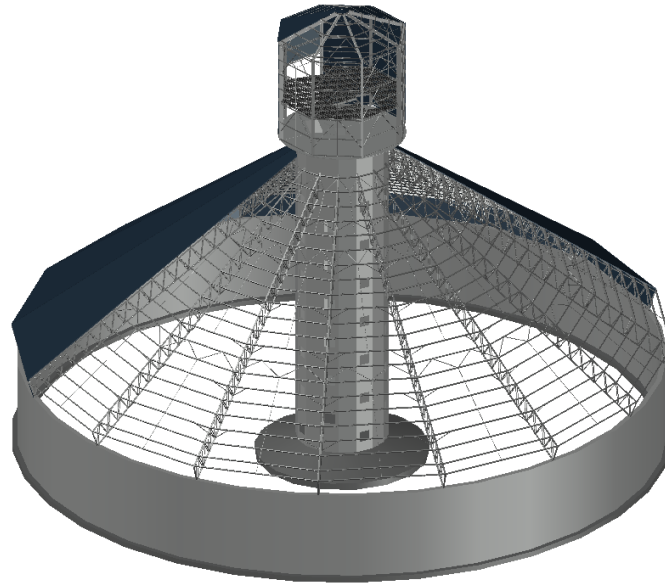




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Dimensionamento de um Edifício Industrial destinado ao armazenamento de Clínquer

JOÃO FAZERES NUNES

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de
Especialização de Estruturas

Orientador:

Licenciado especialista José António Fontelas dos Santos Viseu

Júri:

Presidente: Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Vogais:

Licenciado especialista Jorge Alexandre Dias dos Reis de Barros

Licenciado especialista José António Fontelas dos Santos Viseu

Setembro de 2021

AGRADECIMENTOS

A concretização do presente trabalho final de mestrado é o realizar de um objetivo pessoal para o qual contribuíram inúmeras pessoas, às quais desde já expresse a maior gratidão.

Aos meus pais, a quem tudo devo, agradeço pelo enorme esforço ao longo de todo o meu percurso académico para me proporcionarem uma educação de excelência, pelos valores transmitidos, pela exigência e motivação constantes e, acima de tudo, pelo amor que sempre me deram.

Ao meu irmão agradeço o amor incondicional, por ser o meu melhor amigo, e por ter sido o melhor presente que os meus pais me poderiam ter dado na vida.

À Irina por todo o amor partilhado, pelo apoio no alcance dos meus objetivos, por me complementar, pela compreensão, pela paciência e pelo sentido de vida que partilhamos. À sua família uma palavra de agradecimento por todo o acolhimento.

A toda a minha família, avós, tios, primos e à minha madrinha, pela verdadeira união, pelo suporte e carinho que sempre me deram.

Ao Engenheiro Santos Viseu agradeço por me ter confiado a realização deste projeto, pela partilha de conhecimento, pelo rigor, pela adaptação à minha condição de trabalhador-estudante e pela disponibilidade demonstrada mesmo durante a pandemia.

Aos professores que ao longo da minha vida académica me transmitiram os conhecimentos e valores indispensáveis para ultrapassar as sucessivas etapas.

A todos os meus colegas e amigos do ISEL, especialmente, ao Filipe Marques, Daniel Pinto, Paulo Rolão, Bernardo Barradas, Daniel Antunes, Miguel Melo, João Damásio e Ian Chong com os quais partilhei um grupo de estudo especial, cujo esforço coletivo contribuiu para que todos alcançassem os seus objetivos. Aos já mencionados, acresce o meu colega de tese e amigo, Rafael Farófia, que me acompanhou em todo o percurso no ISEL e que num ano tão difícil como o ano de 2020, foi uma motivação constante para que conseguíssemos terminar os respetivos projetos há tanto tempo ansiados.

A todos os meus amigos, particularmente, ao Gonçalo, à Rita, ao Frederico, à Márcia, ao Filipe, à Marta, ao André, à Esmeralda, ao Miguel, ao Telmo e ao Diogo pela amizade.

À STECONFER, concretamente, aos Engenheiros Luís Bairrão, Diogo Ferreira, Paulo Corte Real e ao Pedro Pereira, pelas oportunidades dadas e pela confiança depositada.

RESUMO

O presente trabalho final de mestrado consistiu na elaboração do projeto de estabilidade e fundações de um armazém destinado à *stockagem* de clínquer, inserido num complexo industrial de fabrico de cimento, e que inclui as seguintes estruturas: um silo de retenção, a cobertura metálica do mesmo, uma torre central de betão sobre a qual apoia uma torre metálica que recebe o clínquer de uma tela transportadora.

Na laje de fundo do silo de retenção existem quatro galerias com telas transportadoras que recebem o clínquer armazenado e o conduzem a outras instalações da unidade fabril.

O silo de retenção e a torre central de alimentação têm fundações diretas.

O projeto contemplou a conceção, o pré-dimensionamento, o dimensionamento e a execução das peças desenhadas. Os cálculos realizados obedeceram aos critérios definidos pelas normas Europeias, nomeadamente os Eurocódigos 0, 1 e 8 para a quantificação das ações (pesos próprios, restantes cargas permanentes, sobrecargas, vento, sismo, temperatura e impulsos gerados pelo material ensilado) para todas as combinações em situações de serviço e de colapso, e ainda os Eurocódigos 2, 3 e 7 no dimensionamento dos elementos de betão armado, das estruturas metálicas e na verificação da segurança do solo de fundação respetivamente.

Para a análise das estruturas foram criados vários modelos no *software* de cálculo automático “SAP2000”, rigorosamente calibrados com as técnicas de engenharia clássica utilizadas na conceção e no pré-dimensionamento dos diversos elementos estruturais, por forma a garantir que os esforços utilizados no dimensionamento e o próprio funcionamento da estrutura correspondesse à situação real.

O dimensionamento foi realizado comparando os resultados obtidos em ábacos e em folhas de cálculo em *Excel*, com os resultados dos modelos de cálculo em “SAP2000”, e sempre que possível com outros programas tais como: “Robot Structural Analysis”, “SemiComp”, “GaLa Reinforcement”, “LTBeam”, “A3C+” e “XD-CoSec”.

Palavras-chave: Dimensionamento de Instalações Industriais, Estruturas Metálicas, Estruturas de Betão, Silo de Retenção, Cobertura Metálica, Fundações Diretas, Eurocódigos Estruturais.

ABSTRACT

The present master's thesis consisted on the structural and foundations design of a clinker storage building that is inserted in an industrial park for cement manufacture, which includes the Retaining Silo and its Roof, the Central Tower that feeds the retaining silo, and the Steel Tower in which the clinker enters through a conveyor.

The Retaining Silo and the Central Tower are superficially founded on spread footing.

On the Retaining Silo bottom slab there are four galleries with extraction conveyors that lead the clinker to another factory's production line.

This project included the conception, pre-design, design and the drawings "for construction". For this purpose, the criteria defined by European Standards was followed, mainly by applying the Eurocodes 0, 1 and 8 for actions quantifications (self-weight, permanent loads, overloads, wind, earthquake, temperature and loads applied by the stored material), for the combination of them in service and collapse situations, and also for the use of Eurocodes 2, 3 and 7 for the design of concrete elements, steel elements and for the safety verifications of the foundation soil, respectively.

To analyze the structure, a model was created in the automatic calculation software "SAP2000", rigorously calibrated with the classical engineering techniques used in conception and in the pre-design of the structural elements, in order to guarantee that the applied loads used in the design and the structural behaviour correspond to the real situation.

The structural design was carried out within the same philosophy, this is, comparing the results obtained in the abacus and Excel spreadsheets (steel and concrete elements design), with the results of the "SAP2000" model and of other calculation softwares such as "Robot Structural Analysis", "SemiComp", "GaLa Reinforcement", "LT Beam", "A3C+" and "XD-CoSec".

Keywords: Design of Industrial Facilities, Steel Structures, Concrete Structures, Retaining Silo, Metallic Roof, Shallow Foundations, Structural Eurocodes.

