47
<b>Tabela 5.11</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	48
<b>Tabela 5.12</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	49
<b>Tabela 5.13</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	50
<b>Tabela 5.14</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	51
<b>Tabela 5.15</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	52
<b>Tabela 5.16</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	53

<b>Tabela 5.17</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	54
<b>Tabela 5.18</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	54
<b>Tabela 5.19</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	55
<b>Tabela 5.20</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	57
<b>Tabela 6.1</b>	Combinações de ações .....	59
<b>Tabela 6.2</b>	Valores dos esforços nas secções A e B das duas vigas .....	61
<b>Tabela 7.1</b>	Valores das dimensões geométricas do perfil IPE 500 .....	64
<b>Tabela 7.2</b>	Valores dos momentos de inércia e módulos de flexão do perfil IPE 500 .....	64
<b>Tabela 7.3</b>	Procedimento de cálculo para obtenção de $\chi_y$ .....	68
<b>Tabela 7.4</b>	Procedimento de cálculo para obtenção de $\chi_z$ .....	68
<b>Tabela 7.5</b>	Procedimento de cálculo para obtenção de $\chi_{LT}$ .....	69
<b>Tabela 7.6</b>	Valores das dimensões geométricas do perfil IPE 600 .....	74
<b>Tabela 7.7</b>	Valores dos momentos de inércia e módulos de flexão do perfil IPE 600 .....	74
<b>Tabela 7.8</b>	Procedimento de cálculo para obtenção de $\chi_y$ .....	79
<b>Tabela 7.9</b>	Procedimento de cálculo para obtenção de $\chi_z$ .....	79
<b>Tabela 7.10</b>	Procedimento de cálculo para obtenção de $\chi_{LT}$ .....	80
<b>Tabela 7.11</b>	Valores dos deslocamentos segundo x e y das diferentes nós do pórtico .....	83
<b>Tabela 8.1</b>	Propriedades da secção reforçada .....	86
<b>Tabela 9.1</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	90
<b>Tabela 9.2</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	91
<b>Tabela 9.3</b>	Valores das ações nos diferentes apoios .....	91
<b>Tabela 9.4</b>	Valores das dimensões geométricas do perfil IPE 300 .....	93
<b>Tabela 9.5</b>	Valores dos momentos de inércia e módulos de flexão do perfil IPE 300 .....	93
<b>Tabela 9.6</b>	Procedimento de cálculo para obtenção de $\chi_y$ .....	97
<b>Tabela 9.7</b>	Procedimento de cálculo para obtenção de $\chi_z$ .....	97
<b>Tabela 9.8</b>	Procedimento de cálculo para obtenção de $\chi_{LT}$ .....	98
<b>Tabela 10.1</b>	Valores das forças transmitidas ao contraventamento .....	104
<b>Tabela 10.2</b>	Valores dos esforços normais das barras do contraventamento da cobertura e reações nos apoios (vento longitudinal) .....	105
<b>Tabela 10.3</b>	Propriedades do perfil ROR 139.7x4.0 .....	106
<b>Tabela 10.4</b>	Procedimento de cálculo para obtenção de $\chi$ .....	107
<b>Tabela 10.5</b>	Propriedades do perfil ROR 42.4x2.3 .....	108
<b>Tabela 10.6</b>	Valores das forças transmitidas ao contraventamento .....	109
<b>Tabela 10.7</b>	Valores dos esforços normais das barras do contraventamento da cobertura e reações nos apoios (vento transversal) .....	110
<b>Tabela 10.8</b>	Propriedades do perfil ROR 139.7x4.0 .....	113
<b>Tabela 10.9</b>	Propriedades do perfil ROR 42.4x2.6 .....	114

# Abreviaturas e Símbolos

## Letras maiúsculas latinas

$A$	Área de uma secção transversal
$C_{dir}$	Coefficiente de direção
$C_e$	Coefficiente de exposição
$C_{my}$	Coefficiente de momento uniforme equivalente
$C_r(z)$	Coefficiente de rugosidade
$C_{season}$	Coefficiente de sazão
$C_t$	Coefficiente térmico
$C_z$	Coefficiente dependente da zona
$C_0(z)$	Coefficiente de orografia
$C_1$	Coefficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio
$D$	Diâmetro exterior do perfil
$E$	Módulo de Young
$G$	Massa unidade de comprimento de um perfil
$H$	Altitude do local
$I$	Momento de inércia
$I_t$	Momento de inércia de torção
$I_v(z)$	Intensidade de turbulência
$I_w$	Momento de warping
$I_y$	Momento de inércia de uma secção em relação a y
$I_z$	Momento de inércia de uma secção em relação a z
$L$	Comprimento de um elemento
$M_{cr}$	Momento fletor crítico elástico de encurvadura lateral
$M_h$	Momento fletor máximo numa das extremidades do perfil
$M_{máx,m}$	Momento máximo devido ao peso da madre

$M_{m\acute{a}x,my}$	Momento máximo em relação a y-y, devido ao peso da madre
$M_{m\acute{a}x,mz}$	Momento máximo em relação a z-z, devido ao peso da madre
$M_{m\acute{a}x,p}$	Momento máximo devido ao peso dos painéis
$M_{m\acute{a}x,vl}$	Momento fletor máximo resultante do vento longitudinal
$M_{m\acute{a}x,vt}$	Momento fletor máximo resultante do vento transversal
$M_{m\acute{a}x,y}$	Momento fletor máximo em relação ao eixo y-y
$M_{m\acute{a}x,z}$	Momento fletor máximo em relação ao eixo z-z
$M_s$	Momento fletor a meio do comprimento do perfil
$M_{y,Ed}$	Valor de cáculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y
$M_{y,Rk}$	Valor característico da resistência  flexão em torno do eixo y-y
$M_y$	Momento fletor aplicado em relação ao eixo y-y
$M_z$	Momento fletor aplicado em relação ao eixo z-z
$N_{cr,y}$	Valor crítico de esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta em relação a y
$N_{cr,z}$	Valor crítico de esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta em relação a z
$N_{Ed}$	Valor de cáculo do esforço normal atuante
$S$	Momento estático
$S$	Carga da neve na cobertura [KN/m <sup>2</sup> ]
$S_k$	Valor característico da carga da neve ao nível do solo no local considerado [KN/m <sup>2</sup> ]
$V_b$	Valor de referência da velocidade do vento
$V_{b,0}$	Valor básico da velocidade de referência do vento
$V_{c,Rd}$	Valor de cáculo do esforço de corte resistente
$V_{Ed}$	Valor de cáculo do esforço de corte atuante
$V_m(z)$	Velocidade média do vento
$W_{el}$	Módulo de flexão elástico de uma secção transversal
$W_{el,y}$	Módulo de flexão elástico de uma secção transversal, em relação ao eixo y-y
$W_{el,z}$	Módulo de flexão elástico de uma secção transversal, em relação ao eixo z-z
$W_{pl}$	Módulo de flexão plástico de uma secção transversal
$W_{pl,y}$	Módulo de flexão plástico de uma secção transversal, em relação ao eixo y-y
$W_{pl,z}$	Módulo de flexão plástico de uma secção transversal, em relação ao eixo z-z
$W_y$	Módulo de flexão de uma secção transversal, em relação ao eixo y-y
$W_z$	Módulo de flexão de uma secção transversal, em relação ao eixo z-z
$W_{y,inferior}$	Módulo de flexão para verificação do banzo inferior da zona reforçada com cartela



$W_{y,superior}$  Módulo de flexão para verificação do banzo superior da zona reforçada com cartela

### Letras minúsculas latinas

$a$	Espessura da alma da cartela de reforço
$b$	Largura do banzo da cartela de reforço
$b$	Dimensão da fachada perpendicular à direção do vento
$b$	
$c$	Espessura do banzo da cartela de reforço
$c_{pe,1}$	Coefficiente de pressão exterior local
$c_{pe,10}$	Coefficiente de pressão exterior global
$c_{pe}$	Coefficiente de pressão exterior
$c_{pi}$	Coefficiente de pressão interior
$d$	Dimensão da fachada paralela à direção do vento
$d$	Altura da alma do perfil (a menos dos raios de concordância)
$d$	Diâmetro interior
$e$	Parâmetro para determinação de mudança de zona de atuação dos coeficientes de pressão exterior
$f_y$	Tensão de cedência
$h$	Altura do perfil
$h_i$	Altura da alma do perfil (distância entre banzos)
$i$	Raio de giração relativo ao eixo considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta
$i_{min}$	Valor mínimo necessário do raio de giração
$k$	Fator
$k_r$	Coefficiente de terreno
$k_w$	Fator
$k_{yy}$	Fator de interação
$k_{zy}$	Fator de interação
$l_{LT}$	Comprimento de encurvadura lateral
$l_{ey}$	Comprimento de encurvadura em relação ao eixo y-y
$l_{ez}$	Comprimento de encurvadura em relação ao eixo z-z
$m$	Massa por unidade de comprimento do perfil
$q_{m,y}$	Carga devido ao peso próprio da madre segundo o eixo y-y
$q_{m,z}$	Carga devido ao peso próprio da madre segundo o eixo z-z
$q_m$	Carga devido ao peso próprio da madre
$q_{n,y}$	Carga provocada pela neve segundo o eixo y-y

$q_{n,z}$	Carga provocada pela neve segundo o eixo z-z
$q_n$	Carga provocada pela neve
$q_{p,e}$	Carga provocada pelo peso do painel numa madre da extremidade
$q_{p,i}$	Carga provocada pelo peso do painel numa madre da intermédia
$q_{p,y}$	Carga provocada pelo peso dos painéis segundo o eixo y-y
$q_{p,z}$	Carga provocada pelo peso dos painéis segundo o eixo z-z
$q_p$	Carga provocada pelo peso dos painéis
$q_p(z)$	Pressão dinâmica de pico
$q_{sc,y}$	Carga provocada pela sobrecarga segundo o eixo y-y
$q_{sc,z}$	Carga provocada pela sobrecarga segundo o eixo z-z
$q_{sc}$	Carga provocada pela sobrecarga
$q_{total}$	Carga aplicada total
$q_{v,z}$	Carga do vento segundo o eixo z-z
$q_v$	Carga provocada pelo vento
$q_y$	Carga aplicada segundo o eixo y-y
$q_z$	Carga aplicada segundo o eixo z-z
$r$	Raio de concordância
$t$	Espessura
$t_f$	Espessura do banzo
$t_w$	Espessura da alma
$x$	Altura da alma da cartela de reforço
$\bar{z}$	Distância desde o banzo inferior até ao centro de gravidade da secção reforçada
$z_s$	Distância desde o banzo superior até ao centro de gravidade da secção reforçada
$y - y$	Eixo de uma secção transversal
$z - z$	Eixo de uma secção transversal

### Letras maiúsculas gregas

$\Phi_{LT}$	Valor para determinar o coeficiente de redução $\chi_{LT}$
$\Phi_y$	Valor para determinar o coeficiente de redução $\chi_y$
$\Phi_z$	Valor para determinar o coeficiente de redução $\chi_z$
$\Psi$	Relação entre os momentos que atuam nas extremidades de um segmento de um elemento
$\Psi_{0,1}$	Coeficiente para a determinação do valor da combinação de uma ação variável

## Letras minúsculas gregas

$\alpha$	Zona comprimida de parte de uma seção transversal
$\alpha$	Fator de imperfeição
$\alpha_{LT}$	Fator de imperfeição para a encurvadura lateral
$\alpha_s$	Relação entre o momento máximo e o momento a meio do comprimento do elemento
$\beta$	Coefficiente para determinação do comprimento de encurvadura dos pilares do pórtico
$\gamma_{Gj}$	Coefficiente parcial relativo à ação permanente $j$
$\gamma_{Q,i}$	Coefficiente parcial relativo à ação variável $i$
$\gamma_{Q,1}$	Coefficiente parcial relativo à ação variável de base
$\delta_{máx}$	Deslocamento máximo
$\delta_x$	Deslocamento em $x$
$\delta_{x,máx}$	Deslocamento máximo permitido na direção de $x$
$\delta_y$	Deslocamento em $y$
$\delta_{y,máx}$	Deslocamento máximo permitido na direção de $y$
$\delta_{z,máx}$	Deslocamento máximo permitido na direção de $z$
$\varepsilon$	Fator dependente de $f_y$
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbelteza normalizada para encurvadura lateral
$\bar{\lambda}_y$	Esbelteza normalizada para encurvadura em relação ao eixo y-y
$\bar{\lambda}_z$	Esbelteza normalizada para encurvadura em relação ao eixo z-z
$\lambda_{máx}$	Valor de esbelteza máximo permitido
$\mu$	Índice de aberturas; permeabilidade de uma superfície
$\mu_i$	Coefficiente de forma para a carga de neve
$\sigma_{Rd}$	Tensão de cedência
$\sigma_{Sd}$	Tensão aplicada
$\sigma_v$	Desvio padrão da turbulência
$\tau_{Ed}$	Valor de cálculo da tensão tangencial local atuante
$\chi$	Coefficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
$\chi_{LT}$	Coefficiente de redução para a encurvadura lateral
$\chi_y$	Coefficiente de redução ligado à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y
$\chi_z$	Coefficiente de redução ligado à encurvadura por flexão em torno do eixo z-z



# 1. Introdução

Este trabalho tem por objetivo aprofundar os conhecimentos sobre como é feito projeto de estruturas metálicas, em Portugal e na Europa, adquiridos ao longo do semestre anterior na Unidade Curricular de Estruturas Metálicas, inserida na opção de Projeto e Construção Mecânica do Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica.

A entrada em vigor dos Eurocódigos na área do projeto de estruturas leva a uma homogeneização nos princípios de dimensionamento e metodologias de cálculo no seio da comunidade europeia. É com base nestes que este trabalho assenta, quer na definição e quantificação das ações a considerar sobre a estrutura, apresentadas ao longo das várias partes constituintes do Eurocódigo 1, quer na verificação da resistência dos elementos estruturais, mediante as orientações do Eurocódigo 3.

Estes Eurocódigos são bastante detalhados e exaustivos na metodologia apresentada pelo que se tornam muito extensos e por vezes de difícil interpretação. Dados estes fatores, é necessário um estudo prévio destes documentos e ao longo do projeto a sua consulta constante é imprescindível.

O trabalho consiste no projeto de um pavilhão em estrutura metálica, de uma só nave, que ficará situado na cidade de Bragança, a uma altitude de  $674\text{ m}$  a partir da cota do mar, numa zona urbana.

O pavilhão terá uma área em planta de  $64\text{ m} \times 30\text{ m}$ , altura de pilar  $10\text{ m}$  e afastamento entre pórticos de  $8\text{ m}$  (na figura 1.1 é apresentada uma imagem esquemática da construção final). A inclinação das vertentes deve ter aproximadamente  $10^\circ$ .

A estrutura principal será construída em perfis normalizados de secção constante, sendo os pórticos encastrados na base.

O projeto passa pela escolha dos painéis de revestimento necessários, dimensionamento das madres, dimensionamento da estrutura resistente principal e dimensionamento dos contraventamentos. A possibilidade de incluir um portão numa das fachadas de empena foi

proposta, no entanto não foi feito esse dimensionamento, sendo apresentado apenas o aspecto da fachada com um possível portão.

Na realização deste trabalho recorreu-se ao *software Multiframe4D* na obtenção dos diferentes valores de cálculo necessários ao dimensionamento dos diversos componentes.

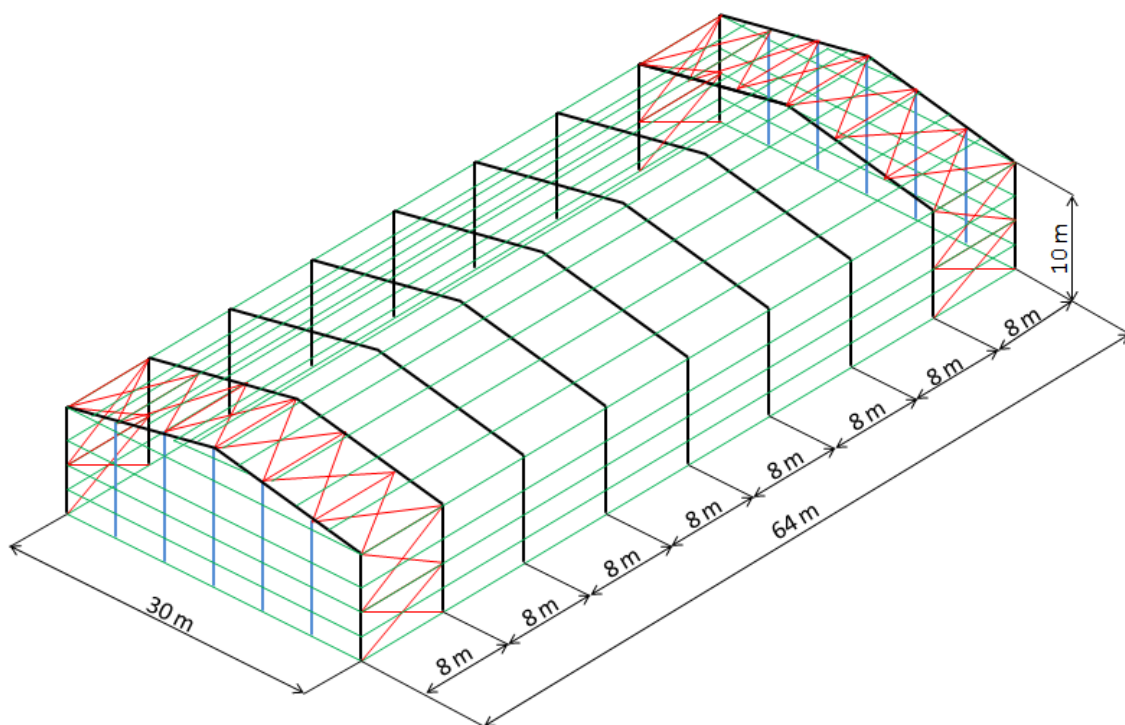


Figura 1.1 – Representação esquemática da estrutura final e suas dimensões gerais.

O trabalho apresenta a seguinte organização:

No Capítulo 2 é feita a quantificação das ações de vento, neve e sobrecarga que podem atuar sobre o pavilhão.

No Capítulo 3 é efetuada a escolha dos painéis de revestimento das fachadas e cobertura do pavilhão. Uma vez que o peso próprio destes componentes faz parte das ações permanentes a serem consideradas, faz sentido começar o projeto por este ponto.

No Capítulo 4 são dimensionadas as madres de suporte dos painéis de revestimento e que fazem a transmissão das cargas suportadas por estes para a estrutura principal.

No Capítulo 5 são calculadas as forças que cada madre transmite ao pórtico para cada ação independentemente. Depois de obtidos os valores para cada ação diferente torna-se mais fácil a análise das várias combinações de ações possíveis.

No Capítulo 6 são apresentadas as diferentes combinações de ações analisadas e os diagramas de esforços respeitantes à combinação para qual o projeto da estrutura resistente principal foi projetada.

No Capítulo 7 são dimensionadas as vigas e pilares da estrutura resistente principal.

No Capítulo 8 é dimensionada a cartela de reforço das vigas nas extremidades das ligações com os pilares do pórtico.

No Capítulo 9 é feito o dimensionamento dos pilares das fachadas de empena, aos quais são transmitidas as cargas que atuam nestas fachadas.

No Capítulo 10 são dimensionados os dois contraventamentos, contraventamento da cobertura e contraventamento lateral, que garantem a estabilidade longitudinal do pavilhão.

No Capítulo 11 é feito um resumo em forma de conclusão deste trabalho.





## 2. Definição das ações

O projeto de uma estrutura metálica inicia-se com a definição e quantificação das ações de natureza ambiental e humana que poderão atuar na estrutura durante o seu tempo de vida útil. Estas ações dependem da localização geográfica onde a estrutura será construída e também da sua envolvente, como o tipo de edifícios ou vegetação circundante.

Havendo todo um conjunto de variáveis a ser consideradas, os Eurocódigos fornecem orientações para a determinação dos valores das forças (cargas) que as diferentes ações transmitem à estrutura.

As ações a considerar são divididas em 3 categorias:

- Ações permanentes (G): Ações com elevada probabilidade de atuar durante um determinado período de referência e cuja variação de intensidade no tempo é desprezável ou é sempre no mesmo sentido (monotónica) até a ação atingir um certo valor limite. O peso dos painéis de revestimento, das madres e o peso da própria estrutura resistente principal são exemplos de ações permanentes.

- Ações variáveis (Q): Ações cuja variação da intensidade no tempo não é desprezável nem monotónica. O vento, a neve e sobrecargas na cobertura são exemplos de ações variáveis e que terão um foco relevante neste trabalho.

- Ações de acidente (A): Ações normalmente de curta duração mas com intensidade significativa, com pequena probabilidade de ocorrência numa dada estrutura durante o tempo de vida útil do projeto. Atividade sísmica, explosões ou choque provocado por veículos são exemplos de ações de acidente. Este tipo de ações não será considerado neste trabalho.

Os valores característicos das ações são quantificados nas diferentes partes do Eurocódigo 1 e que se encontram na base deste projeto.

### 2.1. Neve

As ações provocadas pela neve na estrutura devem ser calculadas com base no Eurocódigo 1 - Ações da neve [3].

É necessário calcular o valor característico da carga da neve,  $S$ , expresso em  $KN/m^2$ :

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

Onde,

$$C_e = 1.0$$

$$C_t = 1.0$$

$$\mu_i = 0.8$$

Pelo Anexo Nacional da norma [3]:

$$S_k = C_z \cdot \left[ 1 + \left( \frac{H}{500} \right)^2 \right], \text{ sendo } C_z = 0.2$$

$$S_k = 0,2 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{674}{500} \right)^2 \right] = 0.5634 \text{ KN/m}^2$$

Por fim:

$$S = 0.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.5634 = \mathbf{0.4507 \text{ KN/m}^2}$$

## 2.2. Vento

As ações provocadas pelo vento na estrutura devem ser calculadas com base no Eurocódigo 1 - Acções do vento [4].

### 2.2.1. Valores de referência

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

Onde:

$$C_{dir} = 1.0$$

$$C_{season} = 1.0$$

$$V_{b,0} = 30 \text{ m/s}$$

Assim:

$$V_b = 1.0 \times 1.0 \times 30 = 30 \text{ m/s}$$

### 2.2.2. Vento médio

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b$$

Onde:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad z = 12.6 \text{ m}$$

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{0.3}{0.05}\right)^{0.07} = 0.2154 \quad z_0 = 0.3 \text{ m}$$

$$C_r(z) = 0.2154 \cdot \ln\left(\frac{12.6}{0.3}\right) = 0.805$$

$$C_0(z) = 1.0$$

Por fim:

$$V_m(z) = 0.805 \cdot 1.0 \cdot 30 = 24.15 \text{ m/s}$$

### 2.2.3. Turbulência do vento

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{6.462}{24.15} = 0.2676$$

Onde:

$$\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_I = 0.2154 \cdot 30 \cdot 1.0 = 6.462 \text{ m/s}$$

### 2.2.4. Pressão dinâmica de pico

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0.2676] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 24.15^2$$

$$q_p(z) = \mathbf{1047.32 \text{ N/m}^2}$$

A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores,  $w_e$ , é calculada pela expressão:

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

e a pressão exercida nas superfícies interiores,  $w_i$ :

$$w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi}$$

Em que:

$q_p(z_e)$  é a pressão dinâmica de pico;

$c_{pe}$  coeficiente de pressão exterior;

$c_{pi}$  coeficiente de pressão interior.

É portanto necessário obter os coeficientes  $c_{pe}$  e  $c_{pi}$  com o auxílio da secção 7 do Eurocódigo 1 - Acções do vento [4].

## 2.2.5. Coeficientes de pressão para edifícios

### 2.2.5.1. Generalidades

Os coeficientes de pressão exterior a ser calculados dependem das dimensões da superfície carregada, nomeadamente da sua área. Os coeficientes apresentados nas tabelas são relativos a superfícies de  $1\text{m}^2$  ( $c_{pe,1}$  - coeficientes locais) e de  $10\text{m}^2$  ( $c_{pe,10}$  - coeficientes globais). Pela visualização da figura 2.1 verifica-se que os coeficientes a retirar das tabelas são os globais dado que todas as superfícies têm uma área superior a  $10\text{m}^2$ .

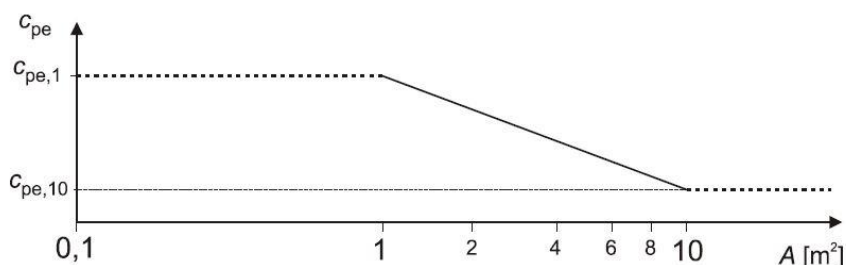


Figura 2.1 - Procedimento recomendado para a determinação dos coeficientes de pressão exterior

### 2.2.5.2. Paredes verticais de edifícios de planta retangular

Dado que o pavilhão em projeto é de planta retangular, a secção 7.2.2 da norma [4] orienta-nos na obtenção dos coeficientes de pressão exterior das fachadas.

É necessário verificar duas situações distintas:

- vento transversal;
- vento longitudinal.

#### Vento transversal

Na página 41 da norma é apresentado um esquema que nos indica como é feita a divisão zonas das fachadas (laterais e de empena) para as quais é necessário obter os coeficientes. Essa divisão é função das dimensões gerais do pavilhão.

A figura 2.2 é a ilustração retirada da norma, relevante para este projeto em particular.

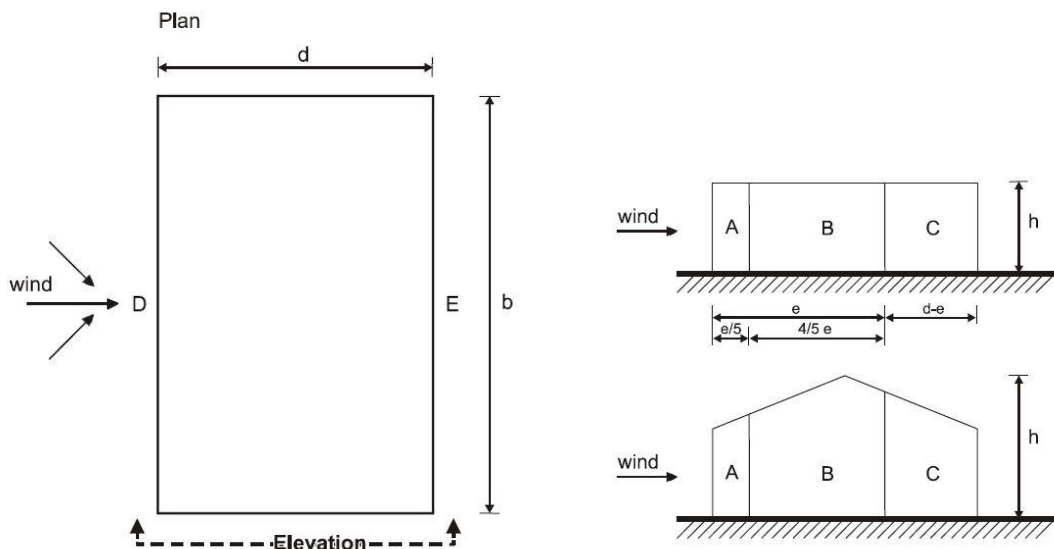


Figura 2.2 - Divisão das zonas com diferentes coeficientes de pressão. A, B e C para as fachadas paralelas à direção do vento. D e E para fachadas perpendiculares à direção do vento.

No caso do vento transversal o valor das dimensões são:

$$b = 64 \text{ m}$$

$$d = 30 \text{ m}$$

Em seguida é necessário calcular o valor  $e$  e verificar se:

$$e < d$$

$$e \geq d$$

$$e \geq 5d$$

Onde  $e =$  menor valor de entre  $b$  ou  $2h$ , ou seja:

$$e = 64 \text{ m ou } e = 2 \times 12.6 = 25.2 \text{ m}$$

Ficando então definido que  $e = 25.2 \text{ m}$

Sendo  $e < d$  temos então que definir 5 coeficientes de pressão, para as zonas A, B, C, D e E (caso ao qual diz respeito a figura 2.2).

Com o auxílio da figura 2.2 e o quadro 7.1 da norma [4] (Anexo A) determinam-se os coeficientes de pressão para as 5 zonas:

Tabela 2.1 - Coeficientes de pressão exterior para vento transversal (fachadas)

Zona	$C_{pe,10}$
A	-1.2
B	-0.8
C	-0.5
D	+0.72
E	-0.35

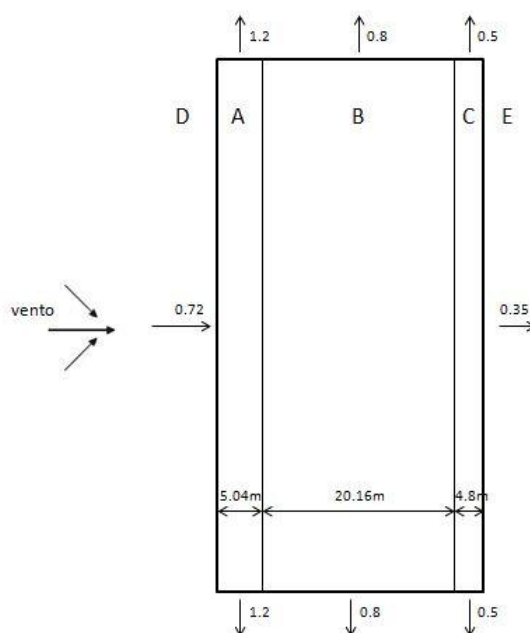


Figura 2.3 – Representação esquemática com indicação do valor dos coeficientes de pressão e da direção em que atuam

### Vento longitudinal

Para o cálculo dos coeficientes de pressão exterior para vento longitudinal, o processo é idêntico ao anterior, sendo necessário a alteração dos valores  $b$  e  $d$ .

No caso do vento transversal o valor das dimensões são:

$$b = 30 \text{ m}$$

$$d = 64 \text{ m}$$

$e =$  menor valor de entre  $b$  ou  $2h$ , ou seja:

$$e = 30 \text{ m} \text{ ou } e = 2 \times 16.6 = 25.2 \text{ m}$$

Ficando então definido que  $e = 25.2 \text{ m}$  e  $e < d$ , tal como no caso anterior.

Novamente pela consulta do quadro 7.1 da norma [4] determinam-se os coeficientes de pressão para as 5 zonas apresentados na tabela a seguir e esquematizados na figura 2.4.

Tabela 2.2 - Coeficientes de pressão exterior para vento longitudinal (fachadas)

Zona	$c_{pe,10}$
A	-1.2
B	-0.8
C	-0.5
D	+0.7
E	-0.3

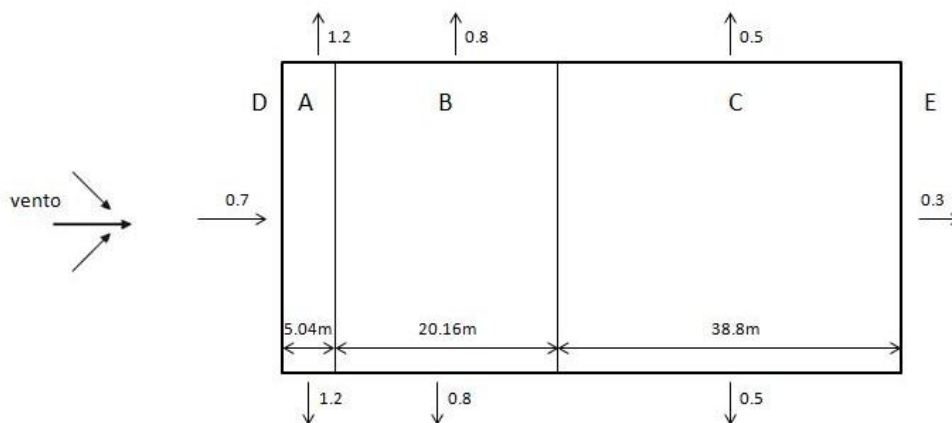


Figura 2.4 – Representação esquemática com indicação do valor dos coeficientes de pressão e da direção em que atuam

### 2.2.5.3. Coberturas de duas vertentes

A secção 7.2.5 da norma [4] fornece as orientações necessárias à obtenção dos coeficientes de pressão exteriores para este tipo de coberturas.

É necessário verificar dois casos novamente:

- Vento transversal;
- Vento longitudinal.

## Vento transversal

O Eurocódigo divide a cobertura em várias zonas para as quais se definem os  $c_{pe}$ .

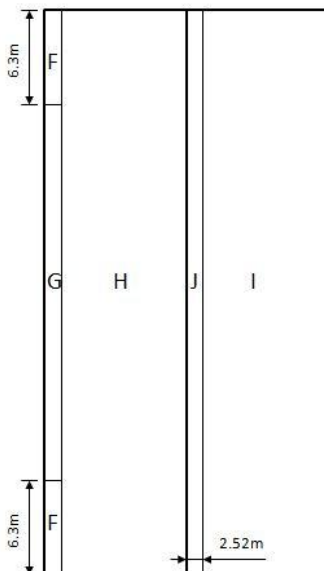


Figura 2.5 - Representação das zonas da cobertura com diferentes coeficientes de pressão para vento transversal

Na cobertura podemos ter duas situações: somente sucção nas duas vertentes ou pressão numa vertente e sucção noutra.

Os coeficientes foram obtidos através do Quadro 7.4a da norma [4] (Anexo A) e apresentam-se na tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Coeficientes de pressão exterior para vento transversal (cobertura)

Sucção		Pressão e sucção	
Zona	$c_{pe,10}$	Zona	$c_{pe,10}$
F	-1.27	F	+0.11
G	-0.98	G	+0.11
H	-0.44	H	+0.11
I	-0.49	I	-0.28
J	-0.45	J	-0.28



## Vento longitudinal

No caso de vento longitudinal a cobertura é dividida em 4 zonas diferentes e existe apenas sucção na cobertura. Desta forma resultam os coeficientes de pressão apresentados na tabela 2.4.

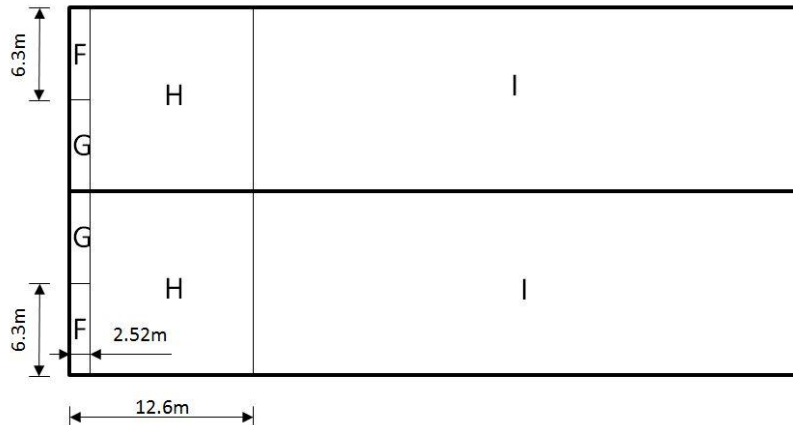


Figura 2.6 - Representação das zonas da cobertura com diferentes coeficientes de pressão para vento longitudinal

Os coeficientes foram obtidos através do Quadro 7.4b da norma [4] (Anexo A) e apresentam-se na tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Coeficientes de pressão exterior para vento longitudinal (cobertura)

Zona	$c_{pe,10}$
F	-1.44
G	-1.3
H	-0.65
I	-0.55

#### 2.2.5.4. Pressão interior

As orientações para a obtenção dos coeficientes de pressão interior encontram-se na secção 7.2.9 da norma [4]. Para o cálculo assumiu-se que a permeabilidade das quatro fachadas era semelhante.

##### Vento transversal

$$\mu = \frac{30 \times 2 + 64}{(30 + 64) \times 2} = 0.66$$

$$\frac{h}{d} = \frac{12.6}{30} = 0.42$$

##### Vento longitudinal

$$\mu = \frac{64 \times 2 + 30}{(30 + 64) \times 2} = 0.84$$

$$\frac{h}{d} = \frac{12.6}{64} = 0.2$$

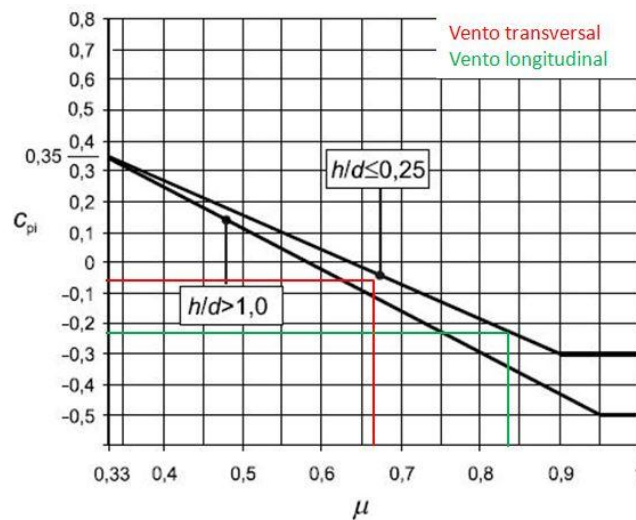


Figura 2.7 – Obtenção dos coeficiente de pressão interior em função de  $\mu$  e da relação  $h/d$

Verifica-se assim que os coeficientes de pressão interiores são:

Vento transversal:  $c_{pi} = -0.06$

Vento longitudinal:  $c_{pi} = -0.23$

As figuras 2.8 e 2.9 apresentam de uma forma mais simples o valor dos coeficientes de pressão interior e a direção em que atuam (na direção do interior do edifício).

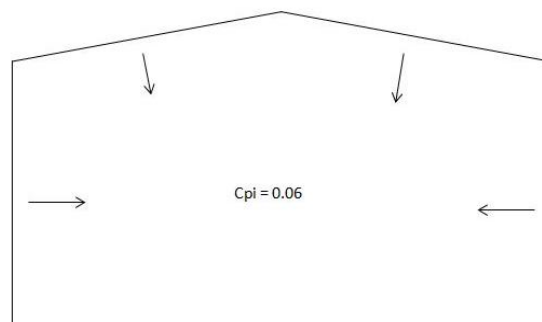


Figura 2.8 - Representação do valor do coeficiente de pressão interior para vento transversal

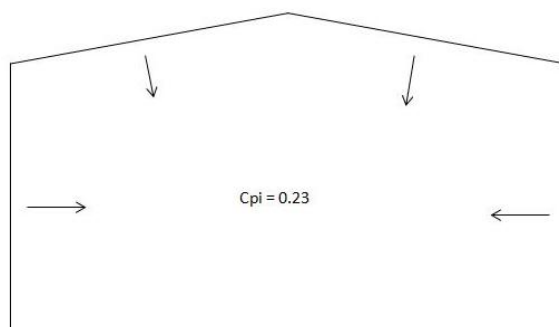


Figura 2.9 - Representação do valor do coeficiente de pressão interior para vento longitudinal

Apesar de não estarem representadas as fachadas de empena, os coeficientes de pressão interior atuam da mesma forma sobre estas.

Posto isto, é oportuno calcular a resultante dos coeficientes de pressão para todas as superfícies do pavilhão. Desta forma pode-se, a partir daqui, trabalhar sempre com os coeficientes resultantes sem haver necessidade de fazer várias vezes o somatório dos coeficientes exteriores e interiores.

### 2.2.5.5. Resultante dos coeficientes de pressão

#### Vento transversal

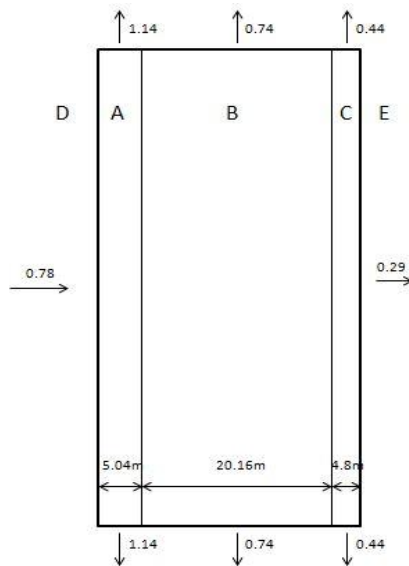


Tabela 2.5 – Valores dos coeficientes de pressão resultante na cobertura para vento transversal

Sucção		Pressão e sucção	
Zona	$c_{pe,10}$	Zona	$c_{pe,10}$
F	-1.21	F	+0.17
G	-0.92	G	+0.17
H	-0.38	H	+0.17
I	-0.43	I	-0.22
J	-0.39	J	-0.22

Figura 2.10 – Indicação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante das fachadas para vento transversal

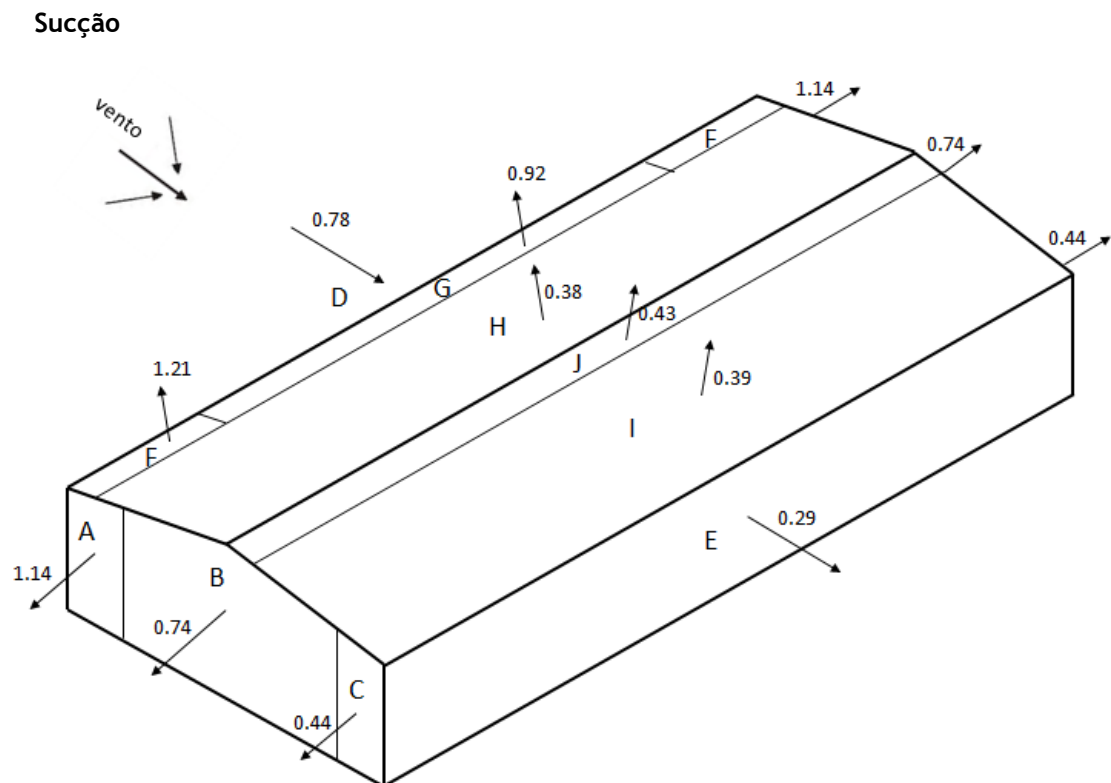


Figura 2.11 – Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão quando o vento é transversal e há somente sucção na cobertura

## Pressão e sucção

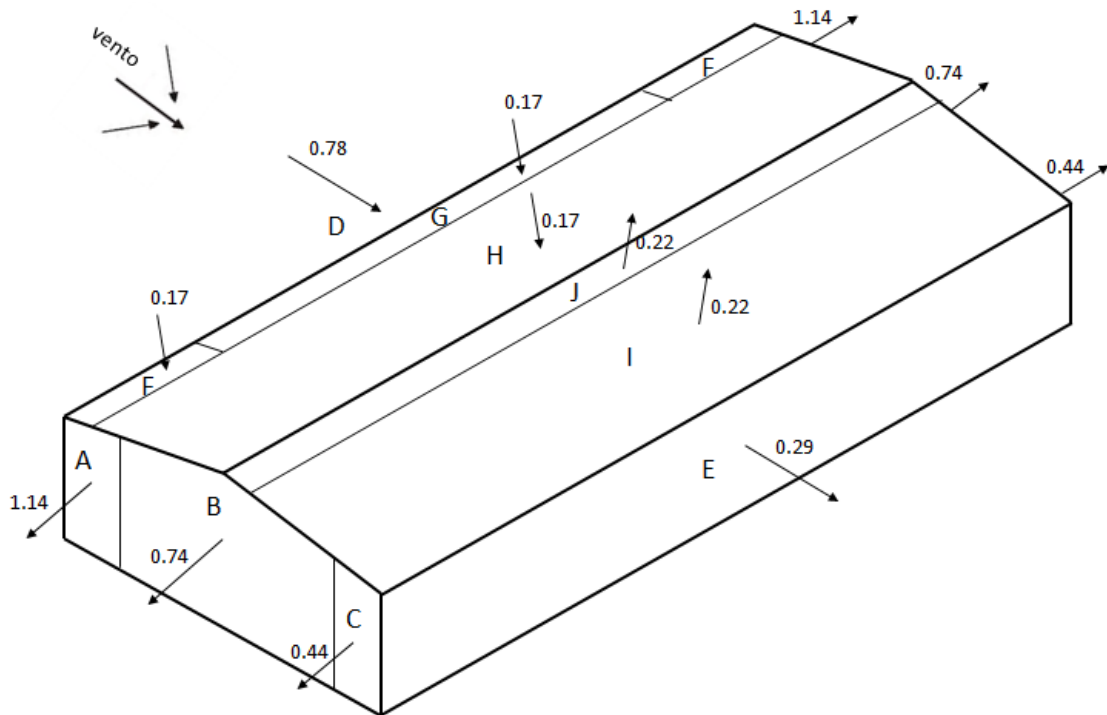


Figura 2.12 – Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão quando o vento é transversal e há pressão e sucção na cobertura

## Vento longitudinal

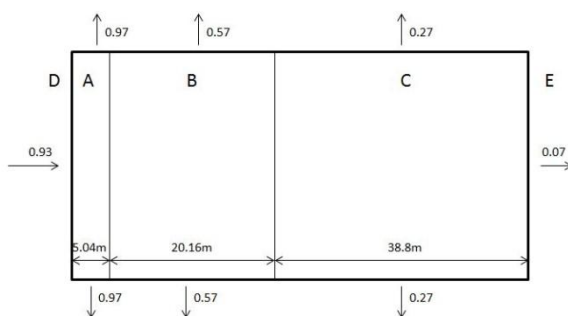


Figura 2.13 – Indicação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante das fachadas para vento longitudinal

Tabela 2.6 – Valores dos coeficientes de pressão resultante na cobertura para vento longitudinal

Zona	$c_{pe,10}$
F	-1.21
G	-1.07
H	-0.42
I	-0.32

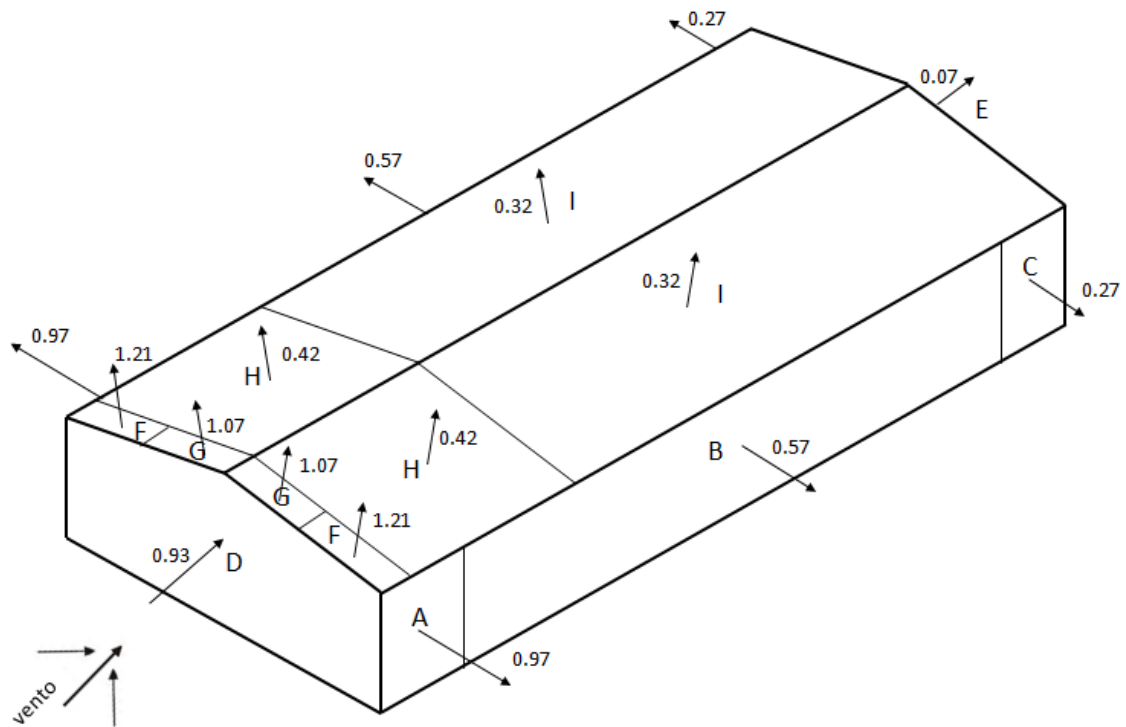


Figura 2.14 - Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão quando o vento é longitudinal.

## 2.3 Sobrecarga

Na Norma NP EN 1991-1-1 de 2009 [2] são fornecidas as informações sobre a quantificação do valor da sobrecarga a adotar, mediante o tipo de cobertura do pavilhão. Analisando o Quadro 6.9 da norma verifica-se que as coberturas estão divididas em 3 categorias (H, I e K) em função da sua utilização específica. A cobertura do pavilhão a projetar enquadra-se na categoria H, que corresponde a coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparações correntes. O Quadro 6.10 indica:

$$q_k = 0.4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_k = 1.0 \text{ KN}$$

Com:

$q_k$  - Valor característico de uma carga uniformemente distribuída

$Q_k$  - Valor característico de uma carga concentrada variável

Dadas as dimensões do pavilhão verificou-se que a situação mais gravosa seria a de ter uma carga distribuída que atua numa vasta área, ou até mesmo toda a cobertura do pavilhão.

## 3. Seleção dos painéis de revestimento

Para a escolha dos painéis de revestimento foram analisadas as várias combinações de ações possíveis e mediante a pior situação de carga, foi feita a seleção dos mesmos.

Os painéis foram escolhidos dos catálogos da empresa PERFITEC que fornece uma vasta gama de painéis, tanto de fachada como de cobertura, com e sem revestimento térmico.

### 3.1. Painéis de fachada

Foi definido que o afastamento entre madres nas fachadas é de 2.5 m.

A ação de base a utilizar nas fachadas é o vento e para o cálculo usou-se o pior coeficiente de pressão resultante. Desta forma fica garantida a resistência do painel na pior zona. Dado que na restante fachada é utilizado o mesmo painel, está automaticamente garantida a sua resistência em toda a fachada. Neste caso não se fez distinção entre fachadas laterais e de empena, pelo que será utilizado o mesmo painel em todas as fachadas.

Verifica-se que o pior valor de coeficiente é 1.14 para vento transversal e ocorre na fachada de empena.

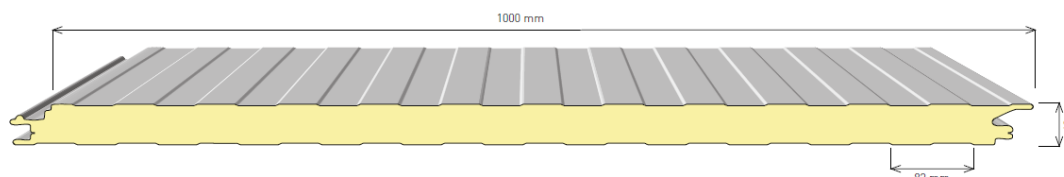
Assim sendo, a carga aplicada resultante do vento será:

$$q_v = 1047.32 \times 1.14 \times 1.5 = 1790.92 \text{ N/m}^2$$

Recorrendo então aos catálogos da PERFITEC (painel de fachada em poliuretano WALLTEC - N 1000) escolheu-se os painéis de fachada:

# Painéis de fachada em poliuretano

WALLTEC - N (1000)



CONDIÇÕES DE CARGA					CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EM KG/m <sup>2</sup> - KN/m <sup>2</sup>												
ESP S mm	K		PESO PAINEL Kg/m <sup>2</sup>		U.M.	▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲						▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲					
	Kcal m <sup>2</sup> .h.°C	W m <sup>2</sup> .K	0,5+0,4	0,6+0,4		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50
40	0,44	0,51	9,32	10,16	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	166 1,63	125 1,22	90 0,88	70 0,68	55 0,54	40 0,39	178 1,74	140 1,37	108 1,05	85 0,83	70 0,68	58 0,56
50	0,36	0,41	9,74	10,59	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	225 2,21	160 1,57	120 1,18	90 0,88	70 0,68	50 0,49	245 2,41	182 1,78	140 1,37	115 1,13	80 0,78	70 0,68
60	0,30	0,35	10,16	11,00	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	289 2,83	216 2,12	132 1,29	98 0,96	85 0,83	95 0,53	321 3,15	237 2,32	181 1,77	139 1,36	98 0,96	80 0,78
80	0,23	0,26	11,00	11,84	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	455 4,46	316 3,09	182 1,78	125 1,22	89 0,87	74 0,72	500 4,91	347 3,40	220 2,15	176 1,72	150 1,47	116 1,13
100	0,20	0,23	11,83	12,66	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	—	—	210 2,06	172 1,68	135 1,32	108 1,06	—	—	—	210 2,06	177 1,73	131 1,28

Figura 3.1 - Painéis de fachada em poliuretano WALLTEC - N (1000)

Fica assim definido que o painel a utilizar em todas as fachadas do edifício é o:

**WALLTEC - N (1000) - ESP 60**

**Carga suportada: 2.32 KN/m<sup>2</sup>**

**Peso considerado: 11.00 Kg/m<sup>2</sup>**

## 3.2. Painéis de cobertura

Foi definido o afastamento entre madres na cobertura de 3 m.

Dado que na cobertura temos diferentes tipos de ações que podem atuar em simultâneo, é necessário verificar várias combinações com os respetivos coeficientes de segurança. Os valores dos coeficientes  $\psi$  e  $\gamma$  foram obtidos dos quadros A1.1 e A1.2 (B) (ver Anexo B) da NP EN 1990 - Bases para o projeto de estruturas [1].

Apresenta-se na tabela 3.1 as diferentes combinações verificadas:



Tabela 3.1 - Diferentes combinações de ações verificadas com respectivos coeficientes de segurança e carga resultante final

Combinação	Ação de base	Coef $\gamma_{Q,1}$	Ação variável	Coef $\gamma_{Q,i}$	Coef $\psi_{0,1}$	Carga resultante ( $KN/m^2$ )
1	Vento (sucção)	1.5	-			1.90
2	Neve		-			0.676
3	Neve		Vento (pressão)	1.5	0.6	0.836
4	Vento (pressão)		Neve	1.5	0.5	0.605
5	Sobrecarga		Neve	1.5	0.5	1.10
		Vento (pressão)	1.5	0.6		

Sendo os valores de base de cada ação:

Vento:  $1.04732 \text{ KN/m}^2$

Neve:  $0.4507 \text{ KN/m}^2$

Sobrecarga:  $0.4 \text{ KN/m}^2$

#### Combinação 1

$$q_1 = 1.04732 \times 1.5 \times 1.21 = 1.90 \text{ KN/m}^2$$

#### Combinação 2

$$q_2 = 0.4507 \times 1.5 = 0.676 \text{ KN/m}^2$$

#### Combinação 3

$$q_3 = 0.4507 \times 1.5 + 1.04732 \times 1.5 \times 0.6 \times 0.17 = 0.836 \text{ KN/m}^2$$

#### Combinação 4

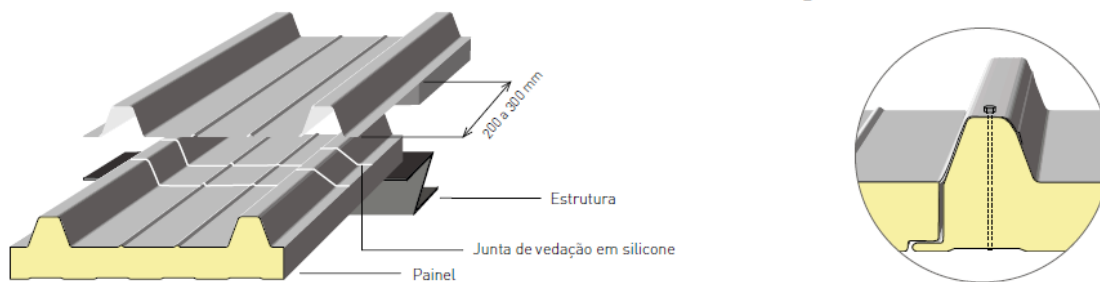
$$q_4 = 1.04732 \times 1.5 \times 0.17 + 0.4507 \times 1.5 \times 0.5 = 0.605 \text{ KN/m}^2$$

#### Combinação 5

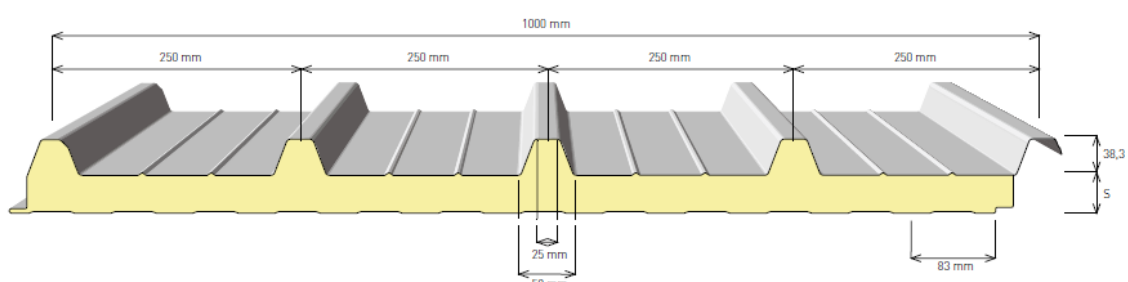
$$q_5 = 0.4 \times 1.5 + 0.4507 \times 1.5 \times 0.5 + 1.04732 \times 1.5 \times 0.6 \times 0.17 = 1.10 \text{ KN/m}^2$$

Verificou-se então que a pior situação para os painéis de cobertura acontece quando temos sucção provocada pelo vento. Recorrendo então aos catálogos da PERFITEC (Painéis de cobertura em poliuretano ROOFTEC - 5 (1000)) escolhe-se os painéis de cobertura:

# Painéis de cobertura em poliuretano



ROOFTEC - 5 (1000)



CONDIÇÕES DE CARGA					CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EM KG/m <sup>2</sup> - KN/m <sup>2</sup>												
ESP s mm	K		PESO PAINEL Kg/m <sup>2</sup>		U.M.	▲-----▲						▲▲▲▲▲					
	Kcal m <sup>2</sup> .h.°C	W m <sup>2</sup> .K	0,5+0,4	0,4+0,4		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50
30	0,51	0,60	9,91	8,94	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	250 2,45	180 1,81	140 1,37	110 1,08	75 0,73	40 0,39	265 2,59	200 1,96	160 1,56	135 1,32	100 0,98	55 0,53
40	0,40	0,46	10,33	9,35	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	315 3,09	234 2,29	153 1,50	127 1,24	88 0,86	69 0,67	355 3,48	261 2,56	198 1,94	154 1,51	121 1,18	97 0,95
50	0,32	0,37	10,75	9,77	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	351 3,44	264 2,58	180 1,76	143 1,40	101 0,99	80 0,78	399 3,91	294 2,88	224 2,19	174 1,70	138 1,35	111 1,09
60	0,27	0,31	11,17	10,19	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	386 3,77	291 2,85	217 2,12	170 1,66	122 1,19	102 1,00	435 4,26	317 3,10	260 2,54	204 2,00	165 1,61	130 1,27
80	0,20	0,23	12,01	11,03	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	528 5,17	375 3,67	273 2,67	203 1,99	150 1,47	120 1,17	575 5,64	408 3,99	297 2,91	221 2,16	180 1,76	158 1,54
100	0,17	0,20	12,85	11,86	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	—	—	386 3,78	322 3,15	242 2,37	192 1,88	—	—	—	340 3,33	292 2,86	252 2,47

Figura 3.2 - Painéis de cobertura em poliuretano ROOFTEC – 5 (1000)

Fica assim definido que o painel a utilizar na cobertura do edifício é o:

**ROOFTEC - 5 (1000) - ESP 40**

**Carga suportada: 1.94 KN/m<sup>2</sup>**

**Peso considerado: 10.33 Kg/m<sup>2</sup>**

## 4. Dimensionamento das madres

As madres utilizadas no projeto foram escolhidas a partir dos catálogos da empresa SADEF - Perfis CEE-Plus (Anexo C).

Para o dimensionamento das madres é necessário ter em conta a ação de base, o peso dos painéis, o peso da própria madre e ainda outras ações variáveis no caso da cobertura.

O esquema estático adotado no dimensionamento das madres é apresentado na figura 4.1 e corresponde a uma viga contínua de vários tramos e simplesmente apoiada, tendo apenas um apoio duplo numa das extremidades.



Figura 4.1 - Esquema estático utilizado no dimensionamento das madres - Viga contínua de vários tramos (fachada lateral ou cobertura)

Para a obtenção dos diagramas de esforços a que as madres estão sujeitas, que serão apresentados ao longo deste capítulo, recorreu-se ao *software Multiframe4D*.