I.	MEMÓRIA DESCRITIVA	1
1.	Introdução	1
1.1.	Estruturas de Armazenamento.....	2
1.2.	Estrutura do Trabalho.....	2
2.	Descrição do Projeto	5
2.1.	Geometria da Estrutura.....	5
2.1.1.	Silo de Retenção.....	6
2.1.2.	Cobertura Metálica do <i>Stock</i>	6
2.1.3.	Torre Central de Alimentação	10
2.1.4.	Torre Metálica	11
2.2.	Fluxo do Material no Interior da Instalação	15
2.3.	Localização.....	16
2.4.	Geologia e Geotecnia	16
3.	Bases para o Projeto de Estruturas	17
3.1.	Estados Limites	18
3.2.	Combinação de Ações.....	19
3.3.	Coeficientes de Segurança.....	20
3.3.1.	Coeficientes parciais γ para estruturas	20
3.3.2.	Coeficientes de redução ψ para estruturas.....	21
3.4.	Regulamentação	21
4.	Propriedades dos Materiais	23
4.1.	Aço Estrutural	23
4.2.	Betão	24
4.3.	Armaduras de Betão Armado	25
5.	Quantificação das Ações	27
5.1.	Ações Permanentes	27
5.1.1.	Peso Próprio (PP)	27
5.1.2.	Restante Carga Permanente (RCP).....	27
5.2.	Ações Variáveis.....	27

5.2.1.	Sobrecarga (SC)	27
5.2.2.	Sobrecarga de Equipamentos (SC-Equ) e de Manutenção (SC-Manut).....	28
5.2.3.	Vento (W).....	28
5.2.4.	Sismo (E).....	33
5.2.5.	Ação Térmica (T).....	42
5.2.6.	Impulso (I).....	44
6.	Pré-dimensionamento.....	51
6.1.	Elementos Metálicos	51
6.1.1.	Madres da Cobertura do <i>Stock</i>	51
6.1.2.	Asnas da cobertura do <i>Stock</i>	52
6.1.3.	Tarugos da cobertura do <i>Stock</i>	58
6.1.4.	Travamentos dos Cordões Inferiores.....	58
6.1.5.	Travamentos dos Anéis Rigidizadores	58
6.1.6.	Vigas da plataforma metálica	58
6.1.7.	Madres da cobertura da torre metálica	59
6.1.8.	Madres dos alçados laterais da torre metálica	60
6.1.9.	Tarugos dos alçados laterais.....	61
6.1.10.	Travamentos dos Pórticos	62
6.1.11.	Pilares e travessas da torre metálica	63
6.2.	Elementos em betão armado.....	65
6.2.1.	Silo de Retenção.....	65
6.2.2.	Torre Central de Alimentação	66
6.2.3.	Laje.....	66
7.	Análise Estrutural	67
7.1.	Estrutura Metálica - Análise global segundo o EC3	67
7.2.	Classificação de secções transversais.....	68
7.3.	Estruturas de Betão Armado.....	69
7.3.1.	Membranas, Placas e Cascas	69

8.	Dimensionamento.....	75
8.1.	Elementos em aço.....	75
8.1.1.	Estados Limites Últimos	75
8.1.2.	Estados Limites de Serviço	93
8.2.	Ligações Metálicas	95
8.2.1.	Bases do projeto de ligações	96
8.2.2.	Ligações Aparafusadas.....	96
8.2.3.	Ligações Soldadas	99
8.3.	Elementos de Betão Armado.....	101
8.3.1.	Laje da Torre Central	101
8.3.2.	Silo de Retenção.....	108
8.3.3.	Torre Central de Alimentação	109
8.3.4.	Fundações.....	109
II.	MEMÓRIA JUSTIFICATIVA.....	117
9.	Quantificação das Ações	117
9.1.	Peso Próprio (PP)	117
9.2.	Restante Carga Permanente (RCP).....	117
9.2.1.	Madres da cobertura metálica do <i>stock</i>	118
9.3.	Sobrecarga (SC)	119
9.3.1.	Madres da cobertura metálica do <i>stock</i>	119
9.4.	Vento (W).....	121
9.4.1.	Pressão Dinâmica de Pico	122
9.4.2.	Coeficiente Estrutural.....	123
9.4.3.	Coeficientes de Pressão Exterior	124
9.4.4.	Forças do Vento	127
9.5.	Ação Sísmica (E).....	131
9.6.	Ação Térmica (T).....	135
9.6.1.	Variação Uniforme da Temperatura.....	135

9.6.2.	Varição Diferencial da Temperatura	136
9.7.	Impulsos do material <i>stockado</i> (I).....	136
9.7.1.	Silo de retenção	136
9.7.2.	Torre central de alimentação	137
10.	Pré-dimensionamento.....	139
10.1.	Elementos metálicos.....	139
10.1.1.	Madres da cobertura do stock.....	139
10.2.	Elementos em betão armado.....	145
10.2.1.	Silo de Retenção.....	145
10.2.2.	Torre Central de Alimentação	145
10.2.3.	Lajes	146
11.	Dimensionamento.....	147
11.1.	Estruturas Metálicas	147
11.1.1.	Pilares e travessas da torre metálica	150
11.2.	Ligações Metálicas	162
11.2.1.	Asnas da Cobertura	162
11.3.	Estruturas em Betão Armado	164
11.3.1.	Silo de Retenção.....	164
11.3.2.	Sapatas.....	173
III.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	181
IV.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E BIBLIOGRAFIA	183

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Silo de retenção em betão armado de fundo plano apoiado diretamente no solo e silos esbeltos metálicos elevados com tremonha de descarga	2
Figura 2.1 - <i>Stock</i> Polar de armazenagem de clínquer (“ <i>AutoCAD Plant 3D</i> ”)	5
Figura 2.2 - Silo de retenção, perspetiva em 3D e vista em alçado.....	6
Figura 2.3 - Perspetivas 3D da cobertura metálica do <i>stock</i>	6
Figura 2.4 - “Gomo” tipo da cobertura metálica do <i>stock</i>	7
Figura 2.5 - Madres da cobertura do <i>stock</i>	8
Figura 2.6 - Barras das asnas da cobertura do <i>stock</i>	8
Figura 2.7 - Tarugos da cobertura do <i>stock</i>	9
Figura 2.8 - Travamentos da cobertura do <i>stock</i>	10
Figura 2.9 - Vista em alçado da Torre central de alimentação	10
Figura 2.10 - Laje de betão armado em perspetiva 3D	11
Figura 2.11 - Perspetivas da torre metálica	11
Figura 2.12 - Elementos da torre metálica	12
Figura 2.13 - Identificação das vigas principais e secundárias da plataforma metálica.	12
Figura 2.14 - Madres de um “gomo” tipo	13
Figura 2.15 - Madres dos alçados do “gomo” tipo.....	13
Figura 2.16 - Tarugos dos alçados da torre	14
Figura 2.17 – Barras de travamento dos pórticos da torre.....	14
Figura 2.18 - Pórticos da torre.....	15
Figura 2.19 - Localização da estrutura	16
Figura 2.20 - Perfil geotécnico da sondagem	16
Figura 3.1 - Fluxograma para o projeto de estruturas	17
Figura 5.1 - Perfil da velocidade média do vento como ilustrado por (Vieira C. M., 2013).....	28
Figura 5.2 - Espectros do vento e do sismo segundo (Pereira, 2011)	29
Figura 5.3 - Amortecimento de massa sintonizada instalado no arranha-céus Taipei 101 (EngenhariaCivil.com, 2017)	30
Figura 5.4 - Fluxograma - Coeficientes aerodinâmicos	32
Figura 5.5 - Pressões exercidas em superfícies	33
Figura 5.6 - Sismos no mundo século XX conforme ilustrado em (Sismólogos, 2017)	33
Figura 5.7 - Força sísmica aplicada e um oscilador com um grau de liberdade.....	34
Figura 5.8 - Espectro de resposta de aceleração em função das características dinâmicas da estrutura (Pereira, 2011).....	34
Figura 5.9 - Métodos de análise sísmica	35
Figura 5.10 - Classes de ductilidade.....	37

Figura 5.11 - Coeficiente de comportamento q , análise linear e não linear. (Coelho, 2010).....	38
Figura 5.12 - Carga estática equivalente em silos circulares EC8-4	40
Figura 5.13 - Diagramas das componentes de um “perfil de temperatura” definidos no EC1-1-5	42
Figura 5.14 – Variação uniforme e em escada e variação diferencial de temperatura	43
Figura 5.15 - Secções transversais tipo e parâmetros geométricos em silos	45
Figura 5.16 - Excentricidades no enchimento e esvaziamento.....	46
Figura 5.17 - Ações condicionantes num silo	46
Figura 5.18 - Fluxograma de carregamentos em silos.....	46
Figura 5.19 - Classificação de silos com base na geometria	48
Figura 5.20 - Silo de retenção, pouco esbelto, medianamente esbelto e esbelto.....	48
Figura 5.21 - Padrões de escoamento durante o esvaziamento, em massa, em tubo e misto	49
Figura 6.1 - Eixos principais da secção transversal e ações atuantes (direção e sentido)	52
Figura 6.2 - Nomenclatura dos elementos constituintes de uma treliça	53
Figura 6.3 - Viga principal mista da Ponte de Gogos da Linha da Beira Baixa.....	53
Figura 6.4 - Esforços axiais em treliças tipo <i>Pratt</i> como ilustrado por (Dias, 2017).....	57
Figura 6.5 - Eixos locais da secção transversal e ações	60
Figura 6.6 - Eixos principais da secção transversal e ações	61
Figura 6.7 - Funcionamento estrutural dos travamentos e transferência de cargas para os alçados	62
Figura 6.8 - Funcionamento estrutural do pórtico no seu plano.....	63
Figura 7.1 - Carga/deformações função do tipo de análise estrutural segundo (Bernardo, 2012)	67
Figura 7.2 - Esforços numa casca e camadas num elemento de casca	70
Figura 7.3 - Ligações articuladas e monolítica (Meneses, 2013).....	71
Figura 7.4 - Esforços nas paredes de silos de betão armado	72
Figura 8.1 - Interação plástica M_y e V_z para as secções de um perfil HEA300 e IPE300 por (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014).....	79
Figura 8.2 - Redução da tensão resistente na alma de um perfil I sujeito a esforços combinados $M+V$. (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014).....	80
Figura 8.3 - Decomposição dos esforços axiais e momento fletor, absorvidos pela alma e banzos respetivamente. (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014).....	81