### 4.1. Madres de Fachada

Dado que a ação do vento e o peso das madres e painéis têm direções perpendiculares, as madres de fachada estão sujeitas a flexão desviada.

O esquema das forças aplicadas nas madres de fachada é apresentado na figura 4.2. Considerou-se que as cargas atuam no centro de massa da madre e segundo as direções do sistema de eixos utilizado convencionalmente nos catálogos.

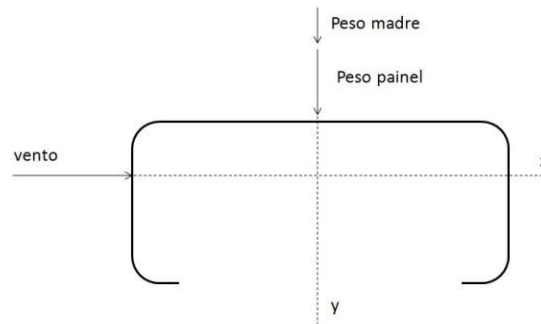


Figura 4.2 - Esquema das cargas aplicadas nas madres de fachada

#### 4.1.1. Fachadas laterais

Como já referido, com o auxílio do *software Multiframe4D* obtemos os diagramas de momentos fletores e os valores dos momentos máximos necessários para o dimensionamento. Nas fachadas temos uma combinação de ações onde o vento é a ação de base e o peso dos painéis e das madres é uma ação permanente. Assim sendo, a ação do vento terá que ser majorada com um fator  $\gamma_{Q,1} = 1.5$  e as ações permanentes serão majoradas com um fator  $\gamma_{Gj,sup} = 1.35$ , de acordo com o Quadro A1.2(B) da Norma NP EN 1990 de 2009 (Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas)

##### 4.1.1.1. Vento transversal

$$q_v = 1047.32 \times 0.78 \times 1.5 = 1225.36 \text{ N/m}^2$$

Estando as madres afastadas  $2.5 \text{ m}$ , cada uma suporta a carga de  $1.25 \text{ m}$  de painel abaixo e acima desta (à exceção das duas madres nas extremidades). Assim a carga máxima distribuída aplicada numa madre será:

$$q_v = 1225.36 \times 2.5 = 3063.4 \text{ N/m}$$

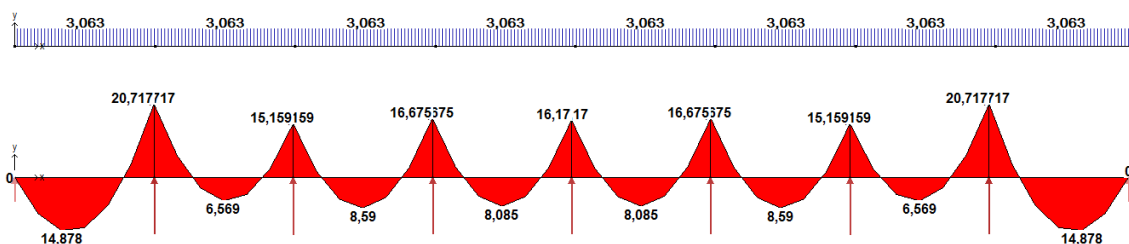


Figura 4.3 - Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada lateral a barlavento sujeita a vento transversal

Sendo o momento fletor máximo:

$$M_{m\acute{a}x,vt} = 20717 \text{ N} \cdot \text{m}$$

#### 4.1.1.2. Vento Longitudinal

No caso de termos vento longitudinal a fachada não está sujeita a apenas uma carga distribuída constante mas sim a diferentes cargas distribuídas ao longo de toda a fachada, devido aos diferentes coeficientes de pressão.

$$q_v = 1047.32 \times 0.97 \times 1.5 = 1523.85 \text{ N/m}^2$$

$$q_v = 1047.32 \times 0.57 \times 1.5 = 895.46 \text{ N/m}^2$$

$$q_v = 1047.32 \times 0.27 \times 1.5 = 424.17 \text{ N/m}^2$$

Sendo o afastamento entre madres de 2.5 m:

$$q_v = 1523.85 \times 2.5 = 3809.63 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 0 e os 5.04 m})$$

$$q_v = 895.46 \times 2.5 = 2238.65 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 5.04 e os 25.2 m})$$

$$q_v = 424.17 \times 2.5 = 1060.43 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 25.2 e os 64 m})$$

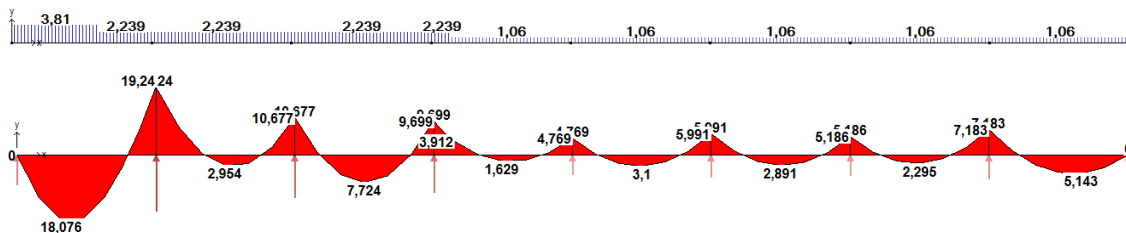


Figura 4.4 - Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre interior de fachada lateral sujeita a vento longitudinal

Sendo o momento máximo:

$$M_{m\acute{a}x,vl} = 19240 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Entre as duas situações, vento transversal e vento longitudinal, verifica-se que a pior é o vento transversal.

$$M_{m\acute{a}x,vt} = 20717 \text{ N} \cdot \text{m}$$

#### 4.1.1.3. Peso dos painéis

Considerando o peso do painel  $11.00 \text{ Kg/m}^2$ , calcula-se a carga máxima que o painel faz sobre uma madre, sendo essa carga dada por:

$$q_p = 11.00 \times 9.81 \times 2.5 \times 1.35 = 364.2 \text{ N/m}$$

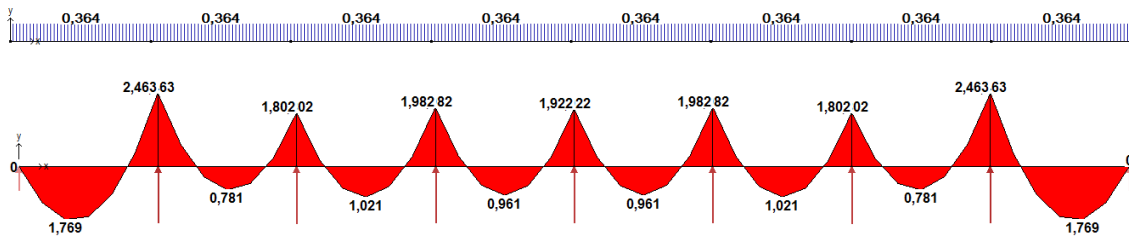


Figura 4.5 - Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre interior de fachada lateral sujeita ao peso dos painéis de revestimento

Sendo o momento máximo:

$$M_{m\acute{a}x,p} = 2463 \text{ N} \cdot \text{m}$$

#### 4.1.1.4. Madre escolhida

**C + 200 × 2.5 – S390**

Peso:  $9.57 \text{ Kg/m}$

$W_y = 75.7 \times 10^{-6} \text{ m}^3$

$W_z = 33.48 \times 10^{-6} \text{ m}^3$

Carga resultante do peso da madre =  $9.57 \times 9.81 \times 1.35 = 126.74 \text{ N/m}$

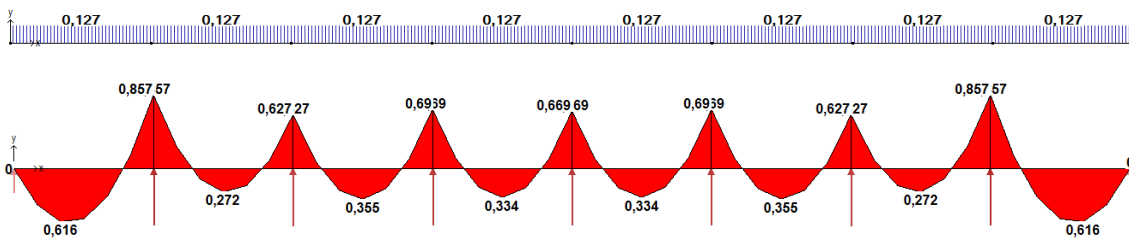


Figura 4.6 - Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre de fachada lateral sujeita ao seu peso próprio

Sendo o momento máximo:

$$M_{máx,m} = 857 \text{ N} \cdot \text{m}$$

#### 4.1.1.5. Verificação ao Estado Limite Último

Estando perante um caso de flexão desviada deve ser verificada a equação:

$$\sigma_{sd} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq \sigma_{Rd}$$

Como já referido, os perfis escolhidos serão da empresa SADEF. Esta empresa fornece perfis em aço com diferentes valores de tensão de cedência ( $\sigma_{Rd} = 250 \text{ MPa}$  e  $\sigma_{Rd} = 390 \text{ MPa}$ ) e então surgiu a necessidade de verificar qual a melhor opção: usar um perfil mais robusto mas com um aço de resistência mais baixa, um perfil menos robusto mas num material melhor ou ainda, um perfil com a menor resistência mas utilizando tirantes a meio vão de forma a diminuir os momentos fletores a que este ficará sujeito. Para tal, tentou-se contactar a empresa com a finalidade de obter orçamentos dos diferentes perfis contudo, nunca se obteve resposta.

Foram então contactadas diversas empresas nacionais na tentativa de perceber se havia uma grande diferença de preço entre perfis com diferentes valores de resistência. Com as respostas obtidas decidiu-se por fim utilizar perfis menos robustos e com  $\sigma_{Rd} = 390 \text{ MPa}$  por se verificar que o aumento de preço por quilograma era compensado pela diminuição do tamanho do perfil que poderia ser utilizado. A hipótese de utilizar tirantes foi descartada pois era necessário contabilizar o preço dos tirantes, porcas e anilhas necessárias e ainda a mão-de-obra da montagem, o que não compensaria economicamente.

Assim:

$$\sigma_{sd} = \frac{20717}{75.7 \times 10^{-6}} + \frac{2463 + 857}{33.48 \times 10^{-6}} = 372.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd} = 390 \text{ MPa}$$

#### 4.1.1.6. Verificação ao Estado Limite de Utilização

Para a verificação ao Estado Limite de Utilização as ações calculadas anteriormente devem ser todas elas majoradas pelo coeficiente parcial de segurança, no entanto este toma o valor de 1.

Define-se o deslocamento máximo admissível:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{200} = \frac{8}{200} = 0.04 \text{ m}$$

$$\delta_{y,m\acute{a}x} = \frac{q_y \times L^4}{185 \times E \times I_z} = \frac{(269.78 + 93.88) \times 8^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 194.9 \times 10^{-8}} = 0.020 \text{ m}$$

$$\delta_{z,m\acute{a}x} = \frac{q_z \times L^4}{185 \times E \times I_y} = \frac{2042.27 \times 8^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 748 \times 10^{-8}} = 0.029 \text{ m}$$

O valor acima indicado para a flecha segundo o eixo z-z corresponde ao do vento transversal, que é o pior caso em termos de esforços para a madre. No entanto, o vento longitudinal provoca uma maior flecha entre o primeiro e o segundo pórtico, que deve ser verificada.

Por forma a simplificar o cálculo assume-se o valor de carga máximo aplicado em todo o tramo entre o primeiro e o segundo pórtico, apesar deste só se verificar nos primeiros 5,04 metros do mesmo.

$$\delta_{z,m\acute{a}x} = \frac{q_z \times L^4}{185 \times E \times I_y} = \frac{2539.75 \times 8^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 748 \times 10^{-8}} = 0.036 \text{ m}$$

#### 4.1.2. Fachadas de empena

O esquema estático utilizado é semelhante ao anterior (viga contínua com um apoio duplo numa extremidade e os restantes apoios simples) no entanto a viga contínua tem, neste caso, um comprimento total de 30 metros e apoios de 5 em 5 metros, como é possível verificar pelo esquema apresentado na figura 4.7, que mostra a disposição dos pilares e do possível portão numa das fachadas de empena.

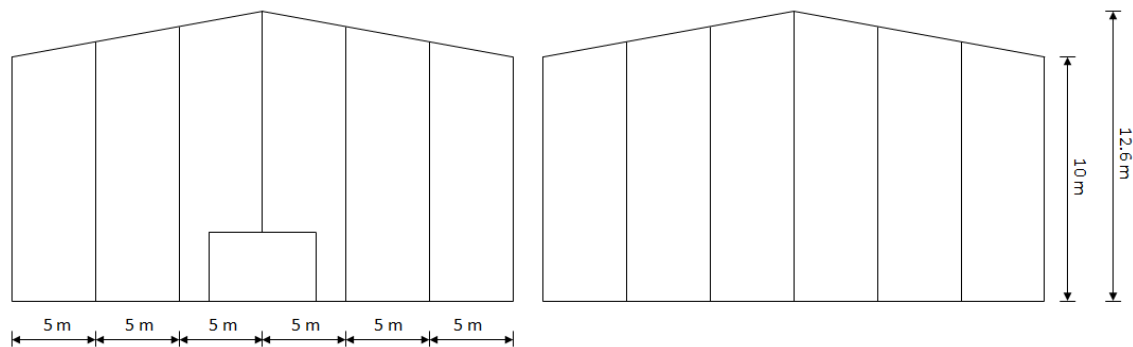


Figura 4.7 - Representação simplificada do aspecto das fachadas de empena (possível posicionamento de um portão numa das fachadas)



#### 4.1.2.1. Vento transversal

Ao contrário do que se passa no caso das fachadas laterais, as fachadas de empena apresentam 3 coeficientes de pressão diferentes quanto temos vento transversal. No entanto todo o processo de dimensionamento é semelhante.

$$q_v = 1047.32 \times 1.14 \times 1.5 = 1790.92 \text{ N/m}^2$$

$$q_v = 1047.32 \times 0.74 \times 1.5 = 1162.53 \text{ N/m}^2$$

$$q_v = 1047.32 \times 0.44 \times 1.5 = 691.23 \text{ N/m}^2$$

Sendo o afastamento entre madres de 2.5 m:

$$q_v = 1790.92 \times 2.5 = 4477.29 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 0 e os 5.04 m})$$

$$q_v = 1162.53 \times 2.5 = 2906.31 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 5.04 e os 25.2 m})$$

$$q_v = 691.23 \times 2.5 = 1628.08 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 25.2 e os 30 m})$$

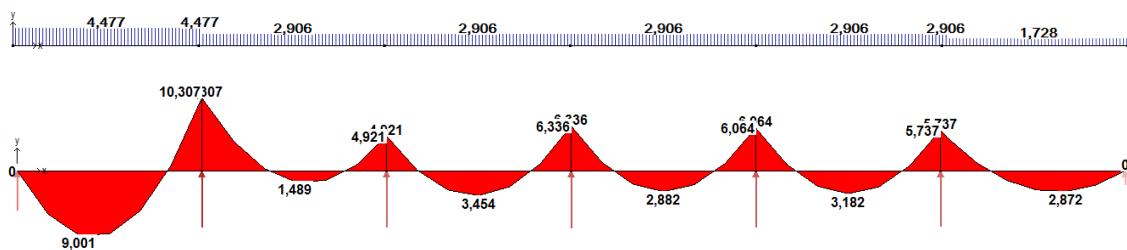


Figura 4.8 - Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada de empena sujeita a vento transversal

Sendo o momento fletor máximo:

$$M_{m\acute{a}x,vt} = 10307 \text{ N} \cdot \text{m}$$

#### 4.1.2.2. Vento longitudinal

No caso de termos vento longitudinal a fachada está sujeita a apenas uma carga distribuída constante.

$$q_v = 1047.32 \times 0.93 \times 1.5 = 1461.01 \text{ N/m}^2$$

Sendo o afastamento entre madres de 2.5 m:

$$q_v = 1461.01 \times 2.5 = 3652.53 \text{ N/m}$$

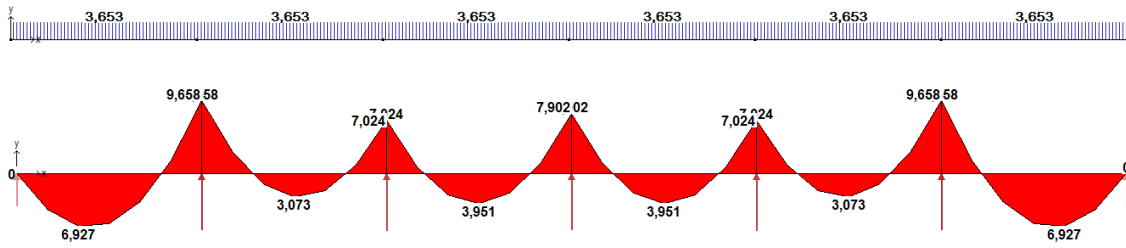


Figura 4.9 - Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre interior da fachada de empena sujeita a vento longitudinal

Sendo o momento fletor máximo obtido:

$$M_{m\acute{a}x,vl} = 9658 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Entre as duas situações, vento transversal e vento longitudinal, verifica-se que a pior é o vento transversal.

$$M_{m\acute{a}x,vt} = 10307 \text{ N} \cdot \text{m}$$

#### 4.1.2.3. Peso dos painéis

Considerando o peso do painel da fachada de empena  $11.00 \text{ Kg/m}^2$  calcula-se a carga máxima que o painel faz sobre uma madre, sendo essa carga dada por:

$$q_p = 11.00 \times 9.81 \times 2.5 \times 1.35 = 364.20 \text{ N/m}$$

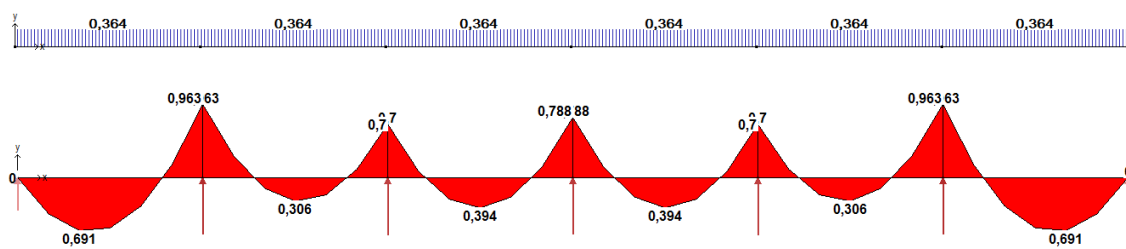


Figura 4.10 - Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre interior de fachada de empena sujeita ao peso dos painéis de revestimento

Sendo o momento fletor provocado pelo peso do painel:

$$M_{m\acute{a}x,p} = 963 \text{ N} \cdot \text{m}$$

#### 4.1.2.4. Madre escolhida

Foram analisados dois casos para as madres das fachadas de empena. Manter o mesmo perfil utilizado para as fachadas laterais e assim simplificar a situação aquando da construção, ou usar um perfil menos robusto, dado que os esforços neste caso são inferiores em comparação com as fachadas laterais.

**C + 200 × 2.5 – S390**

Peso: 9.57 Kg/m

$$W_y = 75.7 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_z = 33.48 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\text{Carga resultante do peso da madre} = 9.57 \times 9.81 \times 1.35 = 126.74 \text{ N/m}$$

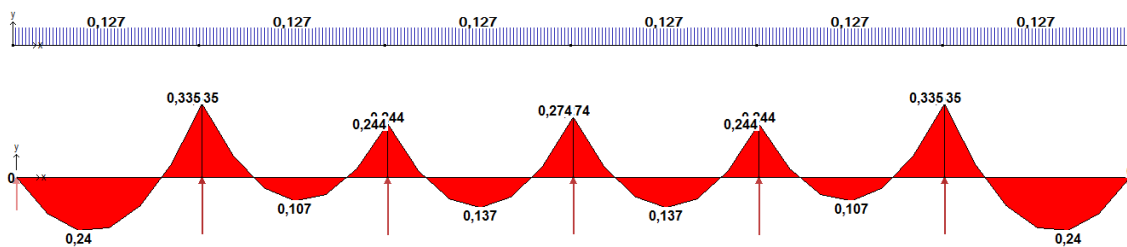


Figura 4.11 - Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre de fachada de empena sujeita ao seu peso próprio

Sendo o momento máximo:

$$M_{máx,m} = 335 \text{ N} \cdot \text{m}$$

**C + 200 × 1.5 – S390**

Peso: 5.82 Kg/m

$$W_y = 45.8 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_z = 20.42 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\text{Carga resultante do peso da madre} = 5.82 \times 9.81 \times 1.35 = 77.08 \text{ N/m}$$

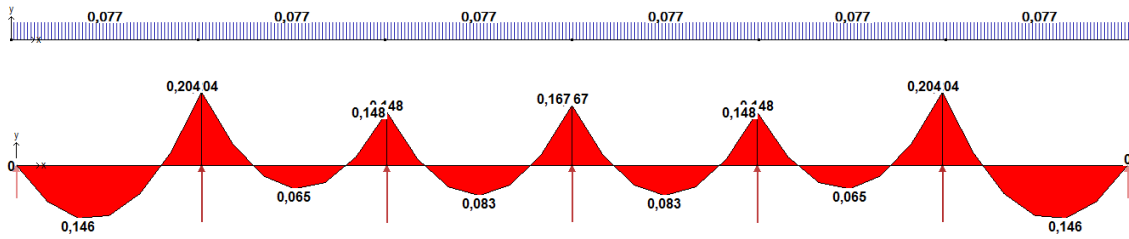


Figura 4.12 - Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre de fachada de empena sujeita ao seu peso próprio

Sendo o momento máximo:

$$M_{m\acute{a}x,m} = 204 \text{ N} \cdot \text{m}$$

#### 4.1.2.5. Verificação ao Estado Limite Último

Estando novamente perante um caso de flexão desviada deve ser verificada a equação:

Para o perfil **C + 200 × 2.5 – S390**

$$\sigma_{sd} = \frac{10307}{75.7 \times 10^{-6}} + \frac{963 + 355}{33.48 \times 10^{-6}} = 174.9 \text{ MPa}$$

Para o perfil **C + 200 × 1.5 – S390**

$$\sigma_{sd} = \frac{10307}{45.8 \times 10^{-6}} + \frac{963 + 204}{20.48 \times 10^{-6}} = 282 \text{ MPa}$$

Posto isto optou-se pela utilização do perfil **C + 200 × 1.5 – S390** nas fachadas de empena.

#### 4.1.2.6. Verificação ao Estado Limite de Utilização

Para a verificação ao Estado Limite de Utilização recorre-se às ações calculadas, no entanto os coeficientes parciais de segurança tomam o valor 1. Foram verificados os deslocamentos máximos apenas para o perfil escolhido.

Define-se o deslocamento máximo admissível:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{200} = \frac{5}{200} = 0.025 \text{ m}$$

Sendo os deslocamentos máximos segundo cada eixo:

$$\delta_{y,m\acute{a}x} = \frac{q_y \times L^4}{185 \times E \times I_z} = \frac{(269.78 + 57.09) \times 5^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 119.8 \times 10^{-8}} = 0.004 \text{ m}$$

$$\delta_{z,m\acute{a}x} = \frac{q_z \times L^4}{185 \times E \times I_y} = \frac{2984.86 \times 5^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 455 \times 10^{-8}} = 0.011 \text{ m}$$

## 4.2. Madres de Cobertura

O esquema estático utilizado é o mesmo que o das madres de fachada lateral e apresentado na figura 4.1 (Viga contínua de 64 metros e apoios de 8 em 8 metros). O esquema das forças aplicadas nas madres de cobertura é apresentado na imagem seguinte:

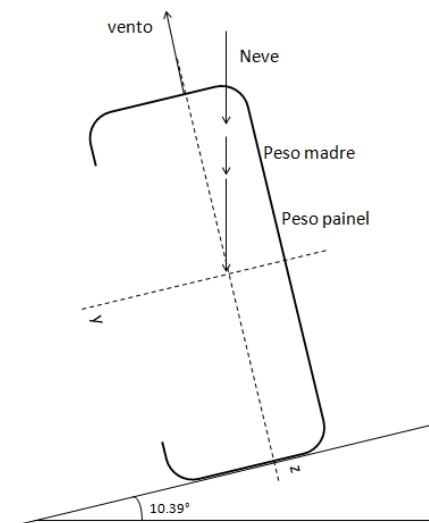


Figura 4.13 – Esquema das cargas que podem estar aplicadas nas madres de cobertura

Uma vez que na cobertura podemos ter várias ações variáveis a atuar em simultâneo (o que não acontece nas fachadas) foi necessário verificar qual a pior situação para o caso da cobertura. Para isso foram feitas várias combinações de ações possíveis.

Posto isto, no final verificou-se que a pior situação ocorre para o caso em que temos:

**Ação de base:** Sobrecarga

**Ações variáveis:** Neve e Vento Transversal (Pressão)

**Ações permanentes:** Peso dos painéis de cobertura e peso das madres

Vai-se em primeira instância calcular as cargas de cada ação individualmente, decompondo-as nas componentes y e z de acordo com o referencial da madre e no final, aplicar os respetivos coeficientes de segurança e fazer o somatório das várias componentes em cada eixo.

#### 4.2.1. Valores característicos das cargas

##### 4.2.1.1. Sobrecarga

O valor da carga é dado por:

$$q_{sc} = 400 \times 3 = 1200 \text{ N/m}$$

Decompondo a carga nas duas componentes:

$$q_{sc,z} = 1200 \times \cos(10.39) = 1180.32 \text{ N/m}$$

$$q_{sc,y} = 1200 \times \sin(10.39) = 216.42 \text{ N/m}$$

##### 4.2.1.2. Neve

O valor da carga da neve é dado por:

$$q_n = 450.7 \times 3 = 1352.1 \text{ N/m}$$

Decompondo a carga nas duas componentes:

$$q_{n,z} = 1352.1 \times \cos(10.39) = 1329.93 \text{ N/m}$$

$$q_{n,y} = 1352.1 \times \sin(10.39) = 243.85 \text{ N/m}$$

##### 4.2.1.3. Vento (Pressão)

A tabela e figura seguintes aparecem novamente por forma a facilitar a consulta e verificação dos coeficientes de pressão resultantes no caso de termos pressão numa vertente.

Tabela 4.1 – Valores dos coeficientes de pressão resultante na cobertura para vento transversal

Sucção		Pressão e sucção	
Zona	$c_{pe,10}$	Zona	$c_{pe,10}$
F	-1.21	F	+0.17
G	-0.92	G	+0.17
H	-0.38	H	+0.17
I	-0.43	I	-0.22
J	-0.39	J	-0.22

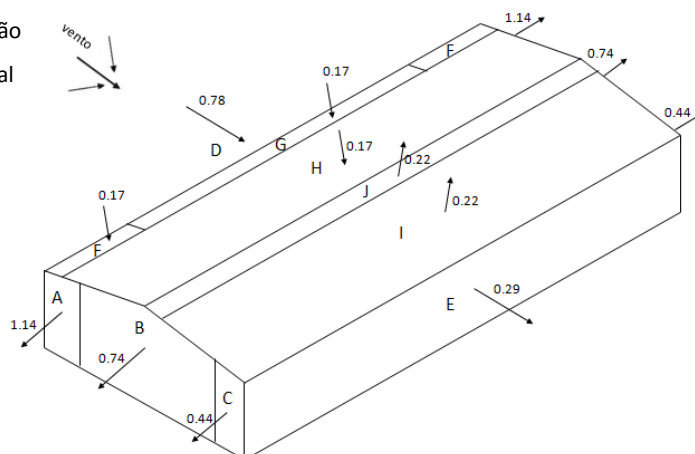


Figura 4.14 – Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão quando o vento é transversal e há pressão e sucção na cobertura

De notar que quando temos pressão na cobertura o coeficiente é o mesmo para toda a vertente e igual a +0.17.

Assim:

$$q_v = q_{v,z} = 1047.32 \times 0.17 \times 3 = 534.13 \text{ N/m}$$

#### 4.2.1.4. Painéis de cobertura

Peso do painel:  $10.33 \text{ Kg/m}^2$

Afastamento entre madres:  $3 \text{ m}$

$$q_p = 10.33 \times 9.81 \times 3 = 304.01 \text{ N/m}$$

Decompondo a carga nas duas componentes:

$$q_{p,z} = 304.01 \times \cos(10.39) = 299.03 \text{ N/m}$$

$$q_{p,y} = 304.01 \times \sin(10.39) = 54.83 \text{ N/m}$$

#### 4.2.2. Somatório das cargas das diferentes ações

Agora é necessário fazer o somatório das diferentes cargas multiplicadas pelos respetivos coeficientes de segurança. Assim sendo, a sobrecarga terá que ser majorada com um fator  $\gamma_{Q,1} = 1.5$  e as ações permanentes serão majoradas com um fator  $\gamma_{Gj,sup} = 1.35$ . O vento e a

neve, sendo ações variáveis serão multiplicadas pelo fator  $\gamma_{Q,1} = 1.5$  e por  $\Psi_0 = 0.5$  no caso da neve e  $\Psi_0 = 0.6$  no caso do vento; de acordo com o Quadro A1.1 e o Quadro A1.2 (B) (ver anexo B) do Eurocódigo [1].

$$q_z = 1180.32 \times 1.5 + 299.03 \times 1.35 + 1329.93 \times 1.5 \times 0.5 + 534.13 \times 1.5 \times 0.6$$

$$q_z = 3652.34 \text{ N/m}$$

$$q_y = 216.42 \times 1.5 + 54.83 \times 1.35 + 243.85 \times 1.5 \times 0.5$$

$$q_y = 581.54 \text{ N/m}$$

Novamente recorrendo ao *software Multiframe4D* obtemos os diagramas de momentos que cada carga no respetivo eixo provoca:

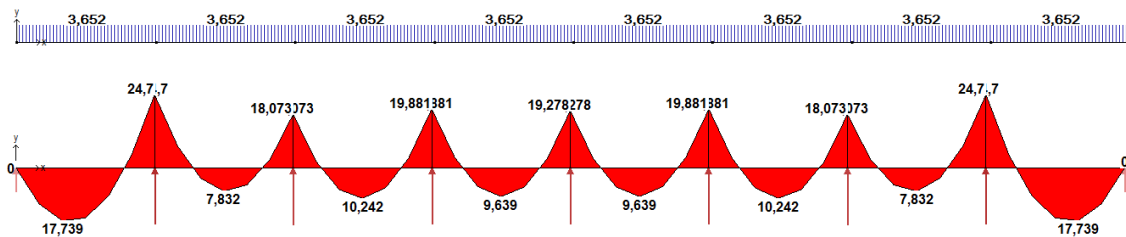


Figura 4.15 - Esquema da carga aplicada segundo o eixo z-z e diagrama de momentos fletores em y-y para uma madre de cobertura

Sendo o momento máximo:

$$M_{máx,y} = 24700 \text{ N.m}$$

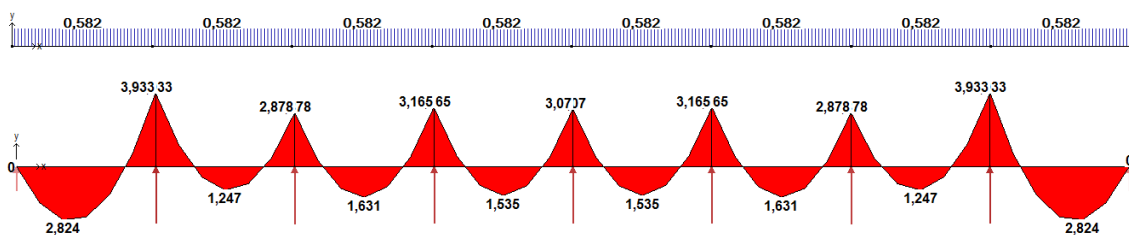


Figura 4.16 - Esquema da carga aplicada segundo o eixo y-y e diagrama de momentos fletores em z-z para uma madre de cobertura

Sendo o momento máximo:

$$M_{máx,z} = 3933 \text{ N.m}$$



### 4.2.3. Madre escolhida

$C + 200 \times 3 - S390$

Peso: 11.40 Kg/m

$W_y = 90.1 \times 10^{-6} \text{ m}^3$

$W_z = 39.55 \times 10^{-6} \text{ m}^3$

Carga resultante do peso da madre =  $11.40 \times 9.81 \times 1.35 = 150.98 \text{ N/m}$

$$q_{m,z} = 150.98 \times \cos(10.39) = 148.50 \text{ N/m}$$

$$q_{m,y} = 150.98 \times \sin(10.39) = 27.23 \text{ N/m}$$

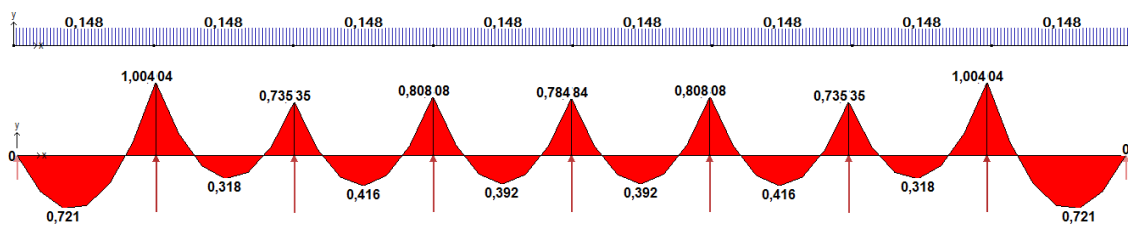


Figura 4.17 - Esquema da carga aplicada, devido ao peso próprio, segundo o eixo z-z e diagrama de momentos fletores em y-y para uma madre de cobertura

Sendo o momento máximo:

$$M_{m\acute{a}x,my} = 1004 \text{ N.m}$$

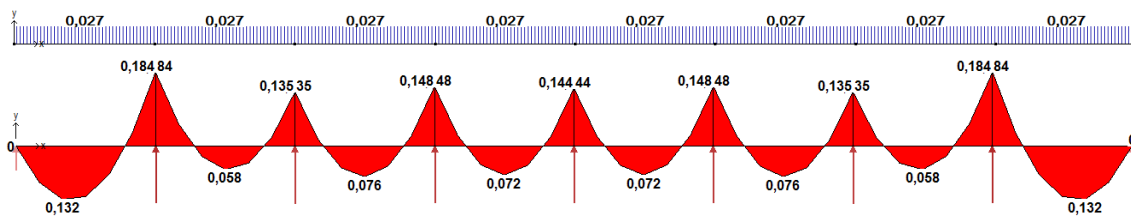


Figura 4.18 - Esquema da carga aplicada, devido ao peso próprio, segundo o eixo y-y e diagrama de momentos fletores em z-z para uma madre de cobertura

Sendo o momento máximo:

$$M_{m\acute{a}x,mz} = 184 \text{ N.m}$$

#### 4.2.4. Verificação ao Estado Limite Último

Para a verificação do Estado Limite Último é feita a soma dos momentos fletores segundo os respectivos eixos e verificada a equação:

$$\sigma_{sd} = \frac{24700 + 1004}{90.1 \times 10^{-6}} + \frac{3933 + 184}{39.55 \times 10^{-6}} = 389.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd} = 390 \text{ MPa}$$

#### 4.2.5. Verificação ao Estado Limite de Utilização

Para a verificação ao Estado Limite de Utilização recorre-se aos valores das ações calculadas, no entanto os coeficientes parciais de segurança  $\gamma$  tomam o valor 1. Assim:

$$q_z = 1180.32 + 299.03 + 1329.93 \times 0.5 + 534.13 \times 0.6 + \frac{148.50}{1.35}$$

$$q_z = 2574.79 \text{ N/m}$$

$$q_y = 216.42 + 54.83 + 243.85 \times 0.5 + \frac{27.23}{1.35}$$

$$q_y = 413.35 \text{ N/m}$$

Define-se o deslocamento máximo admissível:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{200} = \frac{8}{200} = 0.04 \text{ m}$$

Sendo os deslocamentos máximos segundo cada eixo:

$$\delta_{y,m\acute{a}x} = \frac{q_y \times L^4}{185 \times E \times I_z} = \frac{413.35 \times 8^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 229.6 \times 10^{-8}} = 0.019 \text{ m}$$

$$\delta_{z,m\acute{a}x} = \frac{q_z \times L^4}{185 \times E \times I_y} = \frac{2574.79 \times 8^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 887 \times 10^{-8}} = 0.031 \text{ m}$$

## 5. Cargas transmitidas à estrutura principal

Para o dimensionamento dos pórticos começar-se-á por determinar as cargas máximas que as madres transmitem aos mesmos (sobre a forma de cargas pontuais) para cada situação em particular (vento, neve, peso dos painéis e das madres, etc.) e sem majoração dos coeficientes de segurança.

Somente no capítulo seguinte e recorrendo ao *software Multiframe4D*, procede-se à combinação das diferentes ações, introduzindo os respetivos coeficientes de segurança. Após verificação de quais as combinações de ações que produzem os maiores esforços para as vigas e pilares, é feito o dimensionamento do pórtico.

O valor da carga pontual transmitida da madre para o pórtico será o valor da maior reação num apoio quando aplicada uma carga distribuída ao longo da madre, correspondente a cada caso.

### 5.1. Vento transversal

#### 5.1.1. Fachadas laterais

Distância entre madres: 2.5 m

Distância entre pórticos: 8 m

#### Fachada a barlavento

$$q_v = 1047.32 \times 0.78 \times 2.5 = 2042.27 \text{ N/m}$$



Figura 5.1 - Esquema da carga aplicada na fachada lateral para vento transversal numa madre Intermédia (fachada a barlavento) - Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.1 - Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	6,443
2	2		0,000	18,528
3	3		0,000	15,749
4	4		0,000	16,507
5	5		0,000	16,254
6	6		0,000	16,507
7	7		0,000	15,749
8	8		0,000	18,528
9	9		0,000	6,443

Verifica-se que a maior carga pontual transmitida ocorre no segundo pórtico (valor da maior reação). Assim para as madres intermédias:

$$F_{pvt,i} = 18528 \text{ N}$$

Para as madres das extremidades a força aplicada é somente metade desta uma vez que a área de influência do painel é também metade.

Assim:

$$F_{pvt,e} = \frac{18528}{2} = 9264 \text{ N}$$

### Fachada a sotavento

$$q_v = 1047.32 \times 0.29 \times 2.5 = 739.31 \text{ N/m}$$



Figura 5.2 - Esquema da carga aplicada na fachada lateral para vento transversal numa madre Intermédia (fachada a sotavento) – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.2 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	2,395
2	2		0,000	6,889
3	3		0,000	5,855
4	4		0,000	6,137
5	5		0,000	6,043
6	6		0,000	6,137
7	7		0,000	5,855
8	8		0,000	6,889
9	9		0,000	2,395

Mais uma vez verifica-se que a maior carga pontual ocorre no segundo p3rtico. Assim para as madres interm3dias:

$$F_{pvt,i} = 6889 \text{ N}$$

Para as madres das extremidades a for3a aplicada 3 somente metade desta uma vez que a 3rea de influ3ncia do painel 3 tamb3m metade. Assim:

$$F_{pvt,e} = \frac{6889}{2} = 3444.5 \text{ N}$$

### 5.1.2. Cobertura

Dist3ncia entre madres: 3 m

Dist3ncia entre p3rticos: 8 m

#### 5.1.2.1. Suc33o

Dado que existem 5 zonas com diferentes coeficientes de press3o na cobertura 3 necess3rio ver a situa33o de v3rias madres em particular (Figura 2.12 auxilia na interpreta33o desta sec33o).

#### Cobertura a barlavento

Assim, para a primeira madre:

*Influ3ncia do painel:* 1.5 m

$$q_{v,1} = 1047.32 \times 1.21 \times 1.5 = 1900.89 \text{ N/m}$$

$$q_{v,2} = 1047.32 \times 0.92 \times 1.5 = 1445.3 \text{ N/m}$$



Figura 5.3 - Esquema da carga aplicada na primeira madre da cobertura a barlavento – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.3 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	6,091
2	2		0,000	14,715
3	3		0,000	10,805
4	4		0,000	11,776
5	5		0,000	11,452
6	6		0,000	11,776
7	7		0,000	10,805
8	8		0,000	14,715
9	9		0,000	6,091

A maior carga pontual ocorre no segundo pórtico. Assim:

$$F_{vvt,1^a} = 14715 N$$

Para a segunda madre:

Aqui temos a influência de 3 coeficientes de pressão diferentes e diferentes áreas de influência

$$q_v = 1047.32 \times 1.21 \times 1 = 1267.26 N/m$$

$$q_v = 1047.32 \times 0.38 \times 2 = 795.96 N/m$$

$$q_v = 1047.32 \times 0.92 \times 1 = 963.53 N/m$$

Nos primeiros 6,3 m a partir das fachas de empena está aplicada uma carga distribuída de:

$$q_{v,1} = 1267.26 + 795.96 = 2063.22 N/m$$

Na restante madre está aplicada uma carga distribuída de:

$$q_{v,1} = 963.53 + 795.96 = 1759.49 N/m$$



Figura 5.4 - Esquema da carga aplicada na segunda madre da cobertura a barlavento – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.4 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	6,570
2	2		0,000	17,030
3	3		0,000	13,343
4	4		0,000	14,285
5	5		0,000	13,971
6	6		0,000	14,285
7	7		0,000	13,343
8	8		0,000	17,030
9	9		0,000	6,570

Verifica-se que a maior carga pontual ocorre no segundo pórtico. Assim:

$$F_{vvt,2^a} = 17030 \text{ N}$$

Nas restantes madres da cobertura a sotavento só estamos perante um coeficiente de pressão:

$$q_v = 1047.32 \times 0.38 \times 3 = 1193.94 \text{ N/m}$$



Figura 5.5 - Esquema da carga aplicada nas restantes madres intermédias da cobertura a barlavento – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.5 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	3,766
2	2		0,000	10,832
3	3		0,000	9,207
4	4		0,000	9,650
5	5		0,000	9,502
6	6		0,000	9,650
7	7		0,000	9,207
8	8		0,000	10,832
9	9		0,000	3,766

Novamente a carga aplicada no segundo pórtico pelas madres intermédias:

$$F_{vvt,i} = 10832 \text{ N}$$

A força transmitida ao pórtico pela madre do topo da cobertura é só metade pois a área de influência é só metade:

$$F_{vvt,e} = \frac{10832}{2} = 5416 \text{ N}$$

### Cobertura a sotavento

A cobertura a sotavento apresenta apenas duas zonas com diferentes coeficientes de pressão, no entanto é necessário analisar algumas madres em particular devido às diferentes áreas em que esses coeficientes são aplicados.

A maior parte das madres encontra-se sob a zona I, logo:

$$q_v = 1047.32 \times 0.39 \times 3 = 1225.36 \text{ N/m}$$



Figura 5.6 - Esquema da carga aplicada na maioria das madres intermédias da cobertura a sotavento – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.6 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	3,866
2	2		0,000	11,117
3	3		0,000	9,449
4	4		0,000	9,904
5	5		0,000	9,752
6	6		0,000	9,904
7	7		0,000	9,449
8	8		0,000	11,117
9	9		0,000	3,866

Assim, para as madres que estão na zona intermédia da cobertura:

$$F_{vvt,i} = 11117 \text{ N}$$

A força transmitida ao pórtico pela madre junto da fachada é só metade pois a área de influência é só metade:

$$F_{vvt,e} = \frac{11117}{2} = 5558.5 \text{ N}$$

É necessário agora verificar as duas madres mais próximas do topo da cobertura, que se encontram sobre influência da zona J:

Para a madre do topo:

$$q_v = 1047.32 \times 0.43 \times 1.5 = 675.52 \text{ N/m}$$



Figura 5.7 - Esquema da carga aplicada na madre junto ao topo da cobertura a sotavento – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.7 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	2,131
2	2		0,000	6,128
3	3		0,000	5,209
4	4		0,000	5,460
5	5		0,000	5,376
6	6		0,000	5,460
7	7		0,000	5,209
8	8		0,000	6,128
9	9		0,000	2,131



Assim, para a madre junto do topo da cobertura a força transmitida ao pórtico é

$$F_{vvt,mt} = 6128 \text{ N}$$

Para a 2ª madre a partir do topo, influenciada parte pela zona I e parte pela zona J:

$$q_v = 1047.32 \times 0.43 \times 1 = 450.35 \text{ N/m}$$

$$q_v = 1047.32 \times 0.39 \times 2 = 816.91 \text{ N/m}$$

$$q_{total} = 450.35 + 816.91 = 1267.26 \text{ N/m}$$



Figura 5.8 - Esquema da carga aplicada na segunda madre a partir do topo da cobertura a sotavento – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.8 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	3,998
2	2		0,000	11,497
3	3		0,000	9,772
4	4		0,000	10,243
5	5		0,000	10,086
6	6		0,000	10,243
7	7		0,000	9,772
8	8		0,000	11,497
9	9		0,000	3,998

Assim, para a 2ª madre a partir do topo da cobertura a força transmitida ao pórtico é:

$$F_{vvt,2mt} = 11497 \text{ N}$$

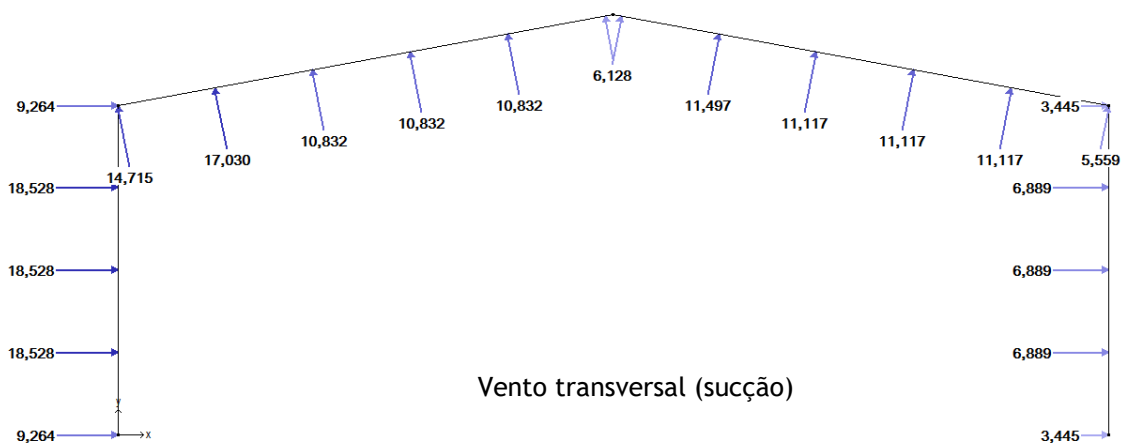


Figura 5.9 - Esquema das forças aplicadas no pórtico para vento transversal com sucção na cobertura

### 5.1.2.2. Pressão e sucção

Temos novamente 5 zonas na cobertura mas somente 2 coeficientes de pressão (Figura 2.13 auxilia na interpretação desta secção). Desta forma a cobertura distingue-se somente entre barlavento e sotavento, sendo que na primeira temos pressão e na segunda sucção. Os valores dos coeficientes nos cálculos a seguir são apresentados em módulo sendo depois o sentido das forças apresentado corretamente na figura 5.12.

#### Cobertura a barlavento

Como já referido, toda a vertente está sob o mesmo coeficiente de pressão sendo este igual a +0.17. Assim:

$$q_v = 1047.32 \times 0.17 \times 3 = 534.13 \text{ N/m}$$



Figura 5.10 - Esquema da carga aplicada nas madres intermédias da cobertura a barlavento – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.9 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	1,685
2	2		0,000	4,846
3	3		0,000	4,119
4	4		0,000	4,317
5	5		0,000	4,251
6	6		0,000	4,317
7	7		0,000	4,119
8	8		0,000	4,846
9	9		0,000	1,685

Assim, para as madres que estão na zona intermédia da cobertura a barlavento:

$$F_{vvt,i} = 4846 \text{ N}$$

A força transmitida ao pórtico pelas madres das extremidades é só metade pois a área de influência é só metade:

$$F_{vvt,e} = \frac{4846}{2} = 2423 \text{ N}$$

## Cobertura a sotavento

Como já referido, toda a vertente está sob o mesmo coeficiente de pressão sendo este igual a  $-0.22$ . Assim:

$$q_v = 1047.32 \times 0.22 \times 3 = 691.23 \text{ N/m}$$



Figura 5.11 - Esquema da carga aplicada nas madres intermédias da cobertura a sotavento – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.10 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	2,180
2	2		0,000	6,270
3	3		0,000	5,329
4	4		0,000	5,586
5	5		0,000	5,500
6	6		0,000	5,586
7	7		0,000	5,329
8	8		0,000	6,270
9	9		0,000	2,180

Assim para as madres que estão na zona intermédia da cobertura a sotavento:

$$F_{vvt,i} = 6270 \text{ N}$$

A força transmitida ao pórtico pelas madres das extremidades é só metade pois a área de influência é só metade:

$$F_{vvt,e} = \frac{6270}{2} = 3135 \text{ N}$$

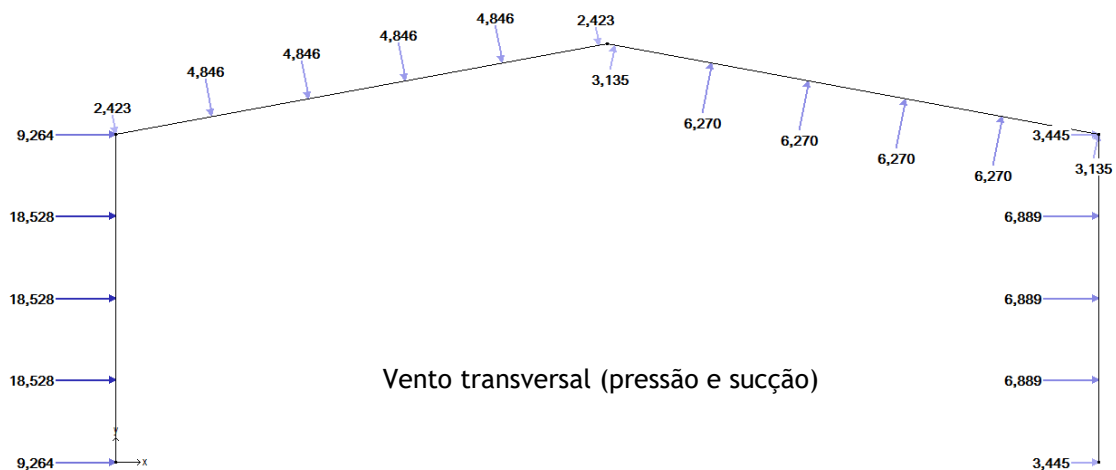


Figura 5.12 - Esquema das forças aplicadas no pórtico para vento transversal com pressão e sucção na cobertura

## 5.2. Vento longitudinal

No caso do vento longitudinal as duas fachadas laterais estão sujeitas às mesmas cargas, bem como as duas vertentes na cobertura. (Figura 2.15 auxilia na interpretação desta secção).

### 5.2.1. Fachadas laterais

Distância entre madres: 2.5 m

Distância entre pórticos: 8 m

Dado que os coeficientes de pressão variam ao longo do comprimento do pavilhão, o carregamento não é uma carga distribuída uniforme, como no caso do vento transversal. Será então um conjunto de 3 cargas uniformemente distribuídas, que para uma madre intermédia da fachada lateral, têm os seguintes valores:

$$q_v = 1047.32 \times 2.5 \times 0.97 = 2539.75 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 0 e os 5.04 m})$$

$$q_v = 1047.32 \times 2.5 \times 0.57 = 1492.43 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 5.04 e os 25.2 m})$$

$$q_v = 1047.32 \times 2.5 \times 0.27 = 706.94 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 25.2 e os 64 m})$$



Figura 5.13 - Esquema da carga aplicada nas madres intermédias das fachadas laterais – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.11 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	7,982
2	2		0,000	15,918
3	3		0,000	11,307
4	4		0,000	9,998
5	5		0,000	5,214
6	6		0,000	5,825
7	7		0,000	5,422
8	8		0,000	6,421
9	9		0,000	2,229

Assim, para as madres que estão na zona intermédia das fachadas laterais:

$$F_{pv,i} = 15918 \text{ N}$$

A força transmitida ao pórtico pelas madres das extremidades é só metade:

$$F_{pvl,e} = \frac{15918}{2} = 7959N$$

### 5.2.2. Cobertura

Distância entre madres: 3 m

Distância entre pórticos: 8 m

Da mesma forma que se fez para as fachadas laterais fez-se para a cobertura. Nesta situação temos 4 coeficientes de pressão diferentes, como é possível verificar na figura 2.15.

A primeira e a segunda madre são influenciadas pelos mesmos 3 coeficientes, no entanto a área de influência na primeira é só metade da área de influência da segunda.

Assim, para a segunda madre (a contar a partir da fachada lateral):

$$q_v = 1047.32 \times 3 \times 1.21 = 3801.77 N/m \quad (\text{entre os 0 e os 2.54 m})$$

$$q_v = 1047.32 \times 3 \times 0.42 = 1319.62 N/m \quad (\text{entre os 2.54 e os 10.6 m})$$

$$q_v = 1047.32 \times 3 \times 0.32 = 1005.430 N/m \quad (\text{entre os 10.6 e os 64 m})$$



Figura 5.14 - Esquema da carga aplicada na segunda madre (a partir das fachadas laterais) das duas vertentes da cobertura – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.12 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	9,268
2	2		0,000	13,083
3	3		0,000	7,215
4	4		0,000	8,268
5	5		0,000	7,960
6	6		0,000	8,133
7	7		0,000	7,747
8	8		0,000	9,118
9	9		0,000	3,170

Assim, para a segunda madre a contar a partir das fachadas:

$$F_{vvl,2^a\text{madre}} = 13083 N$$

Tal como referido, a primeira madre encontra-se na extremidade logo a área de influência é só metade:

$$F_{vvl,1^a\text{madre}} = \frac{13083}{2} = 6541.5 N$$

Para o cálculo da força transmitida aos pilares pelas outras madres necessitamos do coeficiente de pressão da zona G e da carga que este provoca.

$$q_v = 1047.32 \times 3 \times 1.07 = 3361.9 \text{ N/m}$$

A terceira madre é a única que é influenciada pelos quatro coeficientes, pelo que serão analisadas primeiro as forças das restantes madres devido á maior simplicidade.

Assim, para as restantes madres intermédias:



Figura 5.15 - Esquema da carga aplicada nas restantes madres intermédias das duas vertentes da cobertura – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.13 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	8,374
2	2		0,000	12,803
3	3		0,000	7,287
4	4		0,000	8,249
5	5		0,000	7,965
6	6		0,000	8,132
7	7		0,000	7,747
8	8		0,000	9,118
9	9		0,000	3,170

Mais uma vez a força maior ocorre para o segundo pórtico, logo:

$$F_{vvl,i} = 12803 \text{ N}$$

Sendo que as madres do topo de cobertura transmitem ao pórtico apenas metade desta força.

$$F_{vvl,topo} = \frac{12803}{2} = 6401.5 \text{ N}$$

Por fim, falta apenas que verificar a terceira madre.

$$q_v = 1047.32 \times (1.21 \times 1.8 + 1.07 \times 1.2) = 3625.82 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 0 e os 2.54 m})$$

$$q_v = 1047.32 \times 3 \times 0.42 = 1319.62 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 2.54 e os 10.6 m})$$

$$q_v = 1047.32 \times 3 \times 0.32 = 1005.430 \text{ N/m} \quad (\text{entre os 10.6 e os 64 m})$$



Figura 5.16 - Esquema da carga aplicada para a terceira madre das duas vertentes da cobertura – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.14 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	8,910
2	2		0,000	12,971
3	3		0,000	7,244
4	4		0,000	8,261
5	5		0,000	7,962
6	6		0,000	8,133
7	7		0,000	7,747
8	8		0,000	9,118
9	9		0,000	3,170

A força transmitida ao pórtico é então:

$$F_{vvl,3^{a}madre} = 12971 N$$

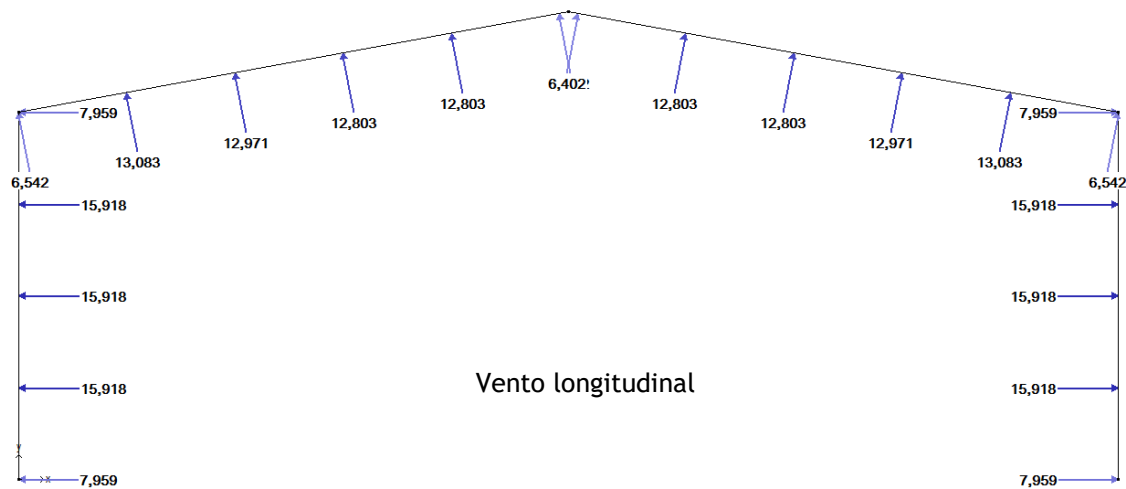


Figura 5.17 - Esquema das forças aplicadas no pórtico para vento longitudinal

## 5.3. Peso das madres e dos painéis

### 5.3.1. Fachadas laterais

Peso das madres:  $9.57 \text{ Kg/m}$

$$q_m = 9.57 \times 9.81 = 93.88 \text{ N/m}$$

Peso dos painéis:  $11.00 \text{ Kg/m}^2$

As madres intermédias suportam mais peso dos painéis que as das extremidades devido à diferente área de influência:

$$q_{p,i} = 11.00 \times 9.81 \times 2.5 = 269.78 \text{ N/m}$$

$$q_{p,e} = 11.00 \times 9.81 \times 1.25 = 134.89 \text{ N/m}$$

Assim:

$$q_{total,i} = 93.88 + 269.78 = 362.66 \text{ N/m}$$

$$q_{total,e} = 93.88 + 134.89 = 228.77 \text{ N/m}$$



Figura 5.18 - Esquema da carga aplicada para as madres intermédias das fachadas laterais – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.15 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	1,144
2	2		0,000	3,290
3	3		0,000	2,797
4	4		0,000	2,931
5	5		0,000	2,886
6	6		0,000	2,931
7	7		0,000	2,797
8	8		0,000	3,290
9	9		0,000	1,144





Figura 5.19 - Esquema da carga aplicada para as madres nas extremidades das fachadas laterais – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.16 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	0,722
2	2		0,000	2,075
3	3		0,000	1,764
4	4		0,000	1,849
5	5		0,000	1,821
6	6		0,000	1,849
7	7		0,000	1,764
8	8		0,000	2,075
9	9		0,000	0,722

Novamente a carga máxima aplicada nos pilares ocorre para o segundo pórtico:

$$F_{p,i} = 3290 \text{ N}$$

$$F_{p,e} = 2075 \text{ N}$$

### 5.3.2. Cobertura

Peso da madre: 11.40 Kg/m

$$q_m = 11.40 \times 9.81 = 111.83 \text{ N/m}$$

Peso dos painéis: 10.33 Kg/m<sup>2</sup>

As madres intermédias suportam mais peso dos painéis que as das extremidades devido à diferente área de influência:

$$q_{p,i} = 10.33 \times 9.81 \times 3 = 304.01 \text{ N/m}$$

$$q_{p,e} = 10.33 \times 9.81 \times 1.5 = 152.01 \text{ N/m}$$

Assim:

$$q_{total,i} = 111.83 + 304.01 = 415.84 \text{ N/m}$$

$$q_{total,e} = 111.83 + 152.01 = 263.84 \text{ N/m}$$



Figura 5.20 - Esquema da carga aplicada para as madres intermédias da cobertura – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.17 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	1,312
2	2		0,000	3,773
3	3		0,000	3,207
4	4		0,000	3,361
5	5		0,000	3,310
6	6		0,000	3,361
7	7		0,000	3,207
8	8		0,000	3,773
9	9		0,000	1,312



Figura 5.21 - Esquema da carga aplicada para as madres nas extremidades das vigas na cobertura – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.18 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	0,832
2	2		0,000	2,394
3	3		0,000	2,035
4	4		0,000	2,132
5	5		0,000	2,100
6	6		0,000	2,132
7	7		0,000	2,035
8	8		0,000	2,394
9	9		0,000	0,832

Mais uma vez, as cargas máximas são verificadas para o segundo pórtico. Assim:

$$F_{v,i} = 3773 \text{ N}$$

$$F_{v,e} = 2394 \text{ N}$$

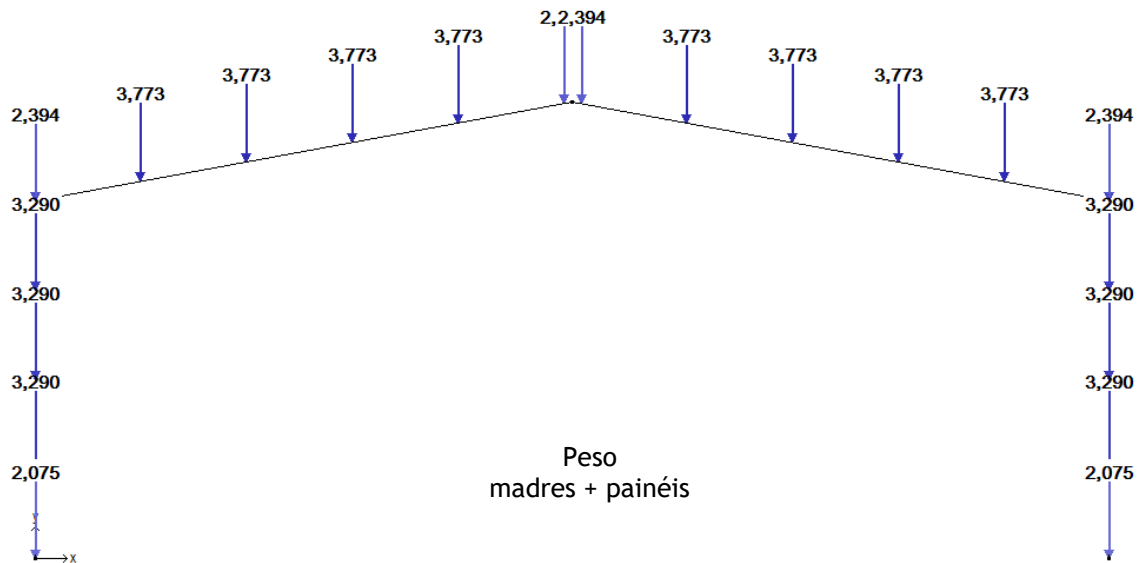


Figura 5.22 - Esquema das forças aplicadas no pórtico devido ao peso das madres e dos painéis

## 5.4. Neve

As cargas devido ao peso da neve são simples de obter dado que é uma carga uniforme que está aplicada na vertical sobre toda a cobertura.