Figura 8.4 - Interação plástica entre o N e M_y ou M_z para as secções de um perfil HEA300. (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014).....	81
Figura 8.5 - Curvas de interação entre esforços axiais e momentos fletores.(Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014).....	83
Figura 8.6 - Diagrama de interação entre N, M_y e M_z por (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014).....	83
Figura 8.7 - Curvas de interação em flexão composta desviada e influência dos expoentes α e β (Virtuoso, Análise e verificação da segurança de estruturas de aço. Resistência de secções, 2011).....	84
Figura 8.8 - Fluxograma de encurvadura em elementos	85
Figura 8.9 - Encurvadura de colunas por flexão, torção e flexão-torção (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014)	86
Figura 8.10 - Fluxograma - Imperfeições de colunas reais	86
Figura 8.11 - Relação entre a curva de Euler (coluna perfeita) e as curvas de encurvadura (colunas reais) segundo (Martins, Estruturas Metálicas - EC3 - Parte 1.1/Volume IV, 2011).....	88
Figura 8.12 - Encurvadura lateral em vigas	90
Figura 8.13 - Deslocamentos verticais	94
Figura 8.14 - Principais tipos de ligações em estruturas metálicas segundo (Martins, Estruturas Metálicas - EC3 (versão 1993) - Ligações, 2011).....	95
Figura 8.15 - Componentes de uma ligação aparafusada.....	96
Figura 8.16 - Diagrama parábola-retângulo para o betão comprimido (à esquerda). Diagramas tensões-extensões, idealizado (A) e de cálculo (B) do aço das armaduras (à direita).....	101
Figura 8.17 - Modelo de treliça considerado no EC2 no estudo das armaduras de esforço transverso	103
Figura 8.18 - Gráfico momento-curvatura para os estados não fendilhado, I, e fendilhado, II (Camara, 2014).....	105
Figura 8.19 – Fluxograma de verificação do EL de Fendilhação.....	106
Figura 8.20 - Sapata isolada, Ensoleiramento geral e Estacas	110
Figura 8.21 - Fluxograma - Dimensionamento de sapatas.....	110
Figura 8.22 - Sapata contínua - Vista em planta e corte.....	114
Figura 8.23 - Modelo de cálculo de sapatas sujeitas a cargas axiais centradas pelo método das bielas (Marchão, Appleton, & Camara, 2008)	114
Figura 8.24 - Geometria de uma sapata isolada com inércia variável.....	115

Figura 8.25 - Esforços na base de uma sapata circular (Filho, Carvalho, Christoforo, & Lahr, 2017)	115
Figura 8.26 - Disposição de armaduras em sapatas circulares (Cruz F. d., 2009)	116
Figura 1.1 - Pesos volúmicos do aço S275 e do betão C30/37 definidos no “SAP2000”	117
Figura 1.2 - RCP aplicada num gomo tipo da cobertura	119
Figura 1.3 - SC aplicada num gomo tipo da cobertura.....	120
Figura 1.4 - Alturas de referência para análise da ação do vento.....	121
Figura 1.5 - Direção da ação do vento	121
Figura 1.6 - Coeficientes de pressão exterior	125
Figura 1.7 - Coeficientes de pressão exterior	126
Figura 1.8 - Análise da ação do vento.....	127
Figura 1.9 - Vento nas madres da cobertura.....	128
Figura 1.10 - Ação do vento nas madres dos alçados	130
Figura 1.11 - Espectros de resposta de cálculo para a ação sísmica tipo 1 e 2	131
Figura 1.12 - Definição da ação sísmica tipo 1	132
Figura 1.13 - Deformada do modo de vibração nº 282	133
Figura 1.14 - Deformada do modo de vibração nº 283	133
Figura 1.15 - “ <i>Mass modifier</i> ” no modelo “SAP2000”.....	134
Figura 1.16 - Variações uniformes de temperatura máxima negativa e máxima positiva na estrutura metálica	135
Figura 1.17 - Variações uniformes de temperatura máxima negativa e máxima positiva nos elementos de betão	135
Figura 1.18 - Variações diferenciais de temperatura.....	136
Figura 1.19 - Pressões horizontais.....	137
Figura 1.20 - Pressões verticais.....	138
Figura 2.1 - Madre nº1 - Carregamento zz ELU.....	140
Figura 2.2 - Diagrama de momentos fletores yy - Madre nº1	140
Figura 2.3 - Carregamento segundo yy - Madre nº1.....	141
Figura 2.4 - Diagrama de momentos fletores zz - Madre nº1	141
Figura 2.5 - Resistência das secções transversais à flexão desviada - Perfis RHS - Aço S275	142
Figura 2.6 - Flechas máximas segundo o eixo zz - RHS's.....	143
Figura 2.7 - Flechas máximas segundo o eixo yy - RHS's	143
Figura 2.8 - Geometria	146
Figura 3.1 - Torre metálica.....	150
Figura 3.2 - Diagramas de esforços N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $V_{z,Ed}$, $M_{z,Ed}$ e $V_{y,Ed}$	150
Figura 3.3 - Folha 1 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em “Excel” - Montante 1.5/6	151

Figura 3.4 - Folha 2 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em “Excel” - Montante 1.5/6	152
Figura 3.5 - Folha 3 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em “Excel” - Montante 1.5/6	153
Figura 3.6 - Dimensionamento no “SAP2000” - Montante 1.5/6.....	154
Figura 3.7 - Diagramas N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $V_{z,Ed}$	155
Figura 3.8 - Folha 1 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em “Excel” - Travessa 4.7/8	156
Figura 3.9 - Folha 2 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em “Excel” - Travessa 4.7/8	157
Figura 3.10 - Folha 3 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em “Excel” - Travessa 4.7/8	158
Figura 3.11 - Dimensionamento no “SAP2000” - Montante 4.7/8.....	159
Figura 3.12 - Rácios de dimensionamento	161
Figura 3.13 - Exemplo de uma ligação tipo	163
Figura 3.14 - Paredes do silo de retenção - Eixos locais dos elementos de superfície.....	164
Figura 3.15 - Esforços axiais de tração F_{11} [kN/m].....	165
Figura 3.16 - Esforços axiais de tração F_{22} [kN/m].....	165
Figura 3.17 - Esforços axiais de tração F_{12} [kN/m].....	165
Figura 3.18 - Momentos fletores máximos positivos M_{11} [kN.m/m].....	165
Figura 3.19 - Momentos fletores mínimos negativos M_{11} [kN.m/m].....	165
Figura 3.20 - Momentos fletores máximos positivos M_{22} [kN.m/m].....	165
Figura 3.21 - Momentos fletores mínimos negativos M_{22} [kN.m/m].....	165
Figura 3.22 - Momentos torsores máximos positivos M_{12} [kN.m/m]	165
Figura 3.23 - Momentos torsores mínimos negativos M_{12} [kN.m/m]	165
Figura 3.24 - Esforços transversos máximos V_{13} [kN/m]	165
Figura 3.25 - Esforços transversos mínimos V_{13} [kN/m]	165
Figura 3.26 - Esforços transversos máximos V_{23} [kN/m]	165
Figura 3.27 - Esforços transversos mínimos V_{23} [kN/m]	165
Figura 3.28 - Dimensionamento das armaduras circunferenciais - Faixa horizontal 1	167
Figura 3.29 - Dimensionamento das armaduras verticais - Faixa horizontal 1	168
Figura 3.30 - Esforços circunferenciais na faixa horizontal 1 - Dimensionamento no “GaLa”	169
Figura 3.31 - Esforços verticais na faixa horizontal 1 - Dimensionamento no “GaLa”.....	169
Figura 3.32 – Cálculo das aberturas de fendas - Faixa horizontal 1.....	172
Figura 3.33 - Armaduras na sapata contínua do silo de retenção.....	173
Figura 3.34 - Geometria da sapata	175
Figura 3.35 - Sapata modelada no “SAP2000”.....	176

Figura 3.36 - Esforços considerados no dimensionamento da sapata circular do silo central. Tensões - ELU (S2) e ELU(W)_SC_I_T+.....	176
Figura 3.37 - Disposição das armaduras radiais e circunferenciais.....	176
Figura 3.38 - Envoltentes máxima e mínima dos momentos M_{11} [kN.m/m] e M_{12} [kN.m/m].	177
Figura 3.39 - Envoltentes máxima e mínima dos momentos M_{22} [kN.m/m] e M_{12} [kN.m/m].	178

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Elementos da cobertura metálica do <i>stock</i>	7
Tabela 2.2 - Características dos elementos da torre metálica.....	11
Tabela 3.1 - Tipos de Estados Limites	18
Tabela 3.2 - Coeficientes parciais γ para estruturas	20
Tabela 3.3 - Coeficientes de redução ψ para edifícios	21
Tabela 3.4 - Regulamentação	21
Tabela 4.1 - Classes de resistência dos aços	23
Tabela 4.2 – Características principais do aço S275 JR - Norma EN 10025-2.....	23
Tabela 4.3 – Características principais das classes 8.8 e 10.9 dos parafusos.....	23
Tabela 4.4 - Características do betão	24
Tabela 4.5 – Características resistentes do betão	24
Tabela 4.6 - Armaduras de betão armado.....	25
Tabela 5.1 - Princípios de projeto, classes de ductilidade da estrutura e limites para o coeficiente de comportamento.....	38
Tabela 5.2 - Determinação do gradiente térmico	44
Tabela 5.3 - Classificação de silos recomendada para a avaliação das ações	45
Tabela 5.4 - Características do clínquer	47
Tabela 5.5 - Principais características dos diferentes tipos de escoamento durante o esvaziamento	49
Tabela 6.1 - Momentos fletores e flechas máximas	51
Tabela 6.2 - Treliças <i>Pratt</i>	54
Tabela 6.3 – Treliças <i>Warren</i>	54
Tabela 6.4 - Treliça <i>Howe</i>	55
Tabela 6.5 - Treliça <i>K</i>	55
Tabela 6.6 - Diagramas de esforços no modelo de viga unifilar.....	56
Tabela 6.7 - Reações numa viga encastrada-apoiada	58
Tabela 6.8 - Esforços e deformações em vigas simplesmente apoiadas	59
Tabela 6.9 - Momentos e flechas máximas	60
Tabela 6.10 - Fatores de interação utilizados no pré-dimensionamento dos pórticos e pilares da torre metálica.....	64
Tabela 6.11 - Classificação dos silos quanto à estanquidade	65
Tabela 6.12 - Valores da relação l/d p/a verificação da deformação.....	66
Tabela 7.1 – Tipos de análise global segundo o EC3-1-1	67
Tabela 7.2 - Classes das secções transversais função dos momentos fletores últimos (Martins, Estruturas Metálicas - EC3 - Parte 1.1/Volume III, 2011).....	68

Tabela 7.3 - Tensões desenvolvidas em silos de betão do tipo <i>thick</i>	73
Tabela 8.1 - Coeficientes parciais de segurança de resistência	75
Tabela 8.2 - Verificações dos elementos metálicos segundo o EC3-1-1	75
Tabela 8.3 - Secções transversais à tração	76
Tabela 8.4 - Secções transversais à compressão	77
Tabela 8.5 - Secções transversais à flexão simples	77
Tabela 8.6 - Secções transversais ao esforço transversal	78
Tabela 8.7 - Secções sujeitas a esforços combinados (M+V)	80
Tabela 8.8 - Secções sujeitas a esforços combinados (M+N)	82
Tabela 8.9 - Dimensionamento de secções sujeitas a esforços combinados ($M_y + M_z + N$).....	84
Tabela 8.10 - Dimensionamento de colunas à encurvadura	87
Tabela 8.11 - Curva de encurvadura em função da secção transversal	89
Tabela 8.12 - Dimensionamento de vigas à encurvadura lateral.....	90
Tabela 8.13 - Curva de encurvadura lateral em função da secção transversal	90
Tabela 8.14 - Valores de $N_{Rk} = f_y A_i$; $M_{i,Rk} = f_y W_i$ e $\Delta M_{i,Ed}$	92
Tabela 8.15 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais	94
Tabela 8.16 - Tipos de ligação	95
Tabela 8.17 - Coeficientes parciais de segurança em ligações.....	96
Tabela 8.18 - Parafusos	96
Tabela 8.19 - Categorias de ligações aparafusadas	97
Tabela 8.20 - Distância mínima e máxima entre eixos de furos de parafusos, às extremidades e aos bordos.....	98
Tabela 8.21 - Resistência das peças de ligação solicitadas ao corte e/ou à tração	98
Tabela 8.22 - Fator de correlação β_w para soldaduras de ângulo	100
Tabela 8.23 - Coeficientes parciais	101
Tabela 8.24 - Valores limites do momento fletor reduzido para que as armaduras estejam em cedência.....	102
Tabela 8.25 - Valores recomendados de $w_{m\acute{a}x}$, segundo o EC2.....	107
Tabela 8.26 - Diâmetros máximos ϕ_s^* das armaduras no controlo indireto da fendilhação	107
Tabela 8.27 - Espaçamento máximo $s_{m\acute{a}x}$ das armaduras no controlo indireto da fendilhação .	108
Tabela 8.28 - Modos de rotura em solos (Reis de Barros & Ascuito, 2015).....	111
Tabela 9.1 - Peso dos materiais	117
Tabela 9.2 - Madres da cobertura metálica do <i>stock</i> - RCP	118
Tabela 9.3 - Madres da cobertura metálica do <i>stock</i> - SC.....	119
Tabela 9.4 - Determinação do valor de referência da velocidade do vento	122
Tabela 9.5 - Pressão dinâmica de pico - Vento médio	122
Tabela 9.6 - Pressão dinâmica de pico - Vento turbulento.....	122

Tabela 9.7 - Parâmetros para a determinação do coeficiente estrutural	123
Tabela 9.8 - Determinação do coeficiente estrutural	123
Tabela 9.9 - Parâmetros para o cálculo dos coeficientes de pressão exterior.....	124
Tabela 9.10 - Coeficientes de pressão exterior globais em A, B e C	124
Tabela 9.11 - Parâmetros para o cálculo dos coeficientes de pressão exterior.....	125
Tabela 9.12 - Coeficientes de pressão exterior.....	126
Tabela 9.13 - Cargas do vento nas madres da cobertura da torre - Setores 1 e 8.....	127
Tabela 9.14 - Cargas do vento nas madres da cobertura da torre - Setores 2 e 7.....	127
Tabela 9.15 - Cargas do vento nas madres da cobertura da torre - Setores 3 e 6.....	128
Tabela 9.16 - Cargas do vento nas madres da cobertura da torre - Setores 4 e 5.....	128
Tabela 9.17 - Cargas nas madres - Setores 1 e 8.....	129
Tabela 9.18 - Cargas nas madres - Setores 2 e 7.....	129
Tabela 9.19 - Cargas nas madres - Setores 3 e 6.....	129
Tabela 9.20 - Cargas nas madres - Setor 4.....	130
Tabela 9.21 - Cargas nas madres - Setor 5.....	130
Tabela 9.22 - Parâmetros para a quantificação dos espectros de resposta de cálculo.....	131
Tabela 9.23 - Modo de vibração nº 282	133
Tabela 9.24 - Modo de vibração nº 283	133
Tabela 9.25 - Quantificação do fator multiplicativo k para “ <i>mass modifier</i> ”.....	134
Tabela 9.26 - Variação uniforme da temperatura.....	135
Tabela 9.27 - Variação diferencial da temperatura	136
Tabela 9.28 - Pressão horizontal do material <i>stockado</i> no silo de retenção	136
Tabela 9.29 - Pressão vertical do material <i>stockado</i> durante o esvaziamento.....	137
Tabela 10.1 - Comprimentos de bambeamento e áreas de influência	139
Tabela 10.2 - Combinações de ações para ELU e ELS.....	140
Tabela 10.3 - Momentos fletores de cálculo em todas as madres	141
Tabela 10.4 - Quadro resumo da verificação das secções à flexão desviada	142
Tabela 10.5 - Quadro resumo das flechas	144
Tabela 10.6 - Parâmetros geométricos da parede do silo	145
Tabela 10.7 - Tensão máxima de compressão nas paredes do silo	145
Tabela 10.8 - Pré-dimensionamento da espessura da parede da torre central de alimentação ..	145
Tabela 10.9 - Tensão máxima de compressão nas paredes da torre.....	146
Tabela 10.10 - Parâmetros referentes ao dimensionamento.....	146
Tabela 11.1 - Verificações de dimensionamento	147
Tabela 11.2 - Quadro comparativo - Montante 1.5/6.....	155
Tabela 11.3 - Quadro comparativo - Travessa 4.7/8.....	160
Tabela 11.4 - Dimensionamento aos ELS - Pórticos da torre metálica.....	161