Tinha já sido calculado:

$$S = 0.4507 \text{ KN/m}^2$$

Dado o afastamento entre madres de 3 m:

$$q_n = 450.7 \times 3 = 1352.1 \text{ N/m}$$



Figura 5.23 - Esquema da carga aplicada para as madres intermédias na cobertura devido à ação da neve – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.19 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	4,265
2	2		0,000	12,266
3	3		0,000	10,426
4	4		0,000	10,928
5	5		0,000	10,760
6	6		0,000	10,928
7	7		0,000	10,426
8	8		0,000	12,266
9	9		0,000	4,265

Por fim, a carga máxima transmitida às vigas pelas madres intermédias ocorre no segundo pórtico:

$$F_{v,i} = 12266 \text{ N}$$

Sendo metade nas extremidades das vigas:

$$F_{v,e} = \frac{12266}{2} = 6133 \text{ N}$$

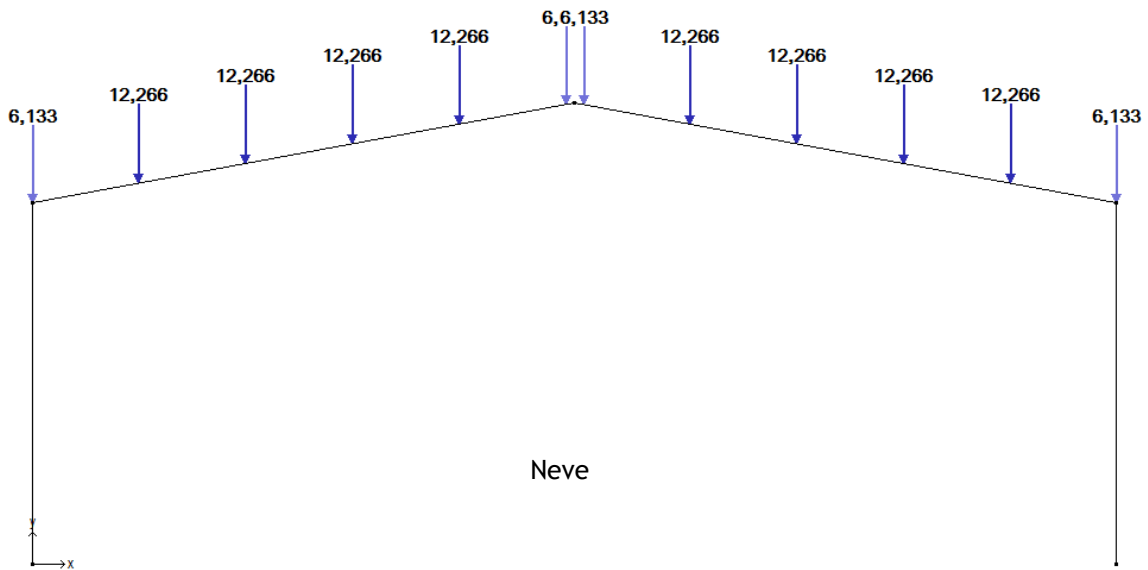


Figura 5.24 - Esquema das forças aplicadas no pórtico devido à neve

## 5.5. Sobrecarga

O valor da sobrecarga a considerar para uma cobertura deste tipo é de:

$$q_k = 0.4 \text{ KN/m}^2$$

Dado o afastamento entre madres de 3 m:

$$q_{sc} = 400 \times 3 = 1200 \text{ N/m}$$



Figura 5.25 - Esquema da carga aplicada para as madres intermédias na cobertura devido à ação da sobrecarga – Sem coeficiente de segurança

Tabela 5.20 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	3,786
2	2		0,000	10,887
3	3		0,000	9,254
4	4		0,000	9,699
5	5		0,000	9,551
6	6		0,000	9,699
7	7		0,000	9,254
8	8		0,000	10,887
9	9		0,000	3,786

Por fim, para as madres intermédias, a carga máxima transmitida às vigas ocorre para o segundo pórtico:

$$F_{v,i} = 10887 \text{ N}$$

Sendo metade nas extremidades das vigas

$$F_{v,e} = \frac{10887}{2} = 5443.5 \text{ N}$$

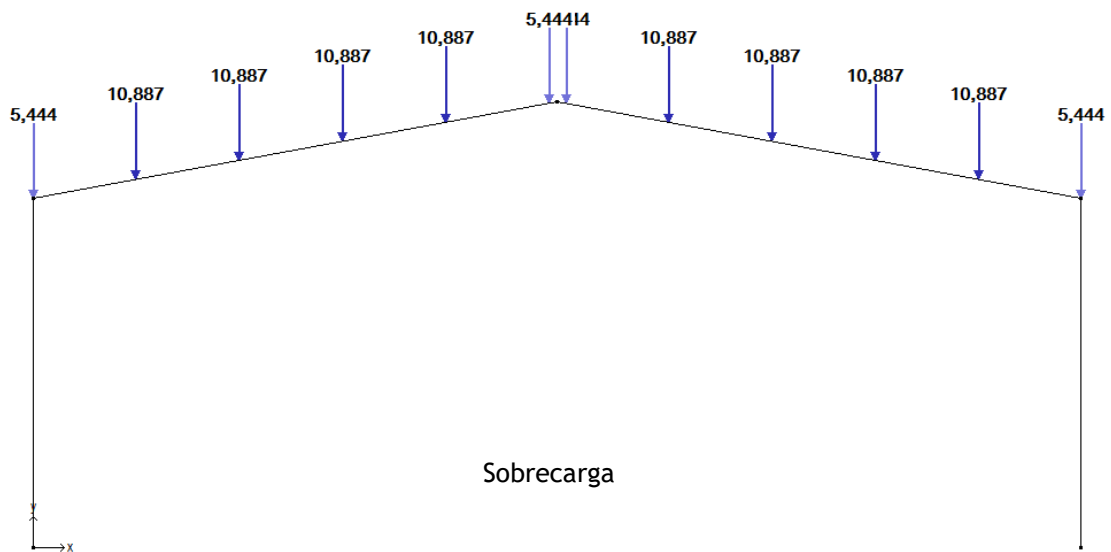


Figura 5.26 - Esquema das forças aplicadas devido à sobrecarga



## 6. Combinação de ações

Depois de obtidas separadamente as cargas que atuam sobre o pórtico é necessário combinar essas ações. Foram considerados os vários casos de combinações possíveis sendo depois analisados com o *software Multiframe4D*. Essas combinações podem ser consultadas na tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Combinações de ações

Combinação	Ação de base	Coef $\gamma_{Q,1}$	Ações permanentes	Coef $\gamma_{Gj}$	Ações variáveis	Coef $\gamma_{Q,i}$	Coef $\psi_{0,i}$
Comb1	Vento transversal (sucção)	1.5	Madres+painéis	1.00	-		
			Peso próprio	1.00			
Comb2	Vento longitudinal		Madres+painéis	1.00	-		
			Peso próprio	1.00			
Comb3	Neve		Madres+painéis	1.35	-		
			Peso próprio	1.35			
Comb4	Sobrecarga		Madres+painéis	1.35	-		
			Peso próprio	1.35			
Comb5	Vento transversal (pressão)		Madres+painéis	1.35	-		
			Peso próprio	1.35			

Combinação	Ação de base	Coef $\gamma_{Q,1}$	Ações permanentes	Coef $\gamma_{Gj}$	Ações variáveis	Coef $\gamma_{Q,i}$	Coef $\psi_{0,i}$
Comb6	Vento transversal (pressão)	1.5	Madres+painéis	1.35	Neve	1.5	0.5
			Peso próprio	1.35			
Comb7	Neve		Madres+painéis	1.35	Vento (pressão)	1.5	0.6
			Peso próprio	1.35			
Comb8	Sobrecarga		Madres+painéis	1.35	Vento (pressão)	1.5	0.6
			Peso próprio	1.35			
Comb9	Sobrecarga		Madres+painéis	1.35	Neve	1.5	0.5
			Peso próprio	1.35			
Comb10	Sobrecarga		Madres+painéis	1.35	Vento (Pressão)	1.5	0.6
			Peso próprio	1.35	Neve	1.5	0.5

Após análise das várias combinações verificou-se que a situação mais grave, tanto para os pilares como para as vigas, era a combinação 10. Os diagramas de esforços apresentados a seguir são os resultantes desta combinação. Com base nestes diagramas foi dimensionada a estrutura resistente principal.

## 6.1. Diagramas de esforços

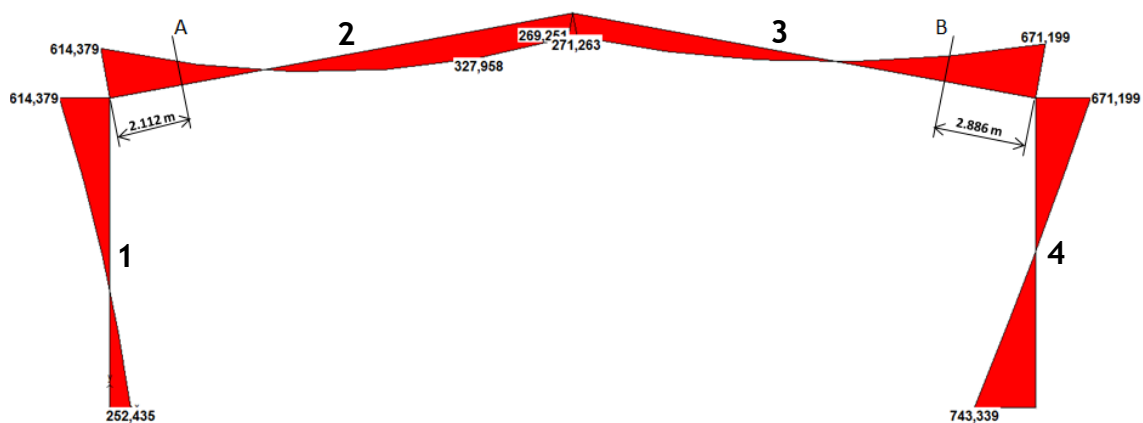


Figura 6.1 - Diagrama de momentos fletores da combinação 10



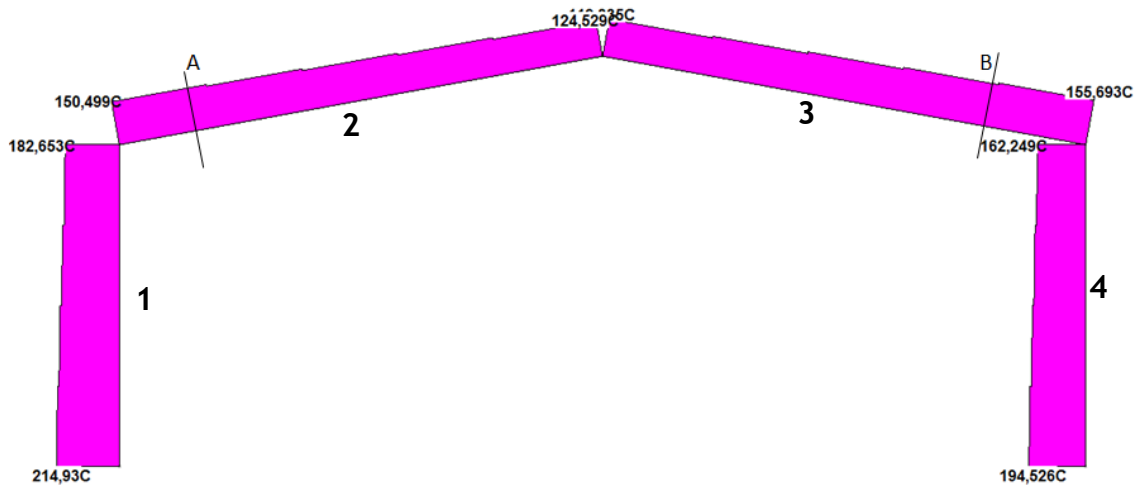


Figura 6.2 - Diagrama de esforços normais da combinação 10

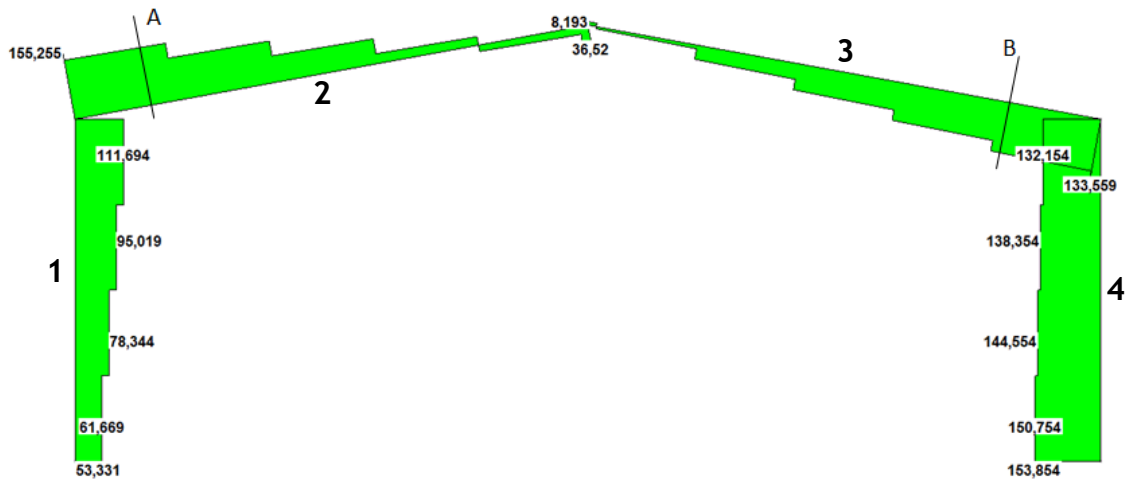


Figura 6.3 - Diagrama de esforços de corte da combinação 10

Tabela 6.2 – Valores dos esforços nas secções A e B das duas vigas

	Secção A	Secção B
Momento fletor (N.m)	327958	327958
Esforço normal (N)	147157	152183
Esforço de corte (N)	134845	117237



## 7. Dimensionamento da estrutura principal

Neste capítulo serão apresentados os cálculos que levaram à definição dos perfis metálicos a ser utilizados nos pórticos. Com base no Eurocódigo 3 [5], são apresentados os vários cálculos de verificação, primeiro para as vigas e em seguida para os pilares.

Nos diagramas de esforços apresentados no capítulo 6, para além dos valores apresentados para as extremidades de cada perfil, são apresentados os esforços para a secção A da viga 2 e para a secção B da viga 3. Isto porque, ao contrário do que acontece nos pilares, que serão dimensionados tendo em conta os valores dos esforços na secção onde se verifica o maior momento fletor, as vigas são dimensionadas tendo em conta um momento fletor máximo relativo, dado que na maior parte do comprimento das vigas os esforços encontram-se abaixo deste máximo relativo.

Para as extremidades das vigas onde os valores dos momentos fletores aumentam consideravelmente, será dimensionada uma cartela de reforço de forma a que a resistência nessas secções seja assegurada.

As verificações da classe da secção transversal do perfil e da resistência ao esforço de corte são também feitas para as secções A e B. Estas verificações são feitas tendo por base o esforço normal e o esforço de corte, respetivamente. Fazendo a verificação para a secção com o maior valor para o esforço em cada caso, a outra secção fica automaticamente verificada.

Quanto à escolha da classe do aço dos perfis, optou-se pelo S355. Essa escolha foi feita tendo por base as respostas obtidas de algumas empresas que comercializam perfis metálicos. Em particular a empresa Antero & Ca. que apresentou um preço base de um perfil IPE em S275 de 738€/ton e em S355 de 781€/ton. Dada esta diferença de 43€/ton verificou-se que era vantajoso o uso de perfis em S355, uma vez que seria permitido utilizar perfis menos robustos.

Dado também os elevados valores dos esforços, esta escolha torna-se necessária.

## 7.1. Dimensionamento das vigas (IPE 500)

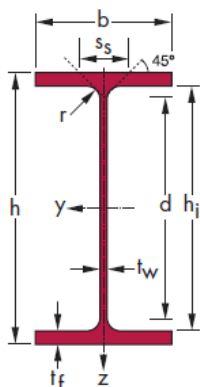


Figura 7.1 – Representação da secção de um perfil IPE e suas dimensões geométricas

Tabela 7.1 – Valores das dimensões geométricas do perfil IPE 500

	$G$ $Kg/m$	$h$ $mm$	$b$ $mm$	$t_w$ $mm$	$t_f$ $mm$	$r$ $mm$	$A$ $mm^2$	$h_i$ $mm$	$d$ $mm$
							$\times 10^2$		
<b>IPE 500</b>	90.7	500	200	10.2	16	21	116	468	426

Tabela 7.2 – Valores dos momentos de inércia e módulos de flexão do perfil IPE 500

	$I_y$ $mm^4$	$W_{el.y}$ $mm^3$	$W_{pl.y}$ $mm^3$	$I_z$ $mm^4$	$W_{el.z}$ $mm^3$	$W_{pl.z}$ $mm^3$	$I_t$ $mm^4$	$I_w$ $mm^6$
	$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^4$	$\times 10^9$
<b>IPE 500</b>	48200	1928	2194	2142	214.2	335.9	89.29	1249

### 7.1.1. Verificação da classe da secção

Dado que temos uma combinação de esforços que provoca compressão e flexão, deve ser verificada a classe da secção para que posteriormente sejam adotados os devidos valores de cálculo. A secção 5.5 do Eurocódigo 3 [5] divide as secções transversais em 4 classes (1, 2, 3 e 4) com o objetivo de identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local.

Para tal, verifica-se independentemente a classe a que pertence a alma e o banzo do perfil, sendo no final adotada a classe mais alta verificada (menos favorável).

### 7.1.1.1. Alma

$$c = d = 426 \text{ mm}$$

$$t = t_w = 10.2 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\alpha \times c = 0.5 \times c + \frac{0.5N_{ed}}{t \times f_y}$$

$$\alpha \times 426 \times 10^{-3} = 0.5 \times 426 \times 10^{-3} + \frac{0.5 \times 152183}{10.2 \times 10^{-3} \times 355 \times 10^6}$$

$$\alpha = 0.55$$

Como  $\alpha \geq 0.5$  tem que se verificar a condição:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$$

$$\frac{426}{10.2} \leq \frac{396 \times 0.81}{13 \times 0.55 - 1} \Leftrightarrow 41.76 \leq 52.16$$

Dado que se verifica a condição, a alma do perfil é de classe 1.

### 7.1.1.2. Banzos

$$c = \frac{200}{2} - \frac{10.2}{2} - 21 = 73.9 \text{ mm}$$

$$t = t_f = 16 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\alpha \times c = 0.5 \times c + \frac{0.5N_{Ed}}{t \times f_y}$$

$$\alpha \times 73.9 \times 10^{-3} = 0.5 \times 73.9 \times 10^{-3} + \frac{0.5 \times 152183}{16 \times 10^{-3} \times 355 \times 10^6}$$

$$\alpha = 0.68$$

Para componentes solicitados à flexão e compressão:

Extremidade comprimida:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{73.9}{16} \leq \frac{9 \times 0.81}{0.68} \Leftrightarrow 4.62 \leq 10.72$$

Extremidade tracionada:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$$

$$\frac{73.9}{16} \leq \frac{9 \times 0.81}{0.68 \times \sqrt{0.68}} \Leftrightarrow 4.62 \leq 13.00$$

Dado que verifica as duas condições em simultâneo, os banzos são também de classe 1. Assim, o perfil IPE 500 é de classe 1.

### 7.1.2. Verificação do esforço de corte

Segundo o Eurocódigo 3 [5] deve ser verificada a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

No caso de  $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 0.5$  a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de  $V_{Ed}$  [10].

Da tabela 6.2 retira-se o valor do esforço de corte a ser verificado:

$$V_{Ed} = 134845 \text{ N}$$

A norma [5] indica que para se verificar o esforço transversal resistente elástico,  $V_{c,Rd}$ , pode ser utilizado o seguinte critério:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1.0$$

Onde,

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I \times t}$$

e

$$S = \sum A_i \times \bar{y}_i$$

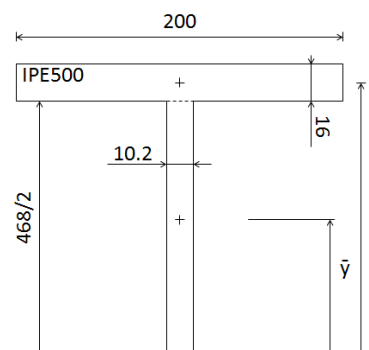


Figura 7.2 – Imagem esquemática para auxílio no cálculo do momento estático S

Assim sendo:

$$S = (200 \times 16) \times 10^{-6} \times \left( \frac{500}{2} - \frac{16}{2} \right) \times 10^{-3} + \left( \frac{468}{2} \times 10.2 \right) \times 10^{-6} \times \frac{468}{4} \times 10^{-3}$$

$$S = 1.13 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\tau_{Ed} = \frac{134845 \times 1.13 \times 10^{-3}}{48200 \times 10^{-8} \times 10.2 \times 10^{-3}} = 3.10 \times 10^7 \text{ Pa}$$

E por fim:

$$\frac{3.10 \times 10^7}{355 \times 10^6 / (\sqrt{3} \times 1.00)} = 0.15$$

Assim sendo, a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de  $V_{Ed}$ .

### 7.1.3. Verificação ao Estado Limite Último (Viga 3 - Secção B)

Como já referido, nas vigas estamos perante uma combinação de flexão com compressão. De acordo com a secção 6.3.3 do Eurocódigo 3 [5] é necessário satisfazer as duas condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Dado que não existe momento fletor segundo z-z e a secção do perfil é de classe 1, as duas expressões simplificam:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

**Valores de cálculo:**

$$N_{Ed} = 152183 \text{ N}$$

$$N_{Rk} = f_y A = 355 \times 10^6 \times 116 \times 10^{-4} = 4118000 \text{ N}$$

$$M_{y,Ed} = 327958 \text{ N.m}$$

$$M_{y,Rk} = f_y W_{pl,y} = 355 \times 10^6 \times 2194 \times 10^{-6} = 778870 \text{ N.m}$$

É agora necessário calcular os coeficientes  $\chi_y$ ,  $\chi_z$ ,  $\chi_{LT}$ ,  $k_{yy}$  e  $k_{zy}$ . Para tal devem ser definidos os comprimentos de encurvadura  $l_{ey}$ ,  $l_{ez}$  e  $l_{LT}$ :

$$l_{ey} = 15.25 \text{ m}$$

$$l_{ez} = 3 \text{ m}$$

$$l_{LT} = 3 \text{ m}$$

Tabela 7.3 – Procedimento de cálculo para obtenção de  $\chi_y$

<b>Cálculo de <math>\chi_y</math></b>
$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_{ey}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 48200 \times 10^{-8}}{15.25^2} = 4295625 \text{ N}$
$\alpha = 0.21$
$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{116 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^6}{4295625}} = 0.98$
$\Phi_y = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.98 - 0.2) + 0.98^2] = 1.06$
$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1.06 + \sqrt{1.06^2 - 0.98^2}} = 0.68$

Tabela 7.4 – Procedimento de cálculo para obtenção de  $\chi_z$

<b>Cálculo de <math>\chi_z</math></b>
$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_{ez}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 2142 \times 10^{-8}}{3^2} = 4932828 \text{ N}$
$\alpha = 0.34$
$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_z}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{116 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^6}{4932828}} = 0.91$
$\Phi_z = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.34(0.91 - 0.2) + 0.91^2] = 1.03$
$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1.03 + \sqrt{1.03^2 - 0.91^2}} = 0.66$



Tabela 7.5 – Procedimento de cálculo para obtenção de  $\chi_{LT}$ 

<b>Cálculo de <math>\chi_{LT}</math></b>
$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\frac{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 I_w + 0.039 l_{LT}^2 I_t}{I_z}}$ $C_1 = \frac{1.132 + 1.285}{2} = 1.209$ $k = k_w = 1$ $M_{cr} = 1.209 \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 2142 \times 10^{-8}}{3^2} \sqrt{\frac{1249 \times 10^{-9} + 0.039 \times 3^2 \times 89.29 \times 10^{-8}}{2142 \times 10^{-8}}}$ $M_{cr} = 1610682 \text{ N.m}$
$\alpha_{LT} = 0.34$
$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^6}{1610682}} = 0.70$
$\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(0.70 - 0.2) + 0.70^2] = 0.83$
$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.83 + \sqrt{0.83^2 - 0.70^2}} = 0.78$

Para o cálculo dos coeficientes  $k_{yy}$  e  $k_{zy}$  a norma apresenta dois métodos. No Anexo Nacional do Eurocódigo 3 [5] diz que pode ser usado qualquer um dos métodos. Para o efeito vamos utilizar o Método 2 (Anexo B\*) da norma).

O Quadro B.1 da norma indica:

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zy} = 0.6 \times k_{yy}$$

Verifica-se que todos os valores apresentados como variáveis já estão calculados, faltando apenas o coeficiente  $C_{my}$ .

Para o cálculo de  $C_{my}$  recorreremos ao Quadro B.3 da norma [5].

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	$C_{my}$ e $C_{mz}$ e $C_{mLT}$	
		Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi < 0$		$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Figura 7.3 – Quadro B.3 da norma – Coeficientes de momento uniforme equivalente  $C_m$ .

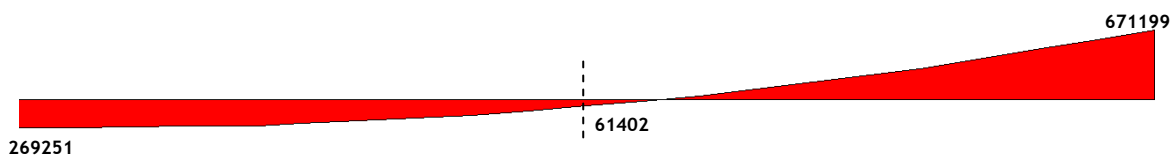


Figura 7.4 – Diagrama de momentos fletores da viga 3

$$M_h = 671199 \text{ N} \cdot \text{m}; M_s = -61402 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_s = \frac{-61402}{671199} = -0,09$$

$$\psi = \frac{-269251}{671199} = -0,40$$

Se a carga é uniforme:

$$C_{my} = 0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$$

$$C_{my} = 0,1(1 + 0,40) + 0,8 \times 0,09 = 0,21 \geq 0,4$$

Se a carga é concentrada:

$$C_{my} = 0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$$

$$C_{my} = 0,2 \times 0,40 + 0,8 \times 0,09 = 0,15 \geq 0,4$$

Dadas as equações anteriores,  $C_{my} = 0,4$

Assim,

$$k_{yy} = 0,4 \left( 1 + (0,98 - 0,2) \frac{152183}{0,68 \times 4118000/1} \right) \leq 0,4 \left( 1 + 0,8 \frac{152183}{0,68 \times 4118000/1} \right)$$

$$k_{yy} = 0,42 \leq 0,42$$

Fica então definido que:

$$k_{yy} = 0,42$$

e

$$k_{zy} = 0.6 \times k_{yy} = 0.6 \times 0.42 = 0.25$$

Por fim verificam-se as condições apresentadas no início da secção:

$$\frac{152183}{\frac{0.68 \times 4118000}{1.00}} + 0.42 \frac{327958}{0.78 \frac{778870}{1.00}} = 0.28 \leq 1$$

$$\frac{152183}{\frac{0.66 \times 4118000}{1.00}} + 0.25 \frac{327958}{0.78 \frac{778870}{1.00}} = 0.19 \leq 1$$

Dado que os quocientes  $\frac{k_{yy}}{\chi_{LT}}$  e  $\frac{k_{zy}}{\chi_{LT}}$  podem ser inferiores à unidade, o que se verifica, deve ser também verificada a equação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Não havendo momento fletor segundo o eixo z-z, a parcela relativa a esse eixo toma o valor zero e assim:

$$\frac{152183}{4118000} + \frac{327958}{778870} = 0.46 \leq 1$$

De forma conservadora pode ainda verificar-se a equação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + 1.5 \times \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{152183}{4118000} + 1.5 \times \frac{327958}{778870} = 0.67 \leq 1$$

#### 7.1.4. Verificação ao Estado Limite Último (Viga 2 - Secção A)

Apesar dos esforços na secção A serem inferiores aos já verificados para a secção B da viga 3, esta verificação foi feita para saber se a diferença na distribuição dos momentos fletores ao longo da viga alterava significativamente os valores dos coeficientes  $k_{yy}$  e  $k_{zy}$  e consequentemente os valores obtidos nas verificações finais.

As equações a verificar são as mesmas que no caso anterior:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

**Valores de cálculo:**

$$N_{Ed} = 147157 \text{ N}$$

$$N_{Rk} = f_y A = 355 \times 10^6 \times 116 \times 10^{-4} = 4118000 \text{ N}$$

$$M_{y,Ed} = 327958 \text{ N.m}$$

$$M_{y,Rk} = f_y W_{pl,y} = 355 \times 10^6 \times 2194 \times 10^{-6} = 778870 \text{ N.m}$$

Já foram obtidos os coeficientes  $\chi_y$ ,  $\chi_z$  e  $\chi_{LT}$ :

$$\chi_y = 0.68$$

$$\chi_z = 0.66$$

$$\chi_{LT} = 0.78$$

É necessário calcular agora os coeficientes  $k_{yy}$  e  $k_{zy}$  e verificar então se existe uma grande variação destes devido às diferenças dos diagramas de momentos fletores.

Mais uma vez:

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zy} = 0.6 \times k_{yy}$$

Para o cálculo de  $C_{my}$  recorremos ao Quadro B.3 da norma [5].


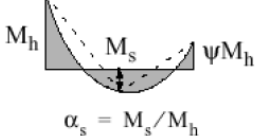
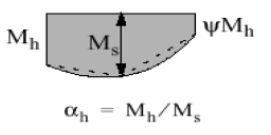
Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	$C_{my}$ e $C_{mz}$ e $C_{mLT}$	
		Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$

Figura 7.5 – Quadro B.3 da norma [5] – Coeficientes de momento uniforme equivalente  $C_m$ .

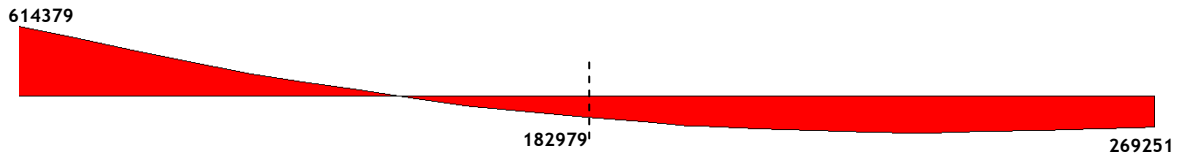


Figura 7.6 – Diagrama de momentos fletores da viga 2

$$M_h = 614379 \text{ N} \cdot \text{m}; M_s = -182979 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_s = \frac{-182979}{614379} = -0.30$$

$$\psi = \frac{-269251}{614379} = -0.44$$

Se a carga é uniforme:

$$C_{my} = 0.1(1 - \psi) - 0.8\alpha_s \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.1(1 + 0.44) + 0.8 \times 0.30 = 0.38 \geq 0.4$$

Se a carga é concentrada:

$$C_{my} = 0.2(-\psi) - 0.8\alpha_s \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.2 \times 0.44 + 0.8 \times 0.3 = 0.33 \geq 0.4$$

Dadas as equações anteriores,  $C_{my} = 0.4$

Assim,

$$k_{yy} = 0.4 \left( 1 + (0.98 - 0.2) \frac{147157}{0.68 \times 4118000/1} \right) \leq 0.4 \left( 1 + 0.8 \frac{147157}{0.68 \times 4118000/1} \right)$$

$$k_{yy} = 0.42 \leq 0.42$$

Fica definido assim que:

$$k_{yy} = 0.42$$

e

$$k_{zy} = 0.6 \times k_{yy} = 0.6 \times 0.42 = 0.25$$

Dado que não houve alteração dos coeficientes  $k_{yy}$  e  $k_{zy}$  não é necessário fazer a verificação final segundo o Eurocódigo 3, uma vez que o momento flector aplicado é o mesmo e o esforço normal de compressão é menor que o da situação já verificada.

## 7.2. Dimensionamento dos pilares (IPE 600)

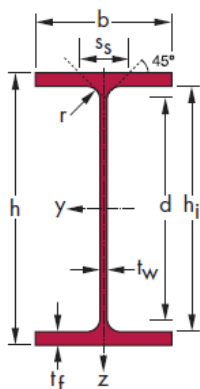


Figura 7.7 – Representação da secção de um perfil IPE e suas dimensões geométricas

Tabela 7.6 – Valores das dimensões geométricas do perfil IPE 600

	$G$ $Kg/m$	$h$ $mm$	$b$ $mm$	$t_w$ $mm$	$t_f$ $mm$	$r$ $mm$	$A$ $mm^2$	$h_i$ $mm$	$d$ $mm$
							$\times 10^2$		
IPE 600	122	600	220	12	19	24	156	562	514

Tabela 7.7 – Valores dos momentos de inércia e módulos de flexão do perfil IPE 600

	$I_y$ $mm^4$	$W_{el.y}$ $mm^3$	$W_{pl.y}$ $mm^3$	$I_z$ $mm^4$	$W_{el.z}$ $mm^3$	$W_{pl.z}$ $mm^3$	$I_t$ $mm^4$	$I_w$ $mm^6$
	$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^4$	$\times 10^9$
IPE 600	92080	3069	3512	3387	307.9	485.6	165.4	2846

### 7.2.1. Verificação da classe da secção

Esta verificação é feita do mesmo modo que se fez para as vigas.

### 7.2.1.1. Alma

$$c = d = 514 \text{ mm}$$

$$t = t_w = 12 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\alpha \times c = 0.5 \times c + \frac{0.5N_{ed}}{t \times f_y}$$

$$\alpha \times 514 \times 10^{-3} = 0.5 \times 514 \times 10^{-3} + \frac{0.5 \times 214930}{12 \times 10^{-3} \times 355 \times 10^6}$$

$$\alpha = 0.55$$

Como  $\alpha \geq 0.5$  tem que se verificar a condição:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$$

$$\frac{514}{12} \leq \frac{396 \times 0.81}{13 \times 0.55 - 1} \Leftrightarrow 42.83 \leq 52.16$$

Dado que se verifica a condição, a alma do perfil é de classe 1.

### 7.2.1.2. Banzos

$$c = \frac{220}{2} - \frac{12}{2} - 24 = 80 \text{ mm}$$

$$t = t_f = 19 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\alpha \times c = 0.5 \times c + \frac{0.5N_{Ed}}{t \times f_y}$$

$$\alpha \times 80 \times 10^{-3} = 0.5 \times 80 \times 10^{-3} + \frac{0.5 \times 214930}{19 \times 10^{-3} \times 355 \times 10^6}$$

$$\alpha = 0.70$$

Para componentes solicitados à flexão e compressão:

Extremidade comprimida:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{80}{19} \leq \frac{9 \times 0.81}{0.70} \Leftrightarrow 4.21 \leq 10.41$$

Extremidade tracionada:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$$

$$\frac{80}{19} \leq \frac{9 \times 0.81}{0.70 \times \sqrt{0.70}} \Leftrightarrow 4.21 \leq 12.45$$

Dado que verifica as duas condições em simultâneo, os banzos são também de classe 1. Assim, o perfil IPE 600 é de classe 1.

### 7.2.2. Verificação do esforço de corte

Segundo o Eurocódigo 3 [5] deve ser verificada a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

No caso de  $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 0.5$  a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de  $V_{Ed}$  [10].

Da figura 6.3 retira-se o valor do esforço de corte a ser verificado:

$$V_{Ed} = 153854 \text{ N}$$

Deve ser verificada a condição:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1.0$$

Onde,

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I \times t}$$

e

$$S = \sum A_i \times \bar{y}_i$$

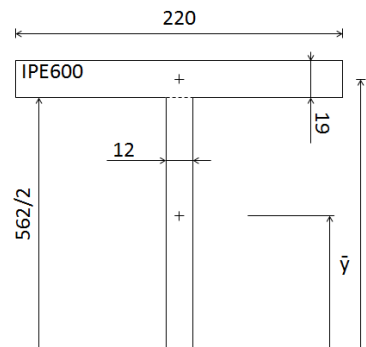


Figura 7.8 – Imagem esquemática para auxílio no cálculo do momento estático S

Assim sendo:

$$S = (220 \times 19) \times 10^{-6} \times \left( \frac{600}{2} - \frac{19}{2} \right) \times 10^{-3} + \left( \frac{562}{2} \times 12 \right) \times 10^{-6} \times \frac{562}{4} \times 10^{-3}$$

$$S = 1.688 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\tau_{Ed} = \frac{153854 \times 1.688 \times 10^{-3}}{92080 \times 10^{-8} \times 12 \times 10^{-3}} = 2.35 \times 10^7 \text{ Pa}$$

E por fim:

$$\frac{2.35 \times 10^7}{355 \times 10^6 / (\sqrt{3} \times 1.00)} = 0.11$$



Assim sendo, a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de  $V_{Ed}$ .

### 7.2.3. Verificação ao Estado Limite Último

Tal como acontece nas vigas, nos pilares estamos também perante uma combinação de flexão com compressão pelo que deve ser verificadas as duas condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Não existe também momento fletor segundo z-z e a secção do perfil é de classe 1, logo as duas expressões simplificam:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

**Valores de cálculo:**

$$N_{Ed} = 194526 \text{ N}$$

$$N_{Rk} = f_y A = 355 \times 10^6 \times 156 \times 10^{-4} = 5538000 \text{ N}$$

$$M_{y,Ed} = 743339 \text{ N.m}$$

$$M_{y,Rk} = f_y W_{pl,y} = 355 \times 10^6 \times 3512 \times 10^{-6} = 1246760 \text{ N.m}$$

É agora necessário calcular os coeficientes  $\chi_y$ ,  $\chi_z$ ,  $\chi_{LT}$ ,  $k_{yy}$  e  $k_{zy}$ . Para tal é necessário estabelecer os comprimentos de encurvadura  $l_{ey}$ ,  $l_{ez}$  e  $l_{LT}$ .

Para a determinação do comprimento de encurvadura  $l_{ey} = \beta \times L$  nos pilares do pórtico é usada a tabela K.1 (Ver anexo E) do livro Estruturas de Acero [7].

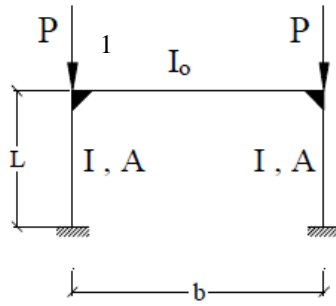


Figura 7.9 – Esquema simplificado para obter  $\beta$

Onde,

$$\beta = \sqrt{0.51(1 + m)} \times \sqrt{1 + 0.35(c + 6s) - 0.017(c + 6s)^2}$$

E os valores de  $m$ ,  $c$  e  $s$  são dados por:

$$m = \frac{P_1}{P} \leq 1.0 \Leftrightarrow m = \frac{162249}{182653} = 0.89 \leq 1.0$$

$$c = \frac{I \times b}{I_0 \times L} \leq 10.0 \Leftrightarrow c = \frac{92080 \times 10^{-8} \times 30}{48200 \times 10^{-8} \times 10} = 5.73 \leq 10.0$$

$$s = \frac{4 \times I}{b^2 \times A} \leq 0.2 \Leftrightarrow s = \frac{4 \times 92080 \times 10^{-8}}{30^2 \times 156 \times 10^{-4}} = 2.62 \times 10^{-4} \leq 0.2$$

E assim:

$$\beta = \sqrt{0.51(1 + 0.89)} \times \sqrt{1 + 0.35(5.73 + 6 \times 2.62 \times 10^{-4}) - 0.017(5.73 + 6 \times 2.62 \times 10^{-4})^2}$$

$$\beta = 1.54$$

Os valores dos comprimentos de encurvadura são então:

$$l_{ey} = \beta \times L = 1.54 \times 10 = 15.4 \text{ m}$$

$$l_{ez} = 2.5 \text{ m (distância entre madres)}$$

$$l_{LT} = 2.5 \text{ m}$$

Tabela 7.8 – Procedimento de cálculo para obtenção de  $\chi_y$ 

<b>Cálculo de <math>\chi_y</math></b>
$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_{ey}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 92080 \times 10^{-8}}{15.4^2} = 8047165 \text{ N}$
$\alpha = 0.21$
$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{156 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^6}{8047165}} = 0.83$
$\Phi_y = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.83 - 0.2) + 0.83^2] = 0.91$
$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.91 + \sqrt{0.91^2 - 0.83^2}} = 0.78$

Tabela 7.9 – Procedimento de cálculo para obtenção de  $\chi_z$ 

<b>Cálculo de <math>\chi_z</math></b>
$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_{ez}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 3387 \times 10^{-8}}{2.5^2} = 11231926 \text{ N}$
$\alpha = 0.34$
$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_z}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{156 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^6}{11231926}} = 0.70$
$\Phi_z = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.34(0.70 - 0.2) + 0.70^2] = 0.83$
$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.83 + \sqrt{0.83^2 - 0.70^2}} = 0.78$

Tabela 7.10 – Procedimento de cálculo para obtenção de  $\chi_{LT}$ 

<b>Cálculo de <math>\chi_{LT}</math></b>
$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\frac{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 I_w + 0.039 l_{LT}^2 I_t}{I_z}}$ $C_1 \approx 2.927$ $k = k_w = 1$ $M_{cr} = 2.927 \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 3387 \times 10^{-8}}{2.5^2} \sqrt{\frac{2846 \times 10^{-9} + 0.039 \times 2.5^2 \times 165.4 \times 10^{-8}}{3387 \times 10^{-8}}}$ $M_{cr} = 10182515 \text{ N.m}$
$\alpha_{LT} = 0.34$
$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3512 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^6}{10182515}} = 0.35$
$\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(0.35 - 0.2) + 0.35^2] = 0.59$
$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.59 + \sqrt{0.59^2 - 0.35^2}} = 0.94$

Para o cálculo dos coeficientes  $k_{yy}$  e  $k_{zy}$  utilizamos novamente o Método 2 (Anexo B\*) da norma)

O Quadro B.1 da norma indica:

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zy} = 0.6 \times k_{yy}$$

Para o cálculo de  $C_{my}$  recorremos ao Quadro B.3 da norma


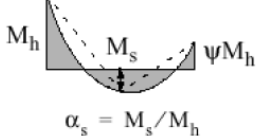
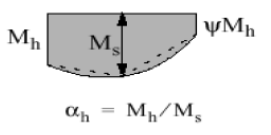
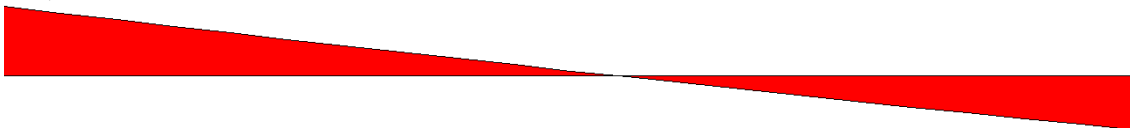
Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	$C_{my}$ e $C_{mz}$ e $C_{mLT}$		
		Carga uniforme	Carga concentrada	
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Figura 7.10 – Quadro B.3 da norma – Coeficientes de momento uniforme equivalente  $C_m$ .

743339



671199

Figura 7.11 – Diagrama de momentos fletores do pilar 4

$$\psi = \frac{-671199}{743339} = -0.90$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\psi \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 \times (-0.90) = 0.24 \geq 0.4$$

Dado a equação anterior,  $C_{my} = 0.4$

$$k_{yy} = 0.4 \left( 1 + (0.83 - 0.2) \frac{194526}{0.78 \times 5538000/1.00} \right) \leq 0.4 \left( 1 + 0.8 \frac{194526}{0.78 \times 5538000/1.00} \right)$$

$$k_{yy} = 0.41 \leq 0.41$$

Fica então definido:

$$k_{yy} = 0.41$$

e

$$k_{zy} = 0.6k_{yy} = 0.6 \times 0.41 = 0.25$$

Por fim verificam-se as condições apresentadas no início da secção:

$$\frac{194526}{\frac{0.78 \times 5538000}{1.00}} + 0.41 \frac{743339}{0.94 \frac{1246760}{1.00}} = 0.31 \leq 1$$

$$\frac{194526}{\frac{0.78 \times 5538000}{1.00}} + 0.25 \frac{743339}{0.94 \frac{1246760}{1.00}} = 0.20 \leq 1$$

Dado que os quocientes  $\frac{k_{yy}}{\chi_{LT}}$  e  $\frac{k_{zy}}{\chi_{LT}}$  podem ser inferiores à unidade, o que se verifica, deve ser também verificada a equação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Não havendo momento fletor segundo o eixo z-z, a parcela relativa a esse eixo toma o valor zero e assim:

$$\frac{194526}{5538000} + \frac{743339}{1246760} = 0.63 \leq 1$$

De forma conservadora pode ainda verificar-se a equação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + 1.5 \times \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{191010}{5538000} + 1.5 \frac{808913}{1246760} = 0.93 \leq 1$$

### 7.3. Verificação ao Estado Limite de Utilização

A verificação ao Estado Limite de Utilização é feita para garantir que a estrutura, em condições normais de serviço, não sofre deslocamentos verticais e horizontais superiores aos estabelecidos no Eurocódigo 3 [5]. Para isto são consideradas as mesmas combinações de

ações já analisadas anteriormente, no entanto, os coeficientes de segurança tomam o valor unitário.

É apresentada em seguida a deformada da combinação que provoca os maiores deslocamentos na estrutura em condições normais de serviço e os valores desses mesmos deslocamentos.

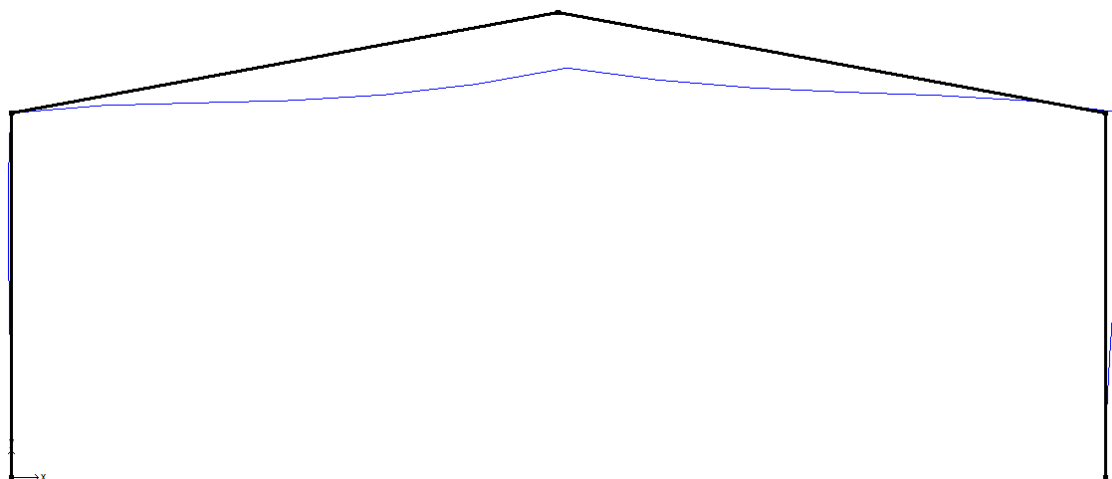


Figura 7.12 – Representação da estrutura principal e sua deformada sob ação da combinação 10.

Tabela 7.11 – Valores dos deslocamentos segundo x e y dos diferentes nós do pórtico.

	Joint	Label	dx' mm	dy' mm
1	1		0,000	0,000
2	2		-3,564	-0,437
3	3		21,442	-140,185
4	4		46,433	-0,393
5	5		0,000	0,000

O deslocamento vertical máximo admissível, para coberturas em geral, é definido no Anexo Nacional do Eurocódigo 3 como:

$$\delta_{y,m\acute{a}x} = \frac{L}{200}$$

Que no presente caso toma o valor de:

$$\delta_{y,m\acute{a}x} = \frac{30000}{200} = 150 \text{ mm}$$

O deslocamento vertical máximo obtido no *Multiframe4D* é para o nó 3 com o valor de:

$$\delta_y = 140.2 \text{ mm}$$

O deslocamento horizontal máximo admissível para o topo dos pilares, neste caso nós 2 e 4, é definido no Anexo Nacional do Eurocódigo 3. Para pórticos sem aparelhos de elevação:

$$\delta_{x,máx} = \frac{L}{150}$$

Que no presente caso toma o valor de:

$$\delta_{x,máx} = \frac{10000}{150} = 66.67 \text{ mm}$$

O deslocamento horizontal máximo obtido no *Multiframe4D* é para o nó 4 com o valor de:

$$\delta_x = 46.4 \text{ mm}$$

Fica assim verificado que os deslocamentos verticais e horizontais estão abaixo dos limites estabelecidos no Eurocódigo 3.



## 8. Cartela de reforço

A cartela de reforço é utilizada para que a viga resista aos esforços na extremidade junto do pilar.

Ao olhar para o diagrama de momentos constata-se que estes aumentam significativamente na zona próxima da união com o pilar. Por este facto, o perfil da viga foi dimensionado para uma zona de esforços máximos relativa (secção B) sendo necessário agora reforçar as extremidades das vigas de forma a garantir que os esforços aplicados nesta zona são suportados.

Para tal é, regra geral, utilizado um perfil igual ao utilizado nas vigas cortado diagonalmente com um determinado ângulo para que, quando a cartela é soldada ao perfil, a secção transversal nesta zona crítica vá aumentando até à união com o pilar. No final esta deve ter uma secção transversal com uma área e momento de inércia que garantam a resistência à combinação dos esforços normais e de flexão.

Para o cálculo das dimensões da cartela foi criada uma folha de cálculo no Microsoft Office Excel (ver Anexo F) onde é possível introduzir os dados relativos ao perfil da viga e as dimensões  $a$ ,  $b$ ,  $c$  e  $x$  da cartela, de acordo com o esquema apresentado na figura 8.1, e onde são calculados todos os valores necessários até à verificação final. Dado que a cartela será construída a partir de um perfil IPE 500, os valores  $a$ ,  $b$  e  $c$  encontram-se já definidos, sendo apenas necessário variar o valor da altura da alma,  $x$ , até um valor que garanta a resistência da secção. A cartela terá um comprimento 2900 mm a partir do pilar, como mostra a figura 8.1.

Para a verificação final foi somente verificada a equação conservadora,

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + 1.5 \times \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

dado a garantia de ficar do lado da segurança e também pela maior simplicidade.

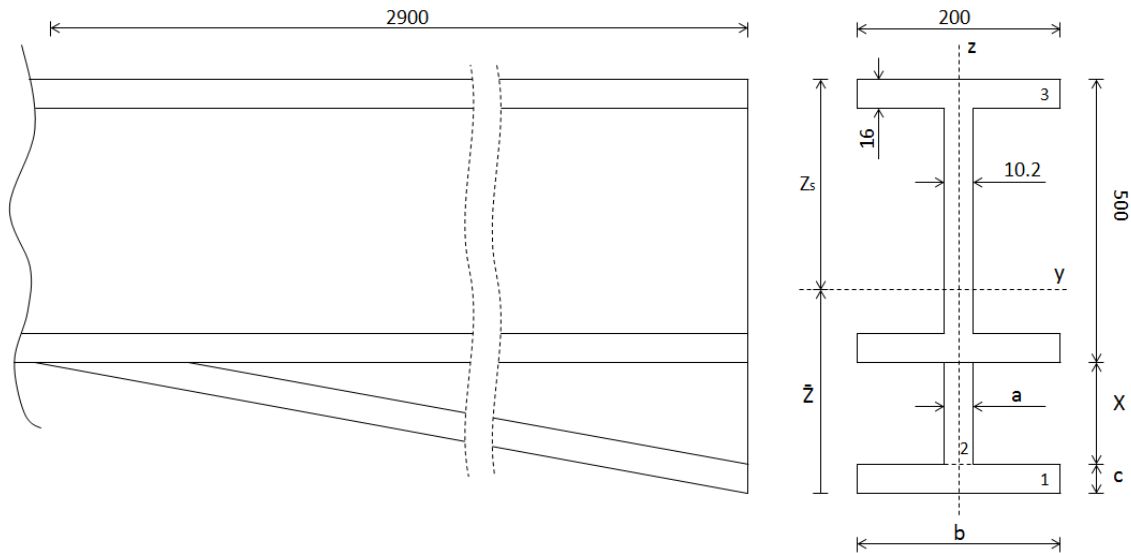


Figura 8.1 – Dimensões da cartela de reforço.

Utilizando então a folha de cálculo em Excel, verificou-se que o valor da altura da alma necessário é de 160 mm. Assim, as dimensões finais da secção transversal da cartela são:

$$a = 10.2 \text{ mm}; b = 200 \text{ mm}; c = 16 \text{ mm}; x = 160 \text{ mm}.$$

Seguem-se, em seguida, os cálculos efetuados de forma a verificar a resistência na zona da junção da viga com o pilar.

Tabela 8.1 – Propriedades da secção reforçada

$A_1 = b \times c = 3200 \text{ mm}^2$ $A_2 = a \times x = 1632 \text{ mm}^2$ $A_3 = 11600 \text{ mm}^2$ $A_{total} = \sum A_i = 16432 \text{ mm}^2$	$z_1 = \frac{c}{2} = 8 \text{ mm}$ $z_2 = c + \frac{x}{2} = 96 \text{ mm}$ $z_3 = c + x + \frac{500}{2} = 426 \text{ mm}$ $\bar{z} = \frac{\sum A_i \times z_i}{\sum A_i} = 311.82 \text{ mm}$ $z_s = (500 + c + x) - \bar{z} = 364.18 \text{ mm}$
$I_1 = \frac{b \times c^3}{12} + A_1 \times d_1^2 \text{ mm}^4$ $I_2 = \frac{a \times x^3}{12} + A_2 \times d_2^2 \text{ mm}^4$ $I_3 = 48200 \times 10^4 + A_3 \times d_3^2 \text{ mm}^4$ <p style="text-align: center;">Onde <math>d_i = \bar{z} - z_i</math></p> $I_{total} = \sum I_i \approx 1.008 \times 10^9 \text{ mm}^4$	$W_{y,superior} = \frac{I_{total}}{z_s} \approx 2.768 \times 10^6 \text{ mm}^3$ $W_{y,inferior} = \frac{I_{total}}{\bar{z}} \approx 3.233 \times 10^6 \text{ mm}^3$

Posto isto, apresentam-se de seguida as equações finais de verificação para os dois banzos, superior do perfil IPE 500 e inferior (da cartela).

## 8.1. Verificação ao Estado Limite Último

Valores de cálculo:

$$N_{Ed} = 155693 \text{ N}$$

$$M_{y,Ed} = 671199 \text{ N.m}$$

### 8.1.1. Banzo superior

O esforço normal provoca compressão e o momento fletor provoca tração, logo há subtração de esforços. Assim, a equação de verificação toma a forma:

$$1.5 \times \frac{M_{y,Ed}}{f_y \times W_{y,superior}} - \frac{N_{Ed}}{f_y \times A_{total}} \leq 1$$
$$1.5 \times \frac{671199}{355 \times 10^6 \times 2.768 \times 10^{-3}} - \frac{155693}{355 \times 10^6 \times 16432 \times 10^{-6}} = 0.998 \leq 1$$

### 8.1.2. Banzo inferior

Tanto o esforço normal como o momento fletor provocam compressão, logo somam-se os esforços e a equação toma a forma:

$$1.5 \times \frac{M_{y,Ed}}{f_y \times W_{y,inferior}} + \frac{N_{Ed}}{f_y \times A_{total}} \leq 1$$
$$1.5 \times \frac{671199}{355 \times 10^6 \times 3.233 \times 10^{-3}} + \frac{155693}{355 \times 10^6 \times 16432 \times 10^{-6}} = 0.904 \leq 1$$

Fica assim verificada a resistência da zona reforçada.



## 9. Pilares das fachadas de empena

Nas fachadas de empena serão colocados cinco pilares com um afastamento entre si de 5 m, como esquematizado na figura 9.1.

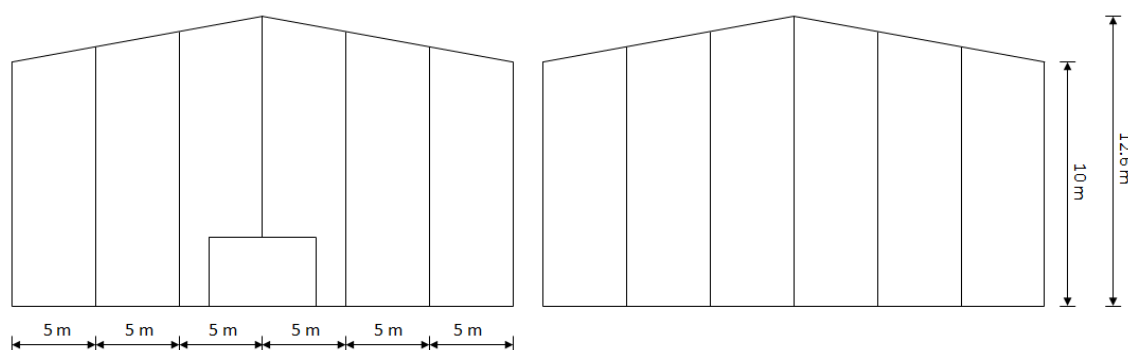


Figura 9.1 – Posicionamento dos pilares nas fachadas de empena (com e sem portão)

Estes pilares servirão de suporte às madres das fachadas e são estes que transmitem os esforços resultantes da ação do vento sobre as fachadas de empena. Esses esforços são transmitidos ao sistema de contraventamento e conduzidos por estes até às fundações.

Posto isto, os pilares de empena são somente dimensionados à flexão devido à ação do vento e à compressão devido ao peso das madres e dos painéis, não sendo contabilizada nenhuma carga proveniente da cobertura.

O esquema estático utilizado para o dimensionamento é o de um pilar encastrado na base e simplesmente apoiado na extremidade superior (ligação do pilar com a viga do pórtico) como apresentado na figura 9.5.

Para a determinação das cargas pontuais transmitidas pelas madres aos pilares utilizou-se o mesmo método que para o cálculo das forças transmitidas aos pórticos, mas majoradas pelos respectivos coeficientes de segurança.

Serão apresentados somente as forças transmitidas aos pilares no caso do vento longitudinal, tendo-se verificado que estas eram maiores que no caso do vento transversal.

## 9.1. Cargas devido ao vento longitudinal

Distância entre madres: 2.5 m

Distância entre pilares: 5 m

Dado que o coeficiente de pressão é o mesmo em toda a fachada, a carga resultante sobre a madre é uma carga distribuída uniforme com o valor de:

$$q_v = 1047.32 \times 0.93 \times 2.5 \times 1.5 = 3652.53 \text{ N/m}$$



Figura 9.2 - Esquema da carga aplicada numa madre da fachada de empena devido ao vento longitudinal

Tabela 9.1 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	7,200
2	2		0,000	20,721
3	3		0,000	17,560
4	4		0,000	18,614
5	5		0,000	17,560
6	6		0,000	20,721
7	7		0,000	7,200

Verifica-se na tabela 9.1 que aos pilares 2 e 6 da fachada de empena é transmitida mais carga, no entanto, constatou-se que os esforços finais eram maiores para o pilar 4, devido ao seu comprimento ser superior.

## 9.2. Cargas devido ao peso das madres e painéis de fachada

Peso da madre: 5.82 Kg/m

$$q_m = 5.82 \times 9.81 \times 1.35 = 77.07 \text{ N/m}$$

Peso dos painéis: 11.00 Kg/m<sup>2</sup>

As madres intermédias suportam mais peso dos painéis que as das extremidades devido à diferente área de influência. Tal como se fez no capítulo 5:

$$q_{p,i} = 11.00 \times 9.81 \times 1.35 \times 2.5 = 364.20 \text{ N/m}$$

$$q_{p,e} = 11.00 \times 9.81 \times 1.35 \times 1.25 = 182.10 \text{ N/m}$$

E assim:

$$q_{total,i} = 77.07 + 364.20 = 441.27 \text{ N/m}$$

$$q_{total,e} = 77.07 + 182.10 = 259.17 \text{ N/m}$$



Figura 9.3 - Esquema da carga aplicada para as madres intermédias da fachada de empena

Tabela 9.2 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	0,870
2	2		0,000	2,503
3	3		0,000	2,121
4	4		0,000	2,249
5	5		0,000	2,121
6	6		0,000	2,503
7	7		0,000	0,870



Figura 9.4 - Esquema da carga aplicada para as madres exteriores da fachada de empena

Tabela 9.3 – Valores das reações nos diferentes apoios

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	0,511
2	2		0,000	1,470
3	3		0,000	1,246
4	4		0,000	1,321
5	5		0,000	1,246
6	6		0,000	1,470
7	7		0,000	0,511

Novamente verificou-se que, apesar da força aplicada máxima se encontrar nos pilares 2 e 6, a pior situação, em termos de esforços, ocorre para o pilar central devido ao seu maior comprimento. Assim, os esquemas de forças aplicadas e diagramas de esforços apresentados a seguir dizem respeito ao pilar 4 da fachada de empena. Os esforços neste pilar estarão na base do dimensionamento, sendo que para os restantes pilares será usado o mesmo perfil.