Tabela 11.5 - Elementos geométricos dos <i>goussets</i>	162
Tabela 11.6 - Armaduras circunferenciais segundo o eixo 1	166
Tabela 11.7 - Armaduras verticais segundo o eixo 2	166
Tabela 11.8 - Faixa horizontal 1.....	168
Tabela 11.9 - Dimensionamento ao esforço transverso	170
Tabela 11.10 - Armaduras mínimas de fendilhação - EC2-1	171
Tabela 11.11 - Cálculo de abertura de fendas - " <i>GaLa Reinforcement</i> "	171
Tabela 11.12 - Pré-dimensionamento da sapata.....	173
Tabela 11.13 - Esforços na base da sapata e tensão no solo.....	173
Tabela 11.14 - Dimensionamento das armaduras radiais e circunferenciais.....	173
Tabela 11.15 - Parâmetros resistentes de cálculo e peso volúmico do solo de fundação.....	174
Tabela 11.16 - Geometria da sapata	174
Tabela 11.17 - Carga vertical e respetiva inclinação.....	174
Tabela 11.18 - Coeficientes de capacidade resistente	174
Tabela 11.19 - Fatores corretivos da forma da sapata.....	174
Tabela 11.20 - Fatores corretivos da inclinação da carga	174
Tabela 11.21 - Fatores corretivos da inclinação da base da sapata	174
Tabela 11.22 - Capacidade resistente do solo de fundação e verificação da segurança.....	175
Tabela 11.23 - Pré-dimensionamento da geometria da sapata do silo central.....	175
Tabela 11.24 - Tensões no solo de fundação.....	176
Tabela 11.25 - Armaduras circunferenciais segundo o eixo 1	177
Tabela 11.26 - Armaduras radiais segundo o eixo 2	178
Tabela 11.27 - Parâmetros resistentes e peso volúmico do solo de fundação.....	179
Tabela 11.28 - Geometria da sapata	179
Tabela 11.29 - Carga vertical e respetiva inclinação.....	179
Tabela 11.30 - Coeficientes de capacidade resistente	179
Tabela 11.31 - Fatores corretivos da forma da sapata.....	179
Tabela 11.32 - Fatores corretivos da inclinação da carga	179
Tabela 11.33 - Fatores corretivos da inclinação da base da sapata	179
Tabela 11.34 - Capacidade resistente do solo de fundação e verificação da segurança.....	180
Tabela 11.35 - Parâmetros referentes ao atrito.....	180
Tabela 11.36 - Capacidade resistente do solo de fundação e verificação da segurança.....	180

I. MEMÓRIA DESCRITIVA

1. INTRODUÇÃO

O presente projeto consiste no Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil no ramo de especialização de Estruturas.

Os objetivos que se pretendem alcançar estão relacionados com a escolha da estrutura e permitiram:

- Cimentar e aplicar num único trabalho os conceitos fundamentais adquiridos ao longo do curso sobre engenharia estrutural, nomeadamente nas unidades curriculares de Estruturas Metálicas e Mistas, Betão Estrutural I e II, Análise de Estrutural e Complementos de Análise Estrutural, Projeto de Estruturas, Resistência de Materiais I, II e Modelação Estrutural em Elementos Finitos, Estruturas de Suportes e Fundações I e Contensões Flexíveis e Fundações Profundas, Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica;
- Aprofundar conhecimentos sobre análise estrutural e dimensionamento de estruturas metálicas;
- Adquirir outros conhecimentos relativos ao cálculo de estruturas em betão armado, que não foram objeto de estudo no decorrer do curso, de que são exemplos os silos;
- Desenvolver metodologias de trabalho adequadas ao estado atual do mercado do projeto de estruturas, tais como: domínio dos Eurocódigos Estruturais, desenvolvimento de folhas de cálculo alusivas à quantificação de ações e ao dimensionamento de diversos tipos de estruturas, domínio de ferramentas de cálculo automático, como o “*SAP2000*” e o “*Robot Structural Analysis*”, bem como de outros softwares de cálculo específicos, de que são exemplos o “*Semi-Comp*”, o “*LT Beam*”, o “*A3C+*”, o “*Ftool*”, o “*GaLa Reinforcement*”, o “*XD-CoSec*” e o “*XD-ConServ*”.

A aposta numa forte componente em estruturas metálicas advém da crescente utilização deste tipo de estruturas no mercado atual da construção e, portanto, na “obrigatoriedade” de um projetista de estruturas dominar esta temática.

Com efeito, o aço é um material que permite vencer grandes vãos com recurso a elementos esbeltos, e que conduz a estruturas com pesos reduzidos. Não menos importante é a possibilidade de pré-fabricar elementos estruturais que reduzem os tempos de construção em obra, e que desta forma, permitem a redução de custos diretos e indiretos das diversas empreitadas.

Salienta-se, por último, a possibilidade da desmontagem, do reaproveitamento ou mesmo da reciclagem do aço, quando temáticas como a sustentabilidade e ambiente são transversais ao mercado da construção.

1.1. Estruturas de Armazenamento

Os silos são estruturas que servem para armazenar materiais sólidos e são utilizados em diversos sectores, tais como na: agricultura, indústria, construção e energia. O recurso a este tipo de estruturas acompanha o crescimento exponencial da exploração dos recursos para suprimir as necessidades da população.

Podem ser adotadas diversas soluções estruturais para os silos tendo em conta as características do material a armazenar, a capacidade de *stockagem*, as condições de operação, as condicionantes ao nível do local de implantação da obra e o método construtivo, que diferem fundamentalmente na geometria em planta, na altura do *stock*, na escolha do fundo e no meio de descarga.



Figura 1.1 – Silo de retenção em betão armado de fundo plano apoiado diretamente no solo e silos esbeltos metálicos elevados com tremonha de descarga

Os silos podem ser em betão armado e/ou pré-esforçado ou em aço. Os de betão apresentam maior durabilidade à corrosão e melhor controlo da humidade em relação aos metálicos. Segundo (Leite, 2008), os esforços de tração em silos de betão devem ser controlados com regularidade.

No Anexo I do presente Projeto, descreve-se de forma sumária o processo de fabrico do cimento de modo a enquadrar o edifício em estudo no complexo industrial onde está inserido.

1.2. Estrutura do Trabalho

Este projeto foi organizado segundo a seguinte estrutura:

- Peças Escritas
 - Memória Descritiva;
 - Memória Justificativa;
 - Considerações Finais;
 - Referências Bibliográficas;
 - Anexos.
- Peças Desenhadas

- Desenhos de Conjunto;
- Desenhos de Pormenores.

A Memória Descritiva é o documento onde estão enunciados os princípios teóricos mais importantes que serviram para a realização do projeto e está dividida em oito capítulos apresentados à continuação:

1. Introdução - No primeiro capítulo apresentam-se os objetivos a alcançar, a motivação para a execução do trabalho e um breve resumo sobre estruturas de armazenamento;
2. Descrição do Projeto - No segundo capítulo descreve-se a localização, a geologia e as características geométricas da superestrutura e das fundações;
3. Bases para o Projeto de Estruturas - No terceiro capítulo expõe-se os princípios de projeto definidos no Eurocódigo 0, os estados limites para as quais as estruturas devem ser dimensionadas, as regras para as combinações de ações, os coeficientes parciais de segurança e as normas europeias utilizadas no âmbito do projeto;
4. Propriedades dos Materiais - No quarto capítulo indica-se os materiais estruturais utilizados e as principais características;
5. Quantificação das Ações - No quinto capítulo explica-se os princípios teóricos mais importantes dos Eurocódigos utilizados na quantificação das ações;
6. Conceção Estrutural e Pré-dimensionamento - No sexto capítulo aborda-se os princípios adotados na conceção dos diversos elementos estruturais, bem como as técnicas de pré-dimensionamento;
7. Análise Estrutural - No sétimo capítulo assinala-se os métodos de análise global de uma estrutura metálica segundo os critérios definidos no EC3-1-1, os princípios que serviram para a classificação de secções transversais, e as premissas usadas na análise de elementos de betão armado modelados com membranas, placas ou cascas;
8. Dimensionamento - No oitavo capítulo descreve-se os critérios de dimensionamento das estruturas metálicas, de betão armado e das ligações metálicas, para as situações de Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço.