### 9.3. Cargas e diagramas de esforços

Nas figuras 9.5 a) a f) são apresentados o esquema estático adotado, os casos de carga e os respectivos diagramas de esforços.

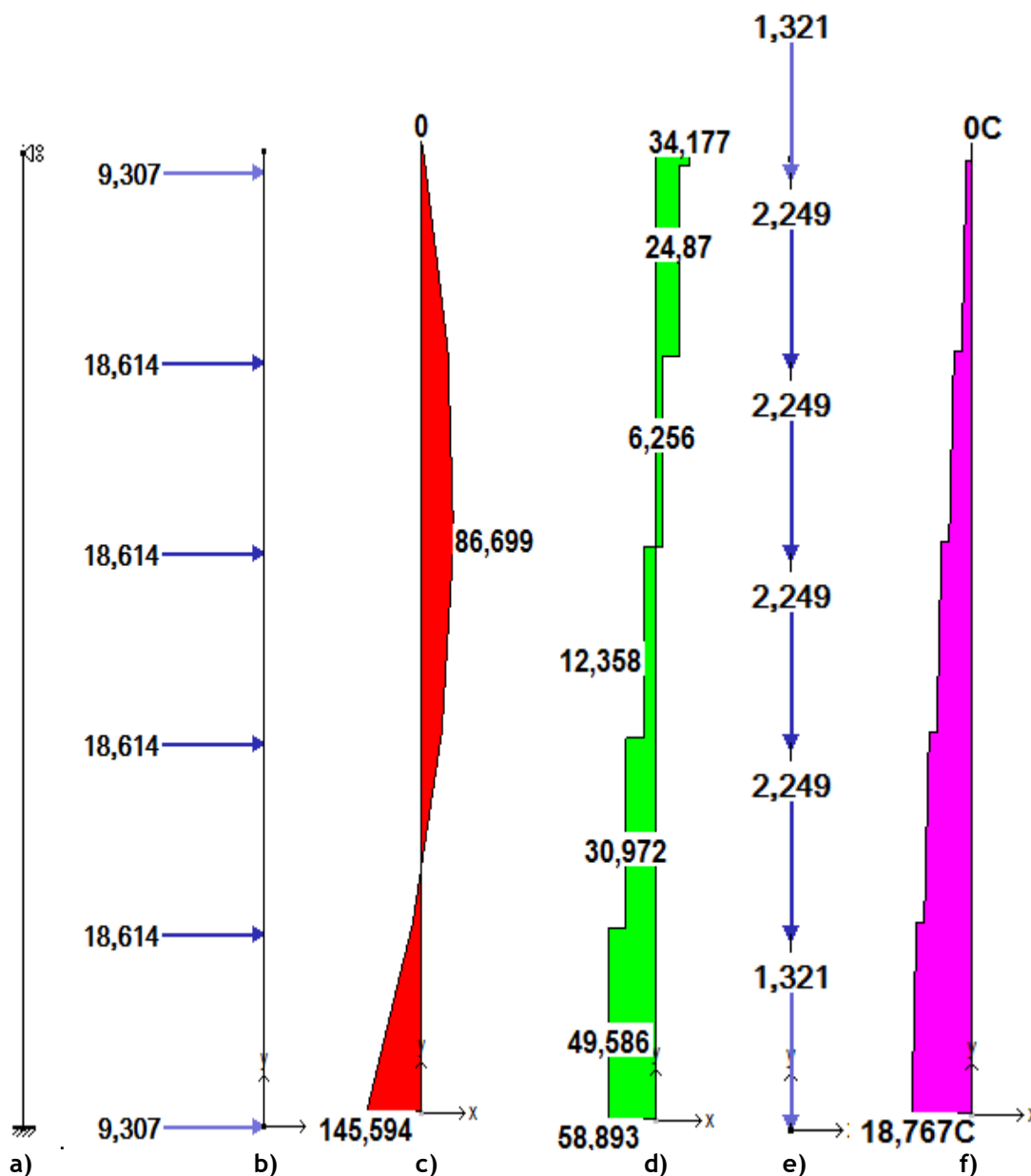


Figura 9.5 – a) Esquema estático utilizado; b) Cargas aplicadas devido ao vento; c) Diagrama de momentos fletores; d) Diagrama de esforços de corte; e) Cargas aplicadas devido ao peso das madres e painéis; f) Diagrama de esforços normais.

Nota: O diagrama de esforços normais é resultante das cargas apresentadas na figura 9.5e) com o peso próprio do perfil escolhido multiplicado pelo fator de segurança de 1.35.



## 9.4. Dimensionamento dos pilares de empena (IPE 300)

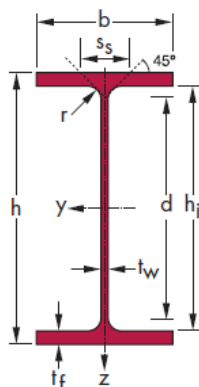


Figura 9.6 – Representação da secção de um perfil IPE e suas dimensões geométricas

Tabela 9.4 – Valores das dimensões geométricas do perfil IPE 300

	$G$ $Kg/m$	$h$ $mm$	$b$ $mm$	$t_w$ $mm$	$t_f$ $mm$	$r$ $mm$	$A$ $mm^2$	$h_i$ $mm$	$d$ $mm$
							$\times 10^2$		
IPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	53.8	278.6	248.6

Tabela 9.5 – Valores dos momentos de inércia e módulos de flexão do perfil IPE 300

	$I_y$ $mm^4$	$W_{el.y}$ $mm^3$	$W_{pl.y}$ $mm^3$	$I_z$ $mm^4$	$W_{el.z}$ $mm^3$	$W_{pl.z}$ $mm^3$	$I_t$ $mm^4$	$I_w$ $mm^6$
	$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^4$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^4$	$\times 10^9$
IPE 300	8356	557.1	628.4	603.8	80.50	125.2	20.12	125.9

### 9.4.1. Verificação da classe da secção

Da mesma forma que foi feito no capítulo 7 para as vigas e os pilares dos pórticos é verificada a alma do perfil e os banzos em separado e no final, mediante as classificações destes, é classificada a secção do perfil.

#### 9.4.1.1. Alma

$$c = d = 248.6 \text{ mm}$$

$$t = t_w = 7.1 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\alpha \times c = 0.5 \times c + \frac{0.5N_{ed}}{t \times f_y}$$

$$\alpha \times 248.6 \times 10^{-3} = 0.5 \times 248.6 \times 10^{-3} + \frac{0.5 \times 18767}{7.1 \times 10^{-3} \times 355 \times 10^6}$$

$$\alpha = 0.51$$

Como  $\alpha \geq 0.5$  tem que se verificar a condição

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$$

$$\frac{248.6}{7.1} \leq \frac{396 \times 0.81}{13 \times 0.51 - 1} \Leftrightarrow 35.01 \leq 56.97$$

Dado que se verifica a condição, a alma do perfil é de classe 1

#### 9.4.1.2. Banzos

$$c = \frac{150}{2} - \frac{7.1}{2} - 15 = 56.45 \text{ mm}$$

$$t = t_f = 10.7 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\alpha \times c = 0.5 \times c + \frac{0.5N_{Ed}}{t \times f_y}$$

$$\alpha \times 56.45 \times 10^{-3} = 0.5 \times 56.45 \times 10^{-3} + \frac{0.5 \times 18767}{10.7 \times 10^{-3} \times 355 \times 10^6}$$

$$\alpha = 0.54$$

Para componentes solicitados à flexão e compressão:

Extremidade comprimida:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{56.45}{10.7} \leq \frac{9 \times 0.81}{0.54} \Leftrightarrow 5.28 \leq 13.5$$

Extremidade tracionada:

$$\frac{c}{t} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$$

$$\frac{56.45}{10.7} \leq \frac{9 \times 0.81}{0.54 \times \sqrt{0.54}} \Leftrightarrow 5.28 \leq 18.37$$

Dado que verifica as duas condições em simultâneo, os banzos são também de classe 1. Assim, o perfil IPE 300 é de classe 1.

#### 9.4.2. Verificação do esforço de corte

Segundo o Eurocódigo 3 [5] deve ser verificada a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

No caso de  $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 0.5$  a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de  $V_{Ed}$  [10].

Da figura 9.5 d) retira-se o esforço de corte a ser verificado:

$$V_{Ed} = 58893 \text{ N}$$

Deve ser verificada a condição:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1.0$$

Onde,

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I \times t}$$

e

$$S = \sum A_i \times \bar{y}_i$$

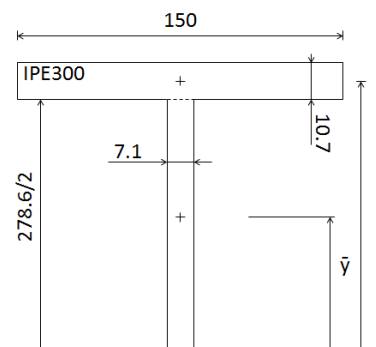


Figura 9.7 – Imagem esquemática para auxílio no cálculo do momento estático  $S$

Assim sendo:

$$S = (150 \times 10,7) \times 10^{-6} \times \left( \frac{300}{2} - \frac{10,7}{2} \right) \times 10^{-3} + \left( \frac{278,6}{2} \times 7,1 \right) \times 10^{-6} \times \frac{278,6}{4} \times 10^{-3}$$

$$S = 3,01 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\tau_{Ed} = \frac{58893 \times 3,01 \times 10^{-4}}{8356 \times 10^{-8} \times 7,1 \times 10^{-3}} = 2,99 \times 10^7 \text{ Pa}$$

E por fim:

$$\frac{2,99 \times 10^7}{355 \times 10^6 / (\sqrt{3} \times 1,00)} = 0,15$$

Assim sendo, a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de  $V_{Ed}$ .

### 9.4.3. Verificação ao Estado Limite Último

Da mesma forma que acontece nos pilares e vigas dos pórticos, temos uma combinação de esforço normal de compressão com flexão, pelo que devem ser verificadas as condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Dado que não existe momento fletor segundo z-z e a secção do perfil é de classe 1, as duas expressões simplificam:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

**Valores de cálculo:**

$$N_{Ed} = 18767 \text{ N}$$

$$N_{Rk} = f_y A = 355 \times 10^6 \times 53.8 \times 10^{-4} = 1909900 \text{ N}$$

$$M_{y,Ed} = 145594 \text{ N.m}$$

$$M_{y,Rk} = f_y W_{pl,y} = 355 \times 10^6 \times 628.4 \times 10^{-6} = 223082 \text{ N.m}$$

É agora necessário calcular os coeficientes  $\chi_y$ ,  $\chi_z$ ,  $\chi_{LT}$ ,  $k_{yy}$  e  $k_{zy}$ . Para tal é necessário estabelecer os comprimentos de encurvadura  $l_{ey}$ ,  $l_{ez}$  e  $l_{LT}$ .

$$l_{ey} = \mu \times L = 0.7 \times 12.75 = 8.93 \text{ m}$$

$$l_{ez} = 2.5 \text{ m (distância entre madres)}$$

$$l_{LT} = 2.5 \text{ m}$$

Tabela 9.6 – Procedimento de cálculo para obtenção de  $\chi_y$ 

<b>Cálculo de <math>\chi_y</math></b>
$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_{ey}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 8356 \times 10^{-8}}{8.93^2} = 2171774 \text{ N}$
$\alpha = 0.21$
$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{53.8 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^6}{2171774}} = 0.94$
$\Phi_y = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.94 - 0.2) + 0.95^2] = 1.02$
$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1.02 + \sqrt{1.02^2 - 0.94^2}} = 0.71$

Tabela 9.7 – Procedimento de cálculo para obtenção de  $\chi_z$ 

<b>Cálculo de <math>\chi_z</math></b>
$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_{ez}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 603.8 \times 10^{-8}}{2.5^2} = 2002314 \text{ N}$
$\alpha = 0.34$
$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_z}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{53.8 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^6}{2002314}} = 0.98$
$\Phi_z = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.34(0.98 - 0.2) + 0.98^2] = 1.11$
$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1.11 + \sqrt{1.11^2 - 0.98^2}} = 0.61$

Tabela 9.8 – Procedimento de cálculo para obtenção de  $\chi_{LT}$ 

<b>Cálculo de <math>\chi_{LT}</math></b>
$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\frac{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 I_w + 0.039 l_{LT}^2 I_t}{I_z}}$ $M_{cr} = 1.209 \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 603.8 \times 10^{-8}}{2.5^2} \sqrt{\frac{125.9 \times 10^{-9} + 0.039 \times 2.5^2 \times 20.12 \times 10^{-8}}{603.8 \times 10^{-8}}}$ $k = k_w = 1$ $C_1 = \frac{1.132 + 1.285}{2} = 1.209$ $M_{cr} = 412059 \text{ N.m}$
$\alpha_{LT} = 0.34$
$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{628.4 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^6}{412059}} = 0.74$
$\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(0.74 - 0.2) + 0.74^2] = 0.87$
$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.87 + \sqrt{0.87^2 - 0.74^2}} = 0.75$

Para o cálculo dos coeficientes  $k_{yy}$  e  $k_{zy}$  utilizamos novamente o Método 2 (Anexo B\*).

O Quadro B.1 da norma indica:

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zy} = 0.6 \times k_{yy}$$

Para o cálculo de  $C_{my}$  recorreremos mais uma vez ao Quadro B.3 da norma [5].


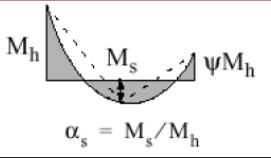
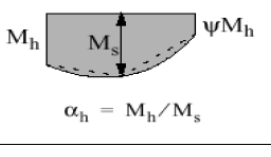
Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	$C_{my}$ e $C_{mz}$ e $C_{mLT}$	
		Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$

Figura 9.8 – Quadro B.3 da norma – Coeficientes de momento uniforme equivalente  $C_m$ .

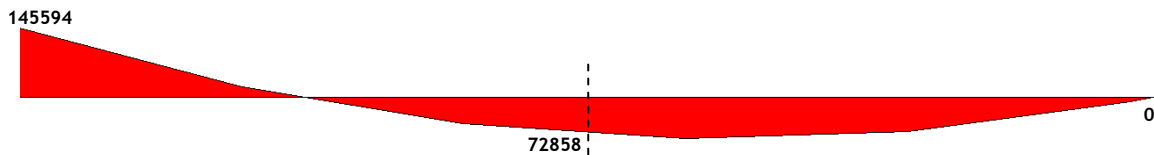


Figura 9.9 – Diagrama de momentos fletores do pilar 4 da fachada de empena

$$M_h = 145594 \text{ N} \cdot \text{m}; M_s = -72858 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_s = \frac{-72858}{145594} = -0.50$$

$$\psi = \frac{0}{145594} = 0$$

Se a carga é uniforme:

$$C_{my} = 0.1 - 0.8\alpha_s \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.1 + 0.8 \times 0.50 = 0.5 \geq 0.4$$

Se a carga é concentrada:

$$C_{my} = -0.8\alpha_s \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.8 \times 0.5 = 0.4 \geq 0.4$$

Dadas as equações anteriores,  $C_{my} = 0.5$

Assim,

$$k_{yy} = 0.5 \left( 1 + (0.94 - 0.2) \frac{18767}{0.71 \times 1909900/1} \right) \leq 0.5 \left( 1 + 0.8 \frac{18767}{0.71 \times 1909900/1} \right)$$

$$k_{yy} = 0.51 \leq 0.5$$

Fica assim definido que:

$$k_{yy} = 0.51$$

e

$$k_{zy} = 0.6 \times k_{yy} = 0.6 \times 0.51 = 0.31$$

Por fim verificam-se as duas condições apresentadas em 9.4.3:

$$\frac{18767}{\frac{0.71 \times 1909900}{1.00}} + 0.51 \frac{145594}{0.75 \frac{223082}{1.00}} = 0.46 \leq 1$$

$$\frac{18767}{\frac{0.61 \times 1909900}{1.00}} + 0.31 \frac{145594}{0.75 \frac{223082}{1.00}} = 0.29 \leq 1$$

Dado que os quocientes  $\frac{k_{yy}}{\chi_{LT}}$  e  $\frac{k_{zy}}{\chi_{LT}}$  podem ser inferiores à unidade, o que se verifica, deve ser também verificada a equação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Não havendo momento fletor segundo o eixo z-z, a parcela relativa a esse eixo toma o valor zero e assim:

$$\frac{18767}{1909900} + \frac{145594}{223082} = 0.66 \leq 1$$

De forma conservadora pode ainda verificar-se a equação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + 1.5 \times \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{18767}{1909900} + 1.5 \times \frac{145594}{223082} = 0.99 \leq 1$$

#### 9.4.4. Verificação ao Estado Limite de Utilização

O deslocamento máximo foi verificado através do *software Multiframe4D*, da mesma forma que foi feita para o pórtico.

O Eurocódigo 3 indica os limites dos deslocamentos horizontais para o topo das colunas, no entanto, dado o esquema estático utilizado e como se verifica na figura 9.11, o deslocamento máximo ocorre numa zona intermédia do pilar. Assim sendo, foi esse o deslocamento máximo verificado.



Assim, o deslocamento horizontal máximo admissível é:

$$\delta_{x,m\acute{a}x} = \frac{L}{150}$$

O deslocamento horizontal máximo é definido como:

$$\delta_{x,m\acute{a}x} = \frac{L}{150} = \frac{12600}{150} = 84 \text{ mm}$$

O deslocamento máximo verificado ocorre a 7.36 m do encastramento e tem o valor de:

$$\delta_x = 22.6 \text{ mm}$$

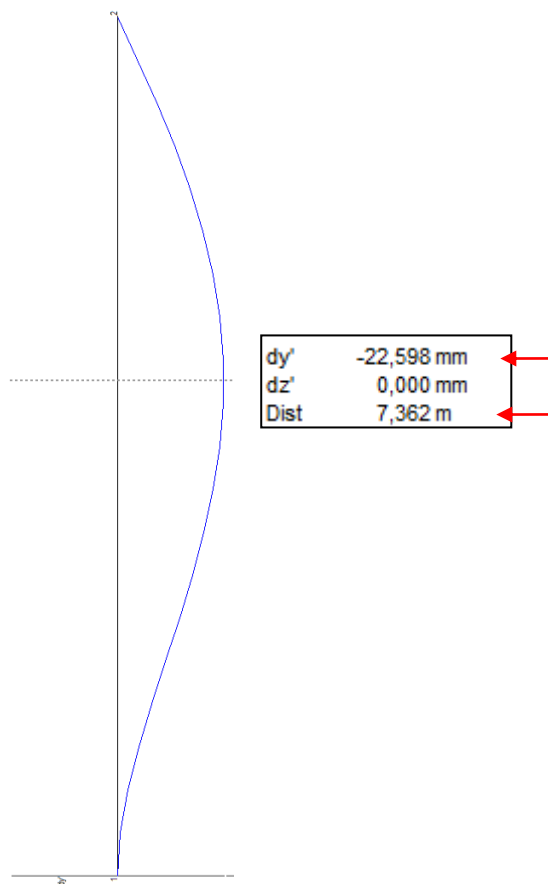


Figura 9.10 – deformada do pilar 4 da fachada de empena

Na figura 9.10 o deslocamento é referido com  $dy'$  no entanto refere-se ao deslocamento horizontal. Isto acontece devido ao referencial utilizado pelo *software*.

Com isto fica assim verificado o Estado Limite de Utilização.



## 10. Contraventamentos

A garantia da estabilidade longitudinal da estrutura, devido à ação do vento sobre as fachadas de empena, é conseguida com um contraventamento entre o primeiro e o segundo pórtico (e oitavo e nono) e será montado no plano médio dos perfis do pórtico.

Este contraventamento divide-se em dois: o contraventamento da cobertura e o contraventamento lateral, sendo o primeiro montado entre as vigas dos dois primeiros pórticos, e o segundo montado entre os pilares desses mesmos pórticos.

A função destes contraventamentos é a de transmitir as cargas que resultam da ação do vento nas fachadas de empena até as fundações do pavilhão.

### 10.1. Contraventamento da cobertura

O contraventamento da cobertura é constituído por uma viga articulada em cruz de Santo André [10], como apresentado na figura 10.1:

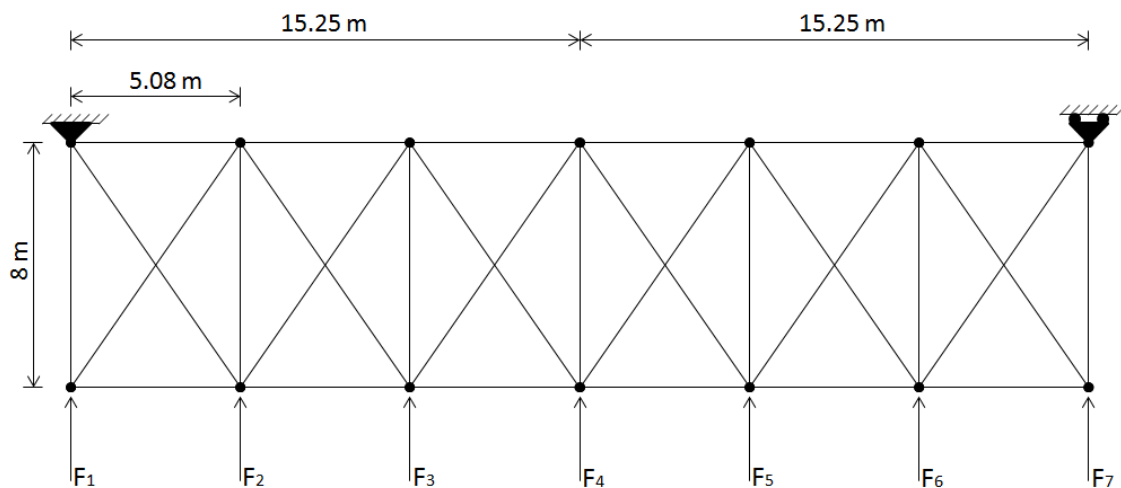


Figura 10.1 – Configuração do contraventamento da cobertura

Para o dimensionamento, a estrutura é tratada como uma viga de Pratt isostática para cada uma das direções de atuação do vento. Desta forma as diagonais do contraventamento são dimensionadas somente à tração, dado que dependendo da direção do vento existe sempre um elemento das diagonais a trabalhar à tração. Os montantes são dimensionados à compressão.

Os valores das forças  $F_i$  são os valores das reações na extremidade dos pilares da fachada de empena (união com a viga).

### 10.1.1. Vento Longitudinal

Os valores das forças  $F_i$  foram obtidos com auxílio do *software Multiframe4D* e apresentam-se na tabela seguinte:

Tabela 10.1 – Valores das forças transmitidas ao contraventamento

Pilar	Altura (m)	Reações (N)
1 e 7	10	11025
2 e 6	10.92	30070
3 e 5	11.84	34050
4	12.60	34177

Como já referido, o contraventamento será analisado como uma viga de Pratt isostática. Assim para o vento longitudinal:

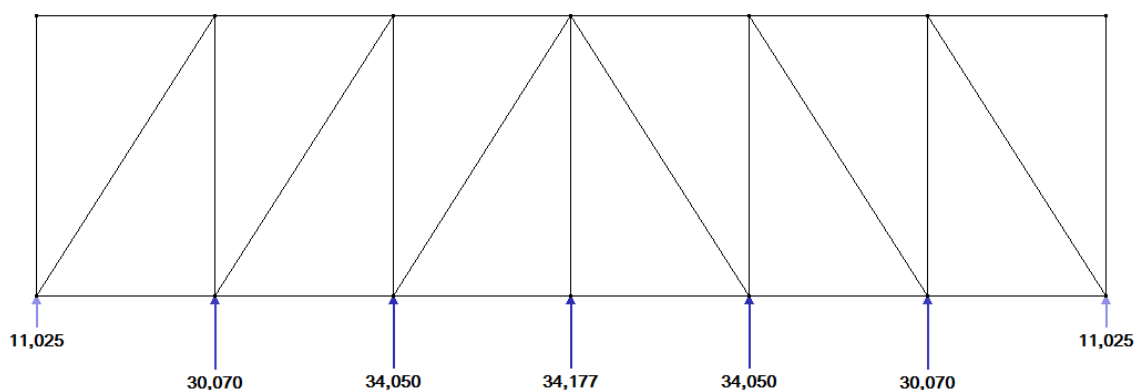


Figura 10.2 – Carregamento no contraventamento da cobertura no caso de vento longitudinal

Obtendo-se assim o diagrama de esforços normais:

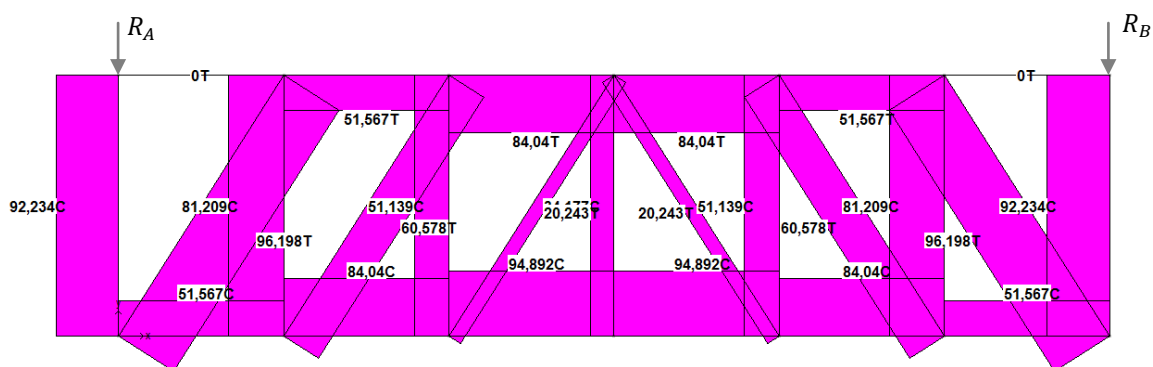


Figura 10.3 – Diagrama de esforços normais do contraventamento da cobertura para vento longitudinal

Assim os valores máximos dos montantes, diagonais e reações nos apoios são:

Tabela 10.2 – Valores dos esforços normais das barras do contraventamento da cobertura e reações nos apoios (vento longitudinal)

	Força (N)
<b>Montantes</b>	92234 (Compressão)
<b>Diagonais</b>	96198 (Tração)
<b>RA</b>	92234
<b>RB</b>	92234

O valor da reação nos apoios é necessário para o cálculo do contraventamento lateral, sendo essa a força que lhe é transmitida.

### 10.1.2. Dimensionamento dos montantes

Estando os montantes à compressão, segundo a secção 6.3 (Resistência de elementos à encurvadura) do Eurocódigo 3 [5], deve ser satisfeita a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

Onde, para secções de classe 1, 2 ou 3:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Tratando-se de um elemento sujeito a encurvadura, devemos garantir que o seu valor de esbelteza,  $\lambda$ , é inferior a 180.

O comprimento de encurvadura é:

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 8 = 8 \text{ m}$$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = 180 \rightarrow i_{min} = \frac{l_e}{\lambda_{m\acute{a}x}} = \frac{8000}{180} = 44.4 \text{ mm}$$

**Perfil escolhido (ROR 139.7 × 4.0) – S 355**

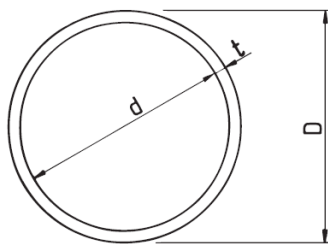


Figura 10.4 – Representação da secção de um perfil ROR e suas dimensões geométricas

Tabela 10.3 – Propriedades do perfil ROR 139.7x4.0

ROR	<i>m</i>	<i>A</i>	<i>I</i>	<i>W<sub>el</sub></i>	<i>W<sub>pl</sub></i>	<i>i</i>	<i>D</i>	<i>d</i>	<i>t</i>
<i>D · t</i>	<i>Kg/m</i>	<i>mm<sup>2</sup></i>	<i>mm<sup>4</sup></i>	<i>mm<sup>3</sup></i>	<i>mm<sup>3</sup></i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>
<i>mm</i>			× 10 <sup>6</sup>	× 10 <sup>3</sup>	× 10 <sup>3</sup>				
139.7 · 4.0	13.4	1710	3.93	56.2	73.7	48.0	139.7	131.7	4.0

#### 10.1.2.1. Verificação da classe da secção

Segundo o Quadro 5.2 da Norma [5], podemos verificar se a secção transversal é de classe 1, 2 ou 3. Para essa verificação é apenas necessário as dimensões *D* e *t* do perfil e o parâmetro  $\epsilon$ , já utilizado nas verificações das secções dos perfis IPE e que é função da tensão de cedência do material,  $f_y$ .

$$f_y = 355 \rightarrow \varepsilon^2 = 0.66$$

$$\frac{D}{t} \leq 70\varepsilon^2 \Leftrightarrow \frac{139.7}{4.0} \leq 70 \times 0.66$$

$$34.9 \leq 46.2$$

Logo o perfil tubular ROR 139.7 × 4.0 – S355 tem secção de classe 2.

### 10.1.2.2. Verificação ao Estado Limite Último

Valor de cálculo:

$$N_{Ed} = 92234 \text{ N}$$

É necessário calcular o coeficiente  $\chi$ .