A Memória Justificativa é o documento que reúne os cálculos do projeto, de acordo com os princípios teóricos enunciados na Memória Descritiva, e está organizada nos seguintes capítulos:

1. Quantificação das Ações - Neste capítulo incluem-se os cálculos de quantificação das ações, a análise modal da estrutura, e uma tabela com todas as combinações de ações;
2. Conceção Estrutural e Pré-dimensionamento - No segundo capítulo reúne-se os cálculos do pré-dimensionamento dos elementos metálicos e de betão armado;
3. Dimensionamento - No último capítulo juntam-se as verificações realizadas no cálculo dos elementos metálicos, das ligações metálicas e dos elementos de betão armado.

2. DESCRIÇÃO DO PROJETO

A estrutura deste trabalho compreende o dimensionamento de um silo de *stockagem* de clínquer com capacidade de 60 000 toneladas, altura de 44,32m, diâmetro de 61,20m e que ocupa uma área em planta de 2 942m².

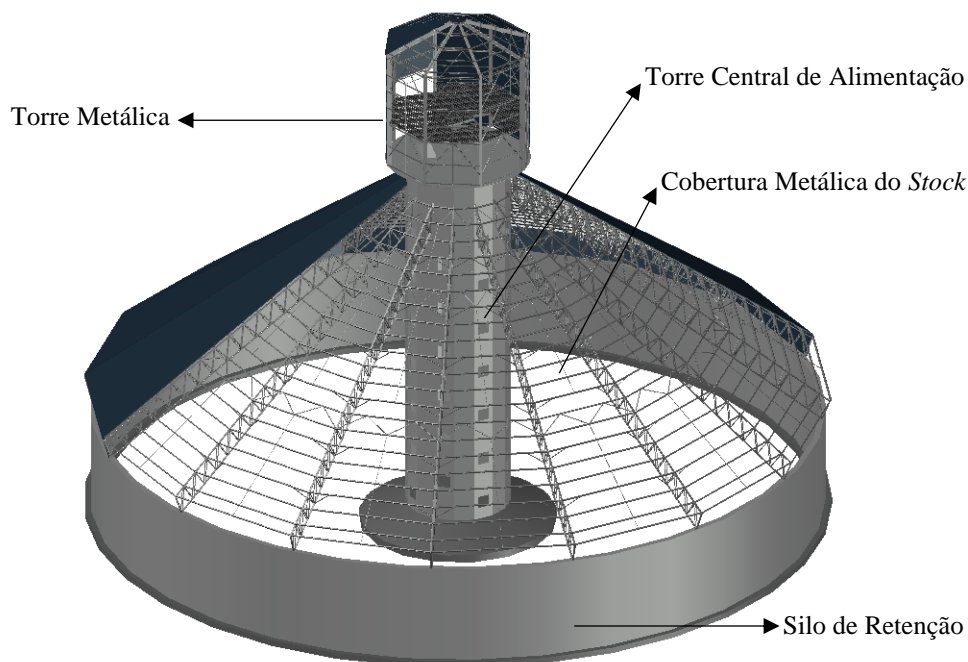


Figura 2.1 - Stock Polar de armazenagem de clínquer (“AutoCAD Plant 3D”)

2.1. Geometria da Estrutura

A estrutura é constituída por quatro elementos estruturais fundamentais:

- O Silo de Retenção que tem uma altura de 8,35m, um diâmetro interno de 60,20m, paredes com 0,50m de espessura e funciona como um anel;
- A Cobertura Metálica do *Stock* composta por um conjunto de asnas treliçadas com vãos de 33m formando uma estrutura simétrica radial com 16 “gomos” iguais;
- A Torre Central de Alimentação com uma altura de 31m, um diâmetro de 8,50m e paredes com 0,30m de espessura. Possui um conjunto de aberturas quadradas de 1x1m, dispostas em quincôncio por 13 níveis, estando em cada um dos níveis afastados radialmente de 90°, garantindo, deste modo, a distribuição regular do clínquer para o interior do stock. Na parte superior desta torre existe uma Laje Circular de Betão Armado com 12,30m de diâmetro e 0,32m de espessura. Estruturalmente a torre foi analisada como um silo esbelto sujeito a pressões verticais devidas ao atrito entre o material e as paredes. Em relação às pressões horizontais do material *stockado* por se equilibrarem não foram consideradas;
- A Torre Metálica tem uma geometria octogonal com 4,59m de lado, 13m de altura, 12m de “diâmetro” e possui um pavimento metálico intermédio. Tem vários equipamentos

mecânicos (filtros, peneiros e motorizações) e recebe uma tela de transporte que conduz o clínquer para a torre central. É composta por 8 pórticos espaciais que partilham um nó rotulado no topo e apoiam na laje da torre central.

2.1.1. Silo de Retenção

A Figura 2.2 indica as dimensões do silo de retenção.

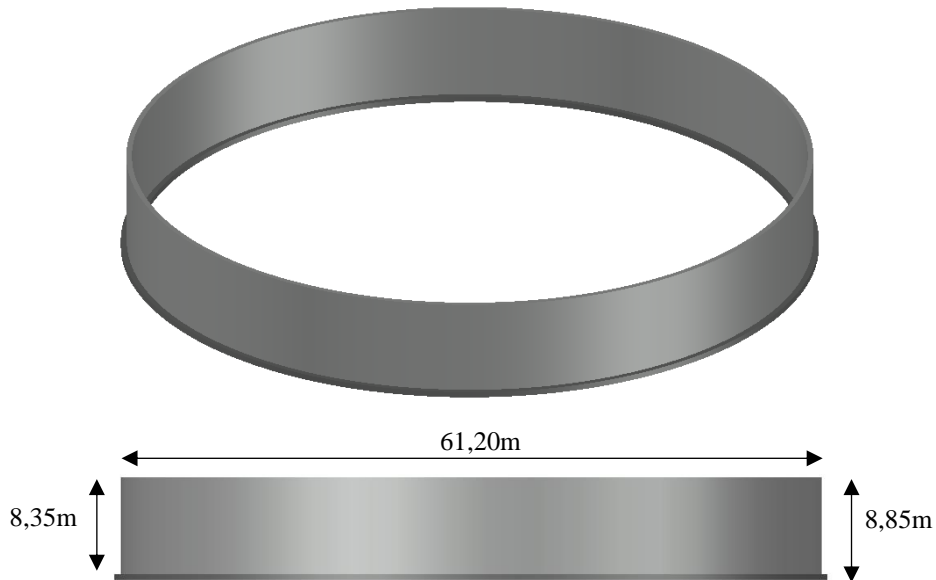


Figura 2.2 - Silo de retenção, perspectiva em 3D e vista em alçado

2.1.2. Cobertura Metálica do *Stock*

A Figura 2.3 mostra a cobertura metálica do *stock*.

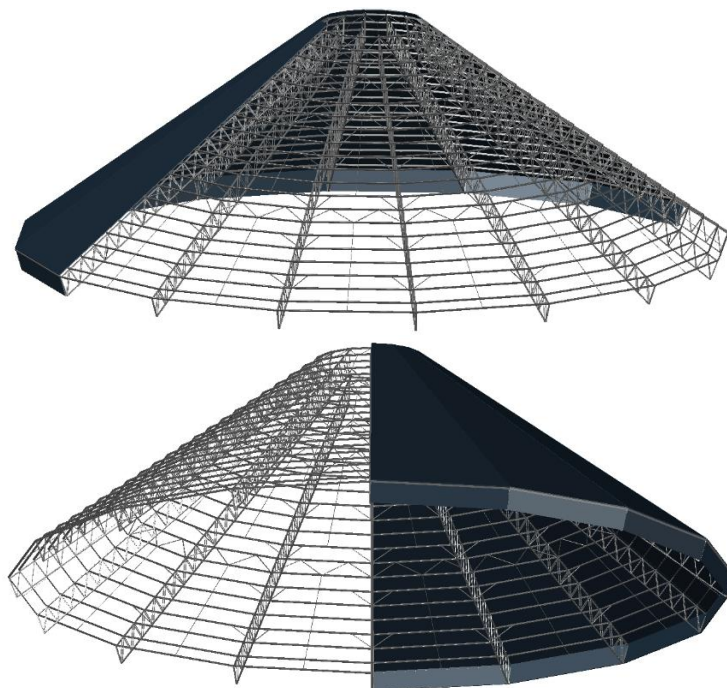


Figura 2.3 - Perspectivas 3D da cobertura metálica do *stock*

Cada um dos “gomos” que formam a cobertura metálica do *stock* compreende os elementos indicados na Tabela 2.1 e na Figura 2.4.

Tabela 2.1 - Elementos da cobertura metálica do *stock*

Elemento	Funcionamento Estrutural	Secção Transversal
Madres	Viga	RHS
Asnas	Viga (Treliça)	Cordões - RHS Prumos e Diagonais – 2SHS
Tarugos	Tirante	SHS
Travamentos Cordões Inferiores	Coluna/Tirante	CHS
Travamentos Anéis Rigidizadores	Coluna/Tirante	CHS

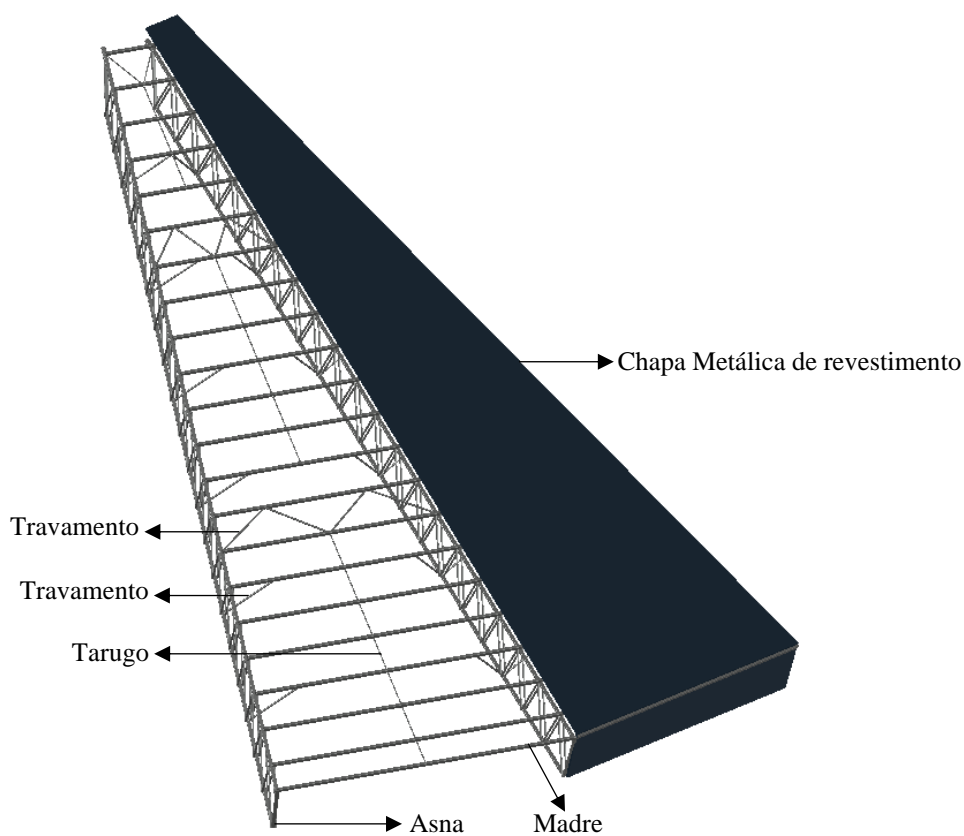


Figura 2.4 - “Gomo” tipo da cobertura metálica do *stock*

2.1.2.1. Madres

As madres da cobertura recebem as chapas metálicas e funcionam como vigas simplesmente apoiadas nos nós superiores das asnas. Cada “gomo” é composto por 22 madres com vãos que variam entre 1,91m a 12,10m.

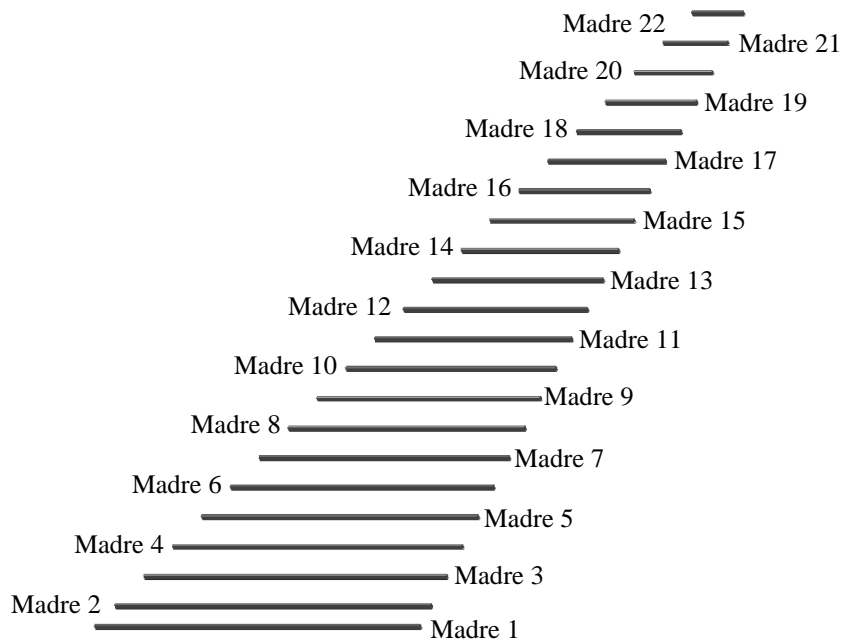


Figura 2.5 - Madres da cobertura do stock

2.1.2.2. Asnas

As asnas são constituídas pelos cordões superiores, inferiores, prumos e diagonais conforme se mostra na Figura 2.6.

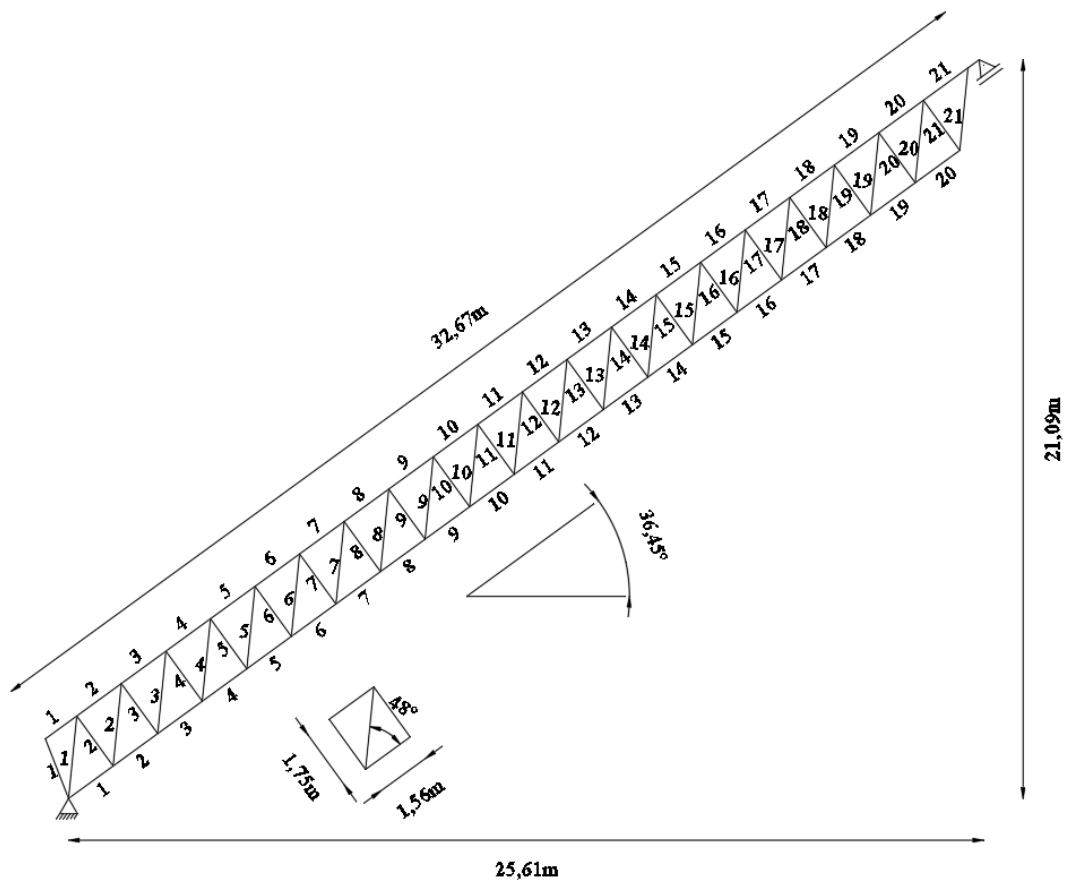


Figura 2.6 - Barras das asnas da cobertura do stock

2.1.2.3. Tarugos

Os tarugos são barras biarticuladas que funcionam como tirantes.