Tabela 10.4 – Procedimento de cálculo para obtenção de  $\chi$

<b>Cálculo de <math>\chi</math></b>
$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_e^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 3.93 \times 10^{-6}}{8^2} = 127272 \text{ N}$
$\alpha = 0.21$
$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1710 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^6}{127272}} = 2.18$
$\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5[1 + 0.21(2.18 - 0.2) + 2.18^2] = 3.08$
$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{3.08 + \sqrt{3.08^2 - 2.18^2}} = 0.19$

Por fim é necessário verificar a condição inicial:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{92234}{\frac{0.19 \times 1710 \times 355}{1.00}} = 0.80 \leq 1.0$$

### 10.1.3. Dimensionamento das diagonais

Estando as diagonais à tração, segundo a secção 6.2.3 (Tração) do Eurocódigo 3 [5], deve ser satisfeita a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

Perfil escolhido (**ROR 42.4 × 2.3**) – **S 355**

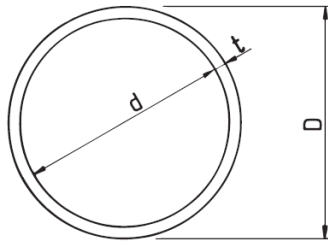


Figura 10.5 – Representação da secção de um perfil ROR e suas dimensões geométricas

Tabela 10.5 – Propriedades do perfil ROR 42.4x2.3

ROR	<i>m</i>	<i>A</i>	<i>I</i>	<i>W<sub>el</sub></i>	<i>W<sub>pl</sub></i>	<i>i</i>	<i>D</i>	<i>d</i>	<i>t</i>
<i>D · t</i>	<i>Kg/m</i>	<i>mm<sup>2</sup></i>	<i>mm<sup>4</sup></i>	<i>mm<sup>3</sup></i>	<i>mm<sup>3</sup></i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>
<i>mm</i>			× 10 <sup>6</sup>	× 10 <sup>3</sup>	× 10 <sup>3</sup>				
42.4 · 2.3	2.27	290	0.0584	2.76	3.70	14.2	42.4	37.8	2.3

#### 10.1.3.1. Verificação ao Estado Limite Último

Valor de cálculo:

$$N_{Ed} = 96198 \text{ N}$$

Verificação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{A \times f_y} = \frac{96198}{290 \times 355} = 0.93 \leq 1.0$$



#### 10.1.4. Vento Transversal

Este subcapítulo serve de verificação de que o contraventamento atrás dimensionado resiste também aos esforços provocados pelo vento transversal.

Os valores foram mais uma vez obtidos com auxílio do *software Multiframe4D* e apresentam-se na tabela seguinte:

Tabela 10.6 – Valores das forças transmitidas ao contraventamento

Pilar	Altura (m)	Reação (N)
1	10	13983
2	10.92	35593
3	11.84	22554
4	12.76	27297
5	11.84	24815
6	10.92	21195
7	10	4866

Alterando as diagonais para a análise do caso do vento transversal:

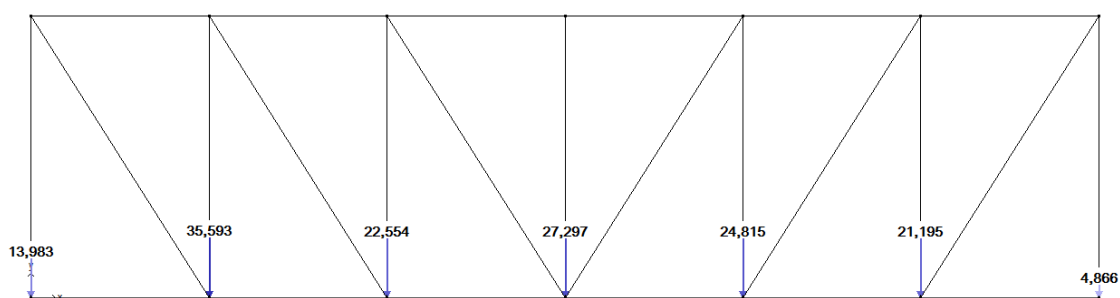


Figura 10.6 – Carregamento no contraventamento da cobertura no caso de vento transversal

O diagrama de esforços normais é apresentado na figura 10.7. Os valores dos esforços máximos verificados para as diagonais e para os montantes e as reações nos apoios são apresentados da tabela 10.7.

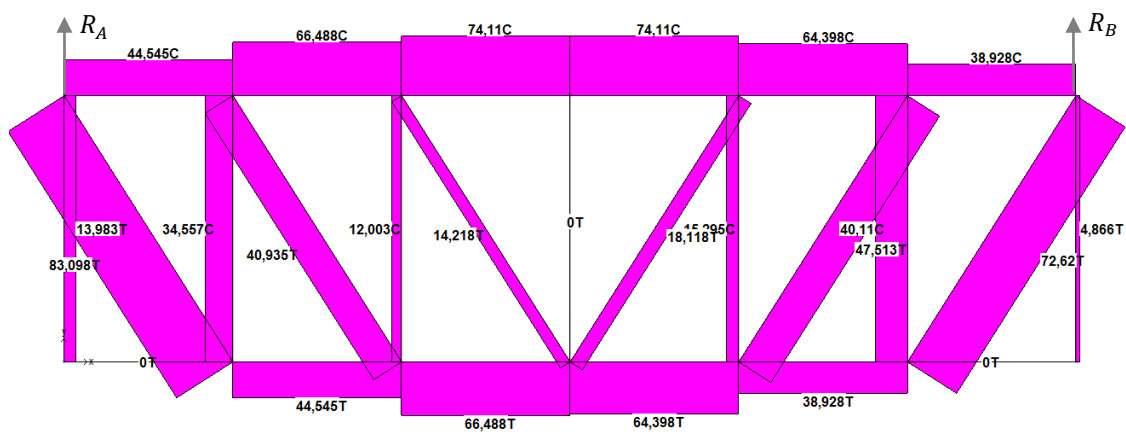


Figura 10.7 – Diagrama de esforços normais do contraventamento da cobertura para vento transversal

Tabela 10.7 – Valores dos esforços normais das barras do contraventamento da cobertura e reações nos apoios (vento transversal)

	Força (N)
Montantes	40110 (Compressão)
Diagonais	47513 (Tração)
$R_A$	84133
$R_B$	66171

Dado que os esforços a que o contraventamento está sujeito no caso do vento transversal são menores que no vento longitudinal, não é necessário efetuar nenhuma verificação. Estando assim o contraventamento da cobertura dimensionado.

## 10.2. Contraventamento lateral

A implementação deste contraventamento garante a transmissão das ações que o vento provoca nas fachadas de empena desde o contraventamento da cobertura até às fundações do pavilhão.

A configuração do contraventamento é apresentada na figura 10.8. Será necessário efetuar o cálculo de dimensionamento das diagonais e apenas do montante a meio da altura pilares, uma vez que o montante superior já foi dimensionado no contraventamento da cobertura. Seguindo o mesmo raciocínio do contraventamento da cobertura, as diagonais serão dimensionadas à tração e o montante à compressão.

A carga que atua sobre o contraventamento lateral,  $F$ , corresponde à reação do contraventamento da cobertura no apoio considerado.

Assim, a configuração do contraventamento lateral é a seguinte:

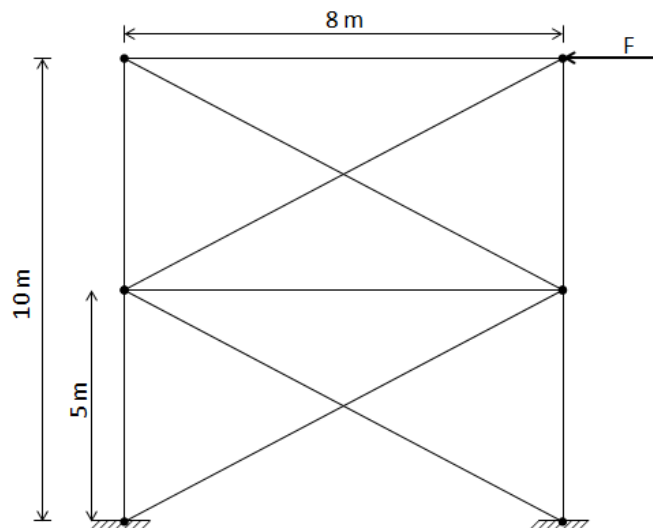


Figura 10.8 – Configuração do contraventamento lateral

### 10.2.1. Vento longitudinal

No caso do vento longitudinal o valor da força transmitida é:

$$F = 92234 \text{ N}$$

e tem o sentido apresentado na figura 10.8.

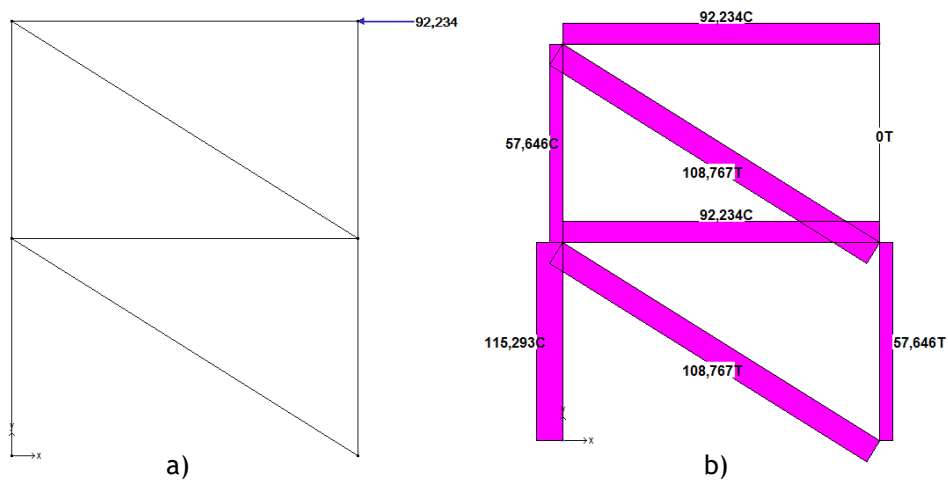


Figura 10.9 – Contraventamento lateral - vento longitudinal: a) Caso de carga; b) Diagrama de esforços normais

### 10.2.2. Vento transversal

No caso do vento transversal o valor máximo da força transmitida é:

$$F = 84133 \text{ N}$$

e tem o sentido contrário ao apresentado na figura 10.8.

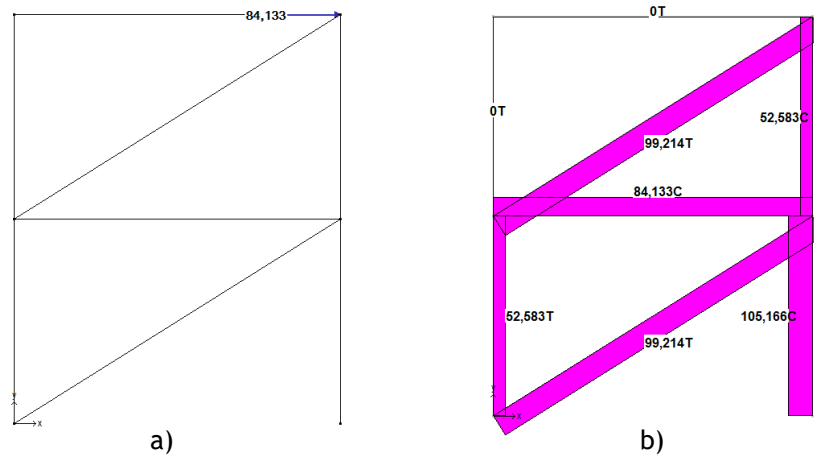


Figura 10.10 – Contraventamento lateral - vento transversal: a) Caso de carga; b) Diagrama de esforços normais

### 10.2.3. Dimensionamento do montante

Tendo em conta os dois carregamentos, vento longitudinal e vento transversal, verifica-se que o maior esforço ocorre para o primeiro caso, pelo que será esse o valor do esforço considerado para o dimensionamento.

O procedimento de cálculo é o mesmo que foi utilizado no dimensionamento dos montantes na cobertura.

Tratando-se de um elemento sujeito a encurvadura, devemos garantir que o seu valor de esbelteza,  $\lambda$ , é inferior a 180.

O comprimento de encurvadura é:

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 8 = 8 \text{ m}$$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = 180 \rightarrow i_{min} = \frac{l_e}{\lambda_{m\acute{a}x}} = \frac{8000}{180} = 44.4 \text{ mm}$$

**Perfil escolhido (ROR 139.7 × 4.0) – S 355**

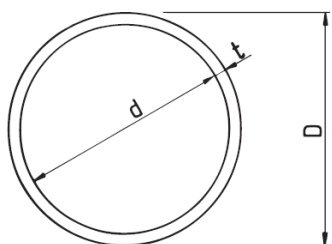


Figura 10.11 – Representação da secção de um perfil ROR e suas dimensões geométricas

Tabela 10.8 – Propriedades do perfil ROR 139.7x4.0

ROR	<i>m</i>	<i>A</i>	<i>I</i>	<i>W<sub>el</sub></i>	<i>W<sub>pl</sub></i>	<i>i</i>	<i>D</i>	<i>d</i>	<i>t</i>
<i>D · t</i>	<i>Kg/m</i>	<i>mm<sup>2</sup></i>	<i>mm<sup>4</sup></i>	<i>mm<sup>3</sup></i>	<i>mm<sup>3</sup></i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>
<i>mm</i>			× 10 <sup>6</sup>	× 10 <sup>3</sup>	× 10 <sup>3</sup>				
139.7 · 4.0	13.4	1710	3.93	56.2	73.7	48.0	139.7	131.7	4.0

**10.2.3.1. Verificação da classe da secção**

A secção transversal deste perfil foi verificada em 10.1.1.2, verificando-se ser de classe 2.

**10.2.3.2. Verificação ao Estado Limite Último**

**Valor de cálculo:**

$$N_{Ed} = 92234 \text{ N}$$

O coeficiente  $\chi$  foi também calculado anteriormente e assim  $\chi = 0.19$ .

Por fim é necessário verificar a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{92234}{\frac{0.19 \times 1710 \times 355}{1.00}} = 0.80 \leq 1.0$$

Ficam assim dimensionado o montante do contraventamento lateral.

### 10.2.4. Dimensionamento das diagonais

Tendo em conta os dois carregamentos, vento longitudinal e vento transversal, verifica-se que o maior esforço ocorre para o primeiro caso, pelo que será esse o valor do esforço considerado para o dimensionamento.

O procedimento de cálculo é o mesmo que foi utilizado no dimensionamento das diagonais na cobertura.

**Perfil escolhido (ROR 42.4 × 2.6) – S 355**

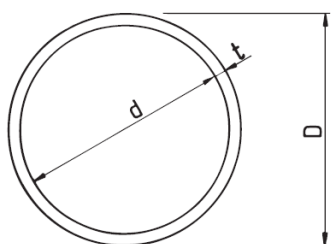


Figura 10.12 – Representação da secção de um perfil ROR e suas dimensões geométricas

Tabela 10.9 – Propriedades do perfil ROR 42.4x2.6

ROR	$m$	$A$	$I$	$W_{el}$	$W_{pl}$	$i$	$D$	$d$	$t$
$D \cdot t$	$Kg/m$	$mm^2$	$mm^4$	$mm^3$	$mm^3$	$mm$	$mm$	$mm$	$mm$
$mm$			$\times 10^6$	$\times 10^3$	$\times 10^3$				
42.4 · 2.6	2.55	325	0.0646	3.05	4.12	14.1	42.4	37.2	2.6

#### 10.2.4.1. Verificação ao Estado Limite Último

Valor de cálculo:

$$N_{Ed} = 108767 \text{ N}$$

Verificação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{A \times f_y} = \frac{108767}{325 \times 355} = 0.94 \leq 1.0$$

Ficam assim dimensionadas as diagonais do contraventamento lateral.

## 11. Conclusão

Os Eurocódigos são uma coleção de documentos muito importante no dimensionamento de estruturas. Para além seu carácter normativo, que oferece orientações sobre os diversos aspetos a considerar ao longo de um projeto deste tipo, fornecem ainda uma vasta quantidade de ferramentas de dimensionamento. É um documento de grande especificidade em algumas matérias e que tem em conta um grande número de situações possíveis. Por estes motivos torna-se um documento muito extenso pelo que é necessário uma consulta contínua ao longo de todo o projeto.

Dentro das questões de elevada relevância para o projeto deve-se realçar a definição das ações sobre os edifícios no Eurocódigo 1, em particular a neve e o vento. Nestes casos os Anexos Nacionais das normas são muito importantes para uma mais correta e otimizada definição das ações em território nacional.

No caso do vento é de salientar que a distribuição dos coeficientes de pressão apresenta muitos detalhes interessantes, como a existência de diferentes zonas de pressão ao longo de uma fachada, ou da cobertura, para uma determinada direção do vento. Isto mostra um cuidado em tentar aproximar da realidade as situações previstas em projeto.

No que diz respeito às verificações dos Estados Limite, o Eurocódigo 3 é também metódico e tem em conta várias situações possíveis. No entanto, foi necessário recorrer à versão de 1998 do Eurocódigo 3, uma vez que a versão mais atual já não inclui a determinação do momento crítico,  $M_{cr}$ , necessária para a verificação de elementos à flexão e que podem sofrer encurvadura lateral.

Ao longo do trabalho verificou-se a importância da experiência na realização de um projeto deste tipo. Os Eurocódigos, sendo bastante detalhados e complexos, levam a que surjam várias dúvidas ao longo da sua consulta. Muitas dessas dúvidas só conseguem ser ultrapassadas tendo conhecimento avançado sobre como é feita a execução de projeto na prática.

Para alargar o conhecimento sobre o projeto e concepção de estruturas metálicas fica a faltar o capítulo sobre as ligações, que não foi possível incluir neste trabalho. Este é um assunto de extrema importância no projeto de estruturas pelo que o Eurocódigo 3 reserva uma parte em particular sobre este assunto.

Em forma de resumo e conclusão deste trabalho apresenta-se de forma sintetizada as escolhas feitas para os perfis metálicos a serem utilizados:

Madres de fachada lateral: ***C + 200 × 2.5 – S390***

Madres de fachada de empena: ***C + 200 × 1.5 – S390***

Madres de cobertura: ***C + 200 × 3 – S390***

Pilares dos pórticos: ***IPE 600 – S355***

Vigas dos pórticos: ***IPE 500 – S355***

Pilares de empena: ***IPE 300 – S355***

Montantes dos contraventamentos: ***ROR 139.7 × 4.0 – S355***

Diagonais do contraventamento da cobertura: ***ROR 42.4 × 2.3 – S355***

Diagonais do contraventamento lateral: ***ROR 42.4 × 2.6 – S355***



## 12. Bibliografia

- [1] NP EN 1990: Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas. Comité Europeu de Normalização, Dezembro de 2009.
- [2] NP EN 1991-1-1: Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Comité Europeu de Normalização, Dezembro de 2009.
- [3] NP EN 1991-1-3: Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-3: Acções gerais - Acções da neve. Comité Europeu de Normalização, Dezembro de 2009.
- [4] NP EN 1991-1-4: Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-4: Acções gerais - Acções do vento. Comité Europeu de Normalização, Março de 2010.
- [5] NP EN 1993-1-1: Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Comité Europeu de Normalização, Março de 2010.
- [6] NP ENV 1993-1-1: Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. Comité Europeu de Normalização, Abril de 1998.
- [7] Álvarez, R., Bustillo, R., Martitegui, F., Reales, J. (1999). *Estructuras de Acero - Calculo, Norma Basica y Eurocodigo. Vol 1*. 1ª Edição. BELLISCO. Madrid.
- [8] Almeida, P.M.N. (2012). *Dimensionamento de Estruturas Metálicas Segundo o Eurocódigo 3 - Análise Comparativa Entre Diversas Concepções Estruturais para Edifícios Industriais*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Fernando Pessoa.

- [9] Silva, V.H.C (2015). *Projeto de um Pavilhão Gimnodesportivo segundo o Eurocódigo 3*. Tese de Mestrado em Engenharia Mecânica. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [10] Gomes, Carlos Reis. Apontamentos da Unidade Curricular de Estruturas Metálicas. Porto. FEUP - DEMEC.
- [11] Gomes, Carlos Reis. Apontamentos da Unidade Curricular de Mecânica das Estruturas I. Porto. FEUP - DEMEC.
- [12] Camanho, Pedro Ponces. Apontamentos da Unidade Curricular de Mecânica dos Sólidos. Porto. FEUP.

# Anexo A: Coeficientes de pressão exterior

Quadro 7.1 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta rectangular

Zona	A		B		C		D		E	
$h/d$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
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	

Quadro 7.4a – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona; Direcção do vento $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Quadro 7.4b – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona; Direcção do vento $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

# Anexo B: Coeficientes de segurança

Quadro A1.1 – Valores recomendados para os coeficientes  $\psi$  para edifícios

Acção	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $30$ kN < peso dos veículos $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) <sup>*)</sup>			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTA: Os valores de  $\psi$  poderão ser definidos no Anexo Nacional.  
<sup>\*)</sup> Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.

Quadro A1.2(B) – Valores de cálculo das acções (STR/GEO) (Conjunto B)

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação <sup>*)</sup>	Acções variáveis acompanhantes <sup>*)</sup>	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Expressão 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Expressão 6.10b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

<sup>\*)</sup> As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.

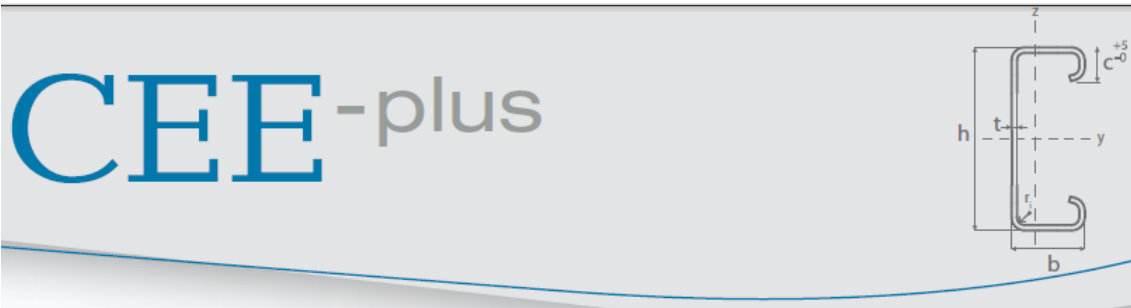
NOTA 1: A escolha entre (6.10), ou (6.10a) e (6.10b), será feita no Anexo Nacional. No caso de (6.10a) e (6.10b), o Anexo Nacional poderá ainda modificar (6.10a) de forma a incluir apenas acções permanentes.

NOTA 2: Os valores de  $\gamma$  e de  $\xi$  poderão ser definidos no Anexo Nacional. Recomendam-se os seguintes valores para  $\gamma$  e  $\xi$  quando se utilizam as expressões (6.10), ou (6.10a) e (6.10b):  
 $\gamma_{G,sup} = 1,35$   
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$   
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$  nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)  
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$  nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)  
 $\xi = 0,85$  (de modo que  $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 = 1,15$ ).  
 Ver também as EN 1991 a EN 1999 relativamente aos valores de  $\gamma$  a utilizar para as deformações impostas.

NOTA 3: Os valores característicos de todas as acções permanentes com a mesma origem são multiplicados por  $\gamma_{G,sup}$ , caso o efeito total das acções resultante seja desfavorável, e por  $\gamma_{G,inf}$ , caso o efeito total das acções resultante seja favorável. Por exemplo, todas as acções devidas ao peso próprio da estrutura poderão ser consideradas como sendo da mesma origem; tal também se aplica se estiverem envolvidos diferentes materiais.

NOTA 4: Para determinadas verificações, os valores de  $\gamma$  e de  $\gamma_Q$  poderão ser subdivididos em  $\gamma_s$  e  $\gamma_b$  e no coeficiente de incerteza do modelo  $\gamma_{\Delta}$ . Na maioria dos casos correntes, pode utilizar-se um valor de  $\gamma_{\Delta}$  variando entre 1,05 e 1,15, o qual pode ser modificado no Anexo Nacional.

# Anexo C: Tabela de perfis SADEF



This standard profile range helps the designer to choose the optimal profile. As a result, we are able to maintain short delivery times on the scale of each building project.

Section								Section properties					
Section type	Section name	h (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)	r <sub>i</sub>	G (kg/m)	Steel grade*	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>z</sub> (cm <sup>3</sup> )
C+ 450	C+ 450x5	450	120	35	5	4	29,08	S350	36,75	10563	474,8	662,2	77,19
	C+ 450x4				4	4	23,52	S390 or S250	29,66	8604	385,8	550,7	63,95
	C+ 450x3				3	4	17,82		22,44	6571	294,0	429,6	49,71
	C+ 450x2,5				2,5	4	14,93		18,75	5516	246,5	364,4	42,09
	C+ 450x2				2	4	12,00		15,01	4435	198,0	295,8	34,10
C+ 400	C+ 400x4	400	110	35	4	4	21,32	S390 or S250	26,89	6187	312,5	431,3	55,67
	C+ 400x3,5				3,5	4	18,76		23,65	5471	276,0	385,6	49,69
	C+ 400x3				3	4	16,17		20,37	4734	238,5	337,2	43,38
	C+ 400x2,5				2,5	4	13,55		17,03	3978	200,1	286,4	36,76
	C+ 400x2				2	4	10,90		13,64	3201	160,9	232,8	29,81
C+ 350	C+ 350x5	350	100	30	5	4	23,13	S350	29,22	5104	295,9	368,1	52,77
	C+ 350x4				4	4	18,77	S390 or S250	23,67	4181	241,7	309,1	44,12
	C+ 350x3,5				3,5	4	16,53		20,85	3705	213,8	277,3	39,52
	C+ 350x3				3	4	14,27		17,97	3212	185,1	243,3	34,61
	C+ 350x2,5				2,5	4	11,97		15,04	2703	155,6	207,3	29,43
C+ 350x2	2	4	9,64	12,06	2179	125,2	169,0	23,94					
C+ 300	C+ 300x5	300	90	25	5	4	20,38	S350	25,75	3314	224,7	271,0	44,40
	C+ 300x4				4	4	15,59	S390 or S250	19,66	2490	168,3	159,0	28,35
	C+ 300x3,5				3,5	4	13,76		17,35	2214	149,4	143,6	25,56
	C+ 300x3				3	4	11,89		14,98	1926	129,7	126,8	22,52
	C+ 300x2,5				2,5	4	9,99		12,56	1626	109,3	108,8	19,27
C+ 300x2	2	4	8,06	10,09	1315	88,2	89,2	15,76					
C+ 250	C+ 250x5	250	80	25	5	4	17,63	S350	22,28	1992	162,6	191,4	36,62
	C+ 250x4				4	4	14,02	S390 or S250	17,68	1607	130,6	150,2	27,9
	C+ 250x3				3	4	10,71		13,50	1246	100,9	119,8	22,17
	C+ 250x2,5				2,5	4	9,01		11,33	1053	85,1	102,7	18,96
	C+ 250x2				2	4	7,27		9,11	852	68,7	84,2	15,52
C+ 220	C+ 220x5	220	80	25	5	4	16,45	S350	20,79	1464	136,2	183,1	36,16
	C+ 220x4				4	4	13,07	S390 or S250	16,49	1184	109,7	143,9	27,55
	C+ 220x3				3	4	10,01		12,61	920	84,8	114,8	21,89
	C+ 220x2,5				2,5	4	8,42		10,59	778	71,6	98,4	18,73
	C+ 220x2				2	4	6,80		8,52	631	57,9	80,7	15,33
C+ 200	C+ 200x5	200	100	43	5	4	18,43	S350	23,29	1400	143,6	352,3	61,40
	C+ 200x4				4	4	14,98	S390 or S250	18,89	1151	117,4	293,6	50,85
	C+ 200x3				3	4	11,40		14,37	887	90,1	229,6	39,55
	C+ 200x2,5				2,5	4	9,57		12,04	748	75,7	194,9	33,48
	C+ 200x2				2	4	7,71		9,66	604	61,0	158,4	27,12
C+ 200x1,5	1,5	4	5,82	7,23	455	45,8	119,8	20,42					
C+ 150	C+ 150x4	150	90	43	4	4	12,78	S390 or S250	16,12	538	73,7	203,9	42,48
	C+ 150x3				3	4	9,76		12,30	417	56,8	160,2	33,15
	C+ 150x2,5				2,5	4	8,20		10,32	353	47,9	136,3	28,10
	C+ 150x2				2	4	6,61		8,29	286	38,6	111,0	22,80

## Anexo D: Comprimento de encurvadura em função das condições fronteira

$P_E \rightarrow \frac{\pi^2 EI}{l^2}$	$\frac{\pi^2 EI}{(l/2)^2}$	$\frac{\pi^2 EI}{l^2}$	$\frac{\pi^2 EI}{(0,7l)^2}$	$\frac{\pi^2 EI}{(2l)^2}$	$\frac{\pi^2 EI}{(2l)^2}$
$\mu = 1,0$	0,5	1,0	0,7	2,0	2,0
Caso $\rightarrow$ a)	b)	c)	d)	e)	f)

**Tabela 4. 1-** Comprimento de encurvadura em função das condições fronteira

# Anexo E: Valores de $\beta$ para comprimento de encurvadura dos pilares

CASO	Forma del pórtico	Coefficiente $\beta$	Magnitudes auxiliares
a		$\sqrt{0,51(1+m)} \times$ $\times \sqrt{4+1,4(c+6a)+0,02(c+6a)^2}$	$m = \frac{P_1}{P} < 1$ $c = \frac{I \cdot b}{I_1 \cdot l} < 10$ $s = \frac{4 \cdot I_1}{b^3 \cdot A} < 0,2$
b		$\sqrt{4+1,4(c+6a)+0,02(c+6a)^2}$	$c = \frac{2I \cdot b}{I_1 \cdot l} < 10$ $s = \frac{I}{b^3} \left( \frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) < 0,2$
c		$\sqrt{0,51(1+m)} \times$ $\times \sqrt{1+0,35(c+6a)-0,017(c+6a)^2}$	$m = \frac{P_1}{P} < 1$ $c = \frac{I \cdot b}{I_1 \cdot l} < 10$ $s = \frac{4 \cdot I}{b^3 \cdot A} < 0,2$
d		$\sqrt{1+0,35(c+6a)-0,017(c+6a)^2}$	$c = \frac{2I \cdot b}{I_1 \cdot l} < 10$ $s = \frac{I}{b^3} \left( \frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) < 0,2$

Tabla K.1. Valores del coeficiente  $\beta$  en soportes de estructuras porticadas de una altura (continua).

# Anexo F: Folha de cálculo da cartela

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S
1	IPE 500																		
2	h	500 mm				Ned	155693 N												
3	b	200 mm				M <sub>y</sub> /Ed	671195 N												
4	t alma	10,2 mm																	
5	t banzo	16 mm				f <sub>y</sub>	355000000 Pa												
6	Area3	11600 mm <sup>2</sup>																	
7	I Inércia	482000000 mm <sup>4</sup>																	
8	<b>Dimensões da cartela</b>																		
9	x	160 mm		alma		A1	3200 mm <sup>2</sup>	Z1	8 mm			A1 x Z1	25600 mm <sup>3</sup>						
10	a	10,2 mm		alma		A2	1632 mm <sup>2</sup>	Z2	96 mm			A2 x Z2	156672 mm <sup>3</sup>						
11	b	200 mm		banzo		A3	11600 mm <sup>2</sup>	Z3	426 mm			A3 x Z3	4941600 mm <sup>3</sup>						
12	c	16 mm				A total	16432 mm <sup>2</sup>	Zbarra	311,8228 mm			Σ Ai x Zi	5123872 mm <sup>3</sup>						
13							0,016432 m <sup>2</sup>	Z topo perfil	364,1772 mm										
14																			
15	d1	303,82278 mm																	
16	d2	215,82278 mm																	
17	d3	-114,1772 mm																	
18																			
19																			
20																			
21																			
22																			
23																			
24																			

Alterar o valor da altura da alma (X) até se obter um valor que satisfaça as duas equações finais.	
No presente caso (IPE500) Valor máximo = 426mm	

Verificação final	
Banzo superior tração - compressão	0,997759 < 1
Banzo inferior compressão + compressão	0,903863 < 1