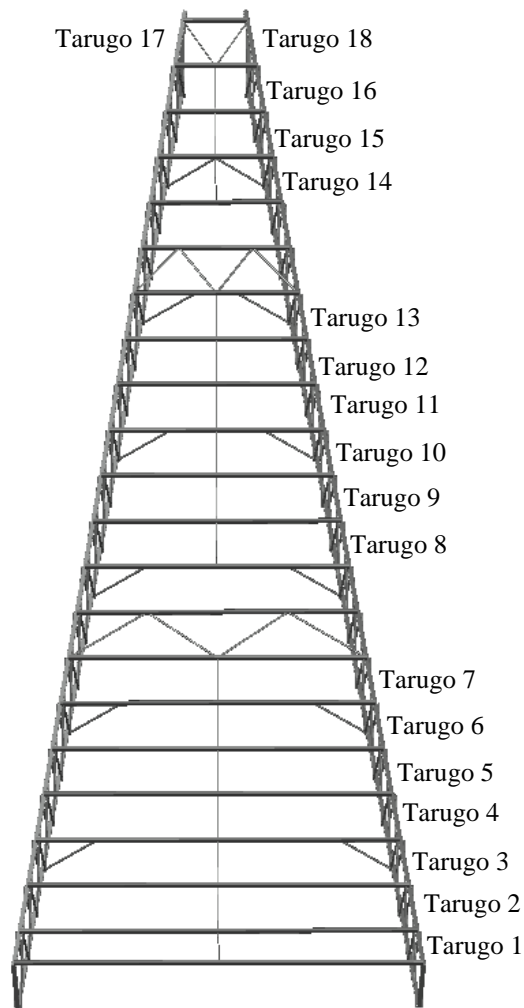


Figura 2.7 - Tarugos da cobertura do *stock*

2.1.2.4. Travamentos dos Cordões Inferiores e dos Anéis Rigidizadores

Os travamentos dos cordões inferiores funcionam como barras biarticuladas dispostas a cada três nós ligadas ao cordão inferior das asnas e funcionam como tirantes ou escoras. Formam ângulos de 45° com as madres, a que estão ligados, e têm 2,33m de comprimento.

Em cada “gomo” existem 2 níveis de vigas constituídas pelas madres e por quatro travamentos interiores que formam os anéis rigidizadores (ver Figura 2.8). Os 4 travamentos interiores dos níveis 1 e 2 são também barras biarticuladas.

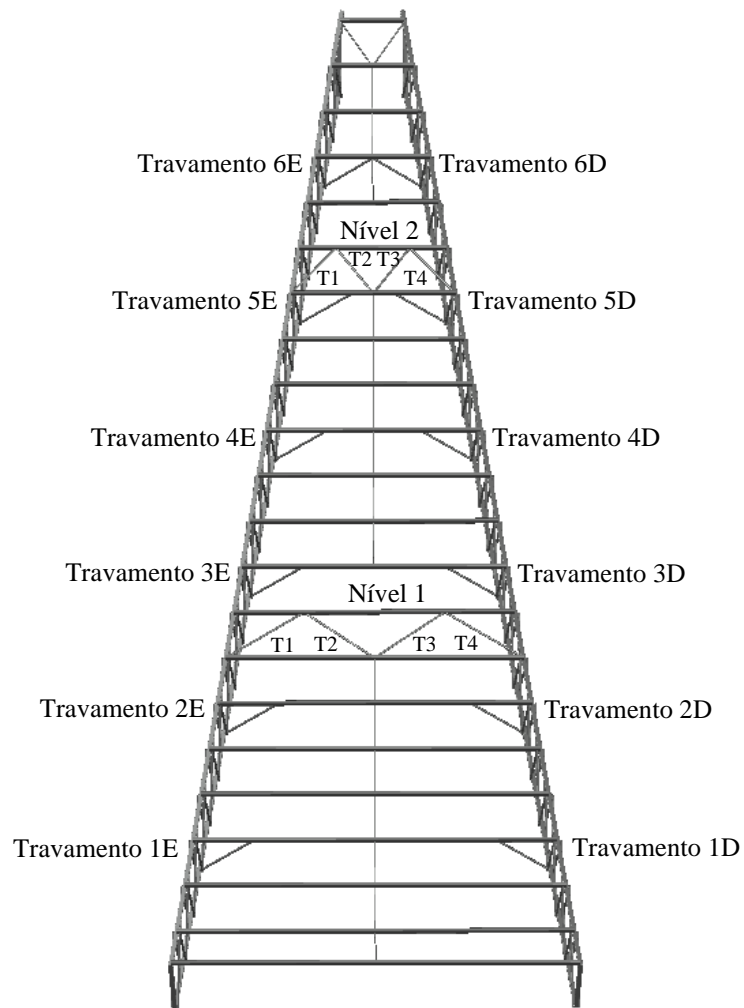


Figura 2.8 - Travamentos da cobertura do *stock*

2.1.3. Torre Central de Alimentação

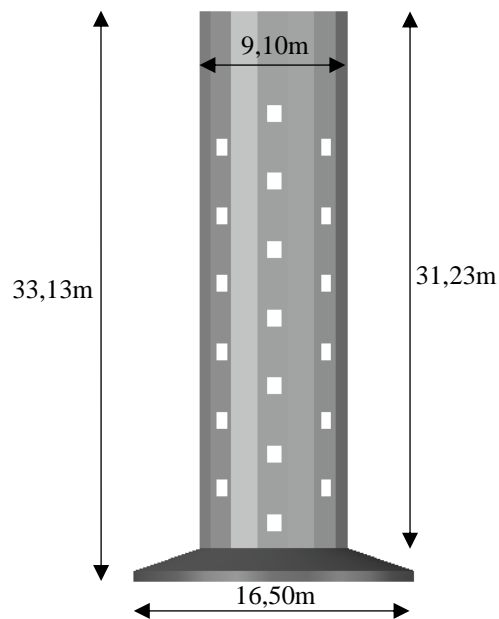


Figura 2.9 - Vista em alçado da Torre central de alimentação

2.1.3.1. Laje de Betão Armado

Na

Figura 2.10 indica-se a geometria da laje de betão com uma espessura de 0,32m.

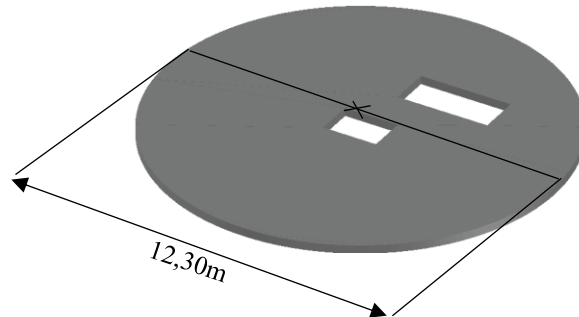


Figura 2.10 - Laje de betão armado em perspetiva 3D

2.1.4. Torre Metálica

A torre metálica é formada pelos elementos indicados na Tabela 2.2.

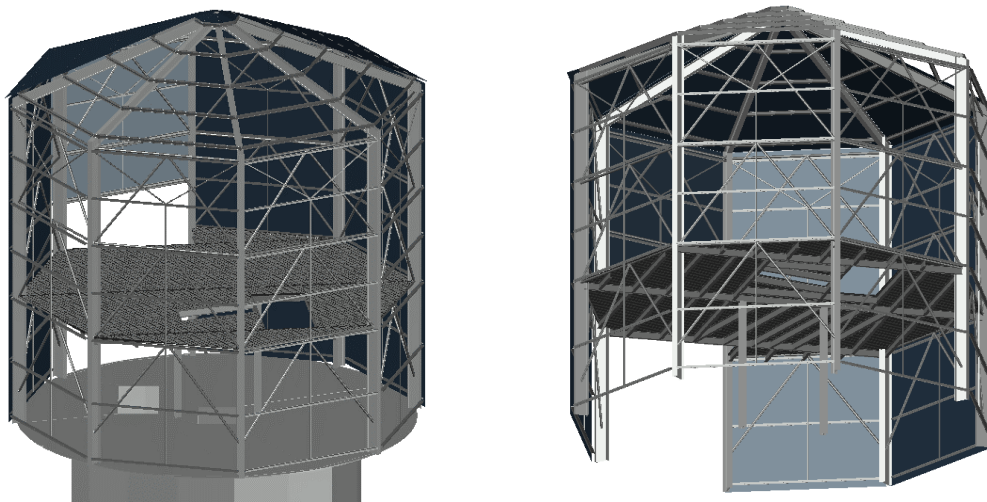


Figura 2.11 - Perspetivas da torre metálica

Tabela 2.2 - Características dos elementos da torre metálica

Elemento	Funcionamento Estrutural	Secção Transversal
Vigas Plataforma Metálica	Viga	HEB/IPE
Madres da Cobertura	Viga	IPE
Madres dos Alçados	Viga	UPN
Tarugos	Tirante	SHS
Travamentos dos Pórticos	Coluna/Tirante	CHS/HEB
Pórticos e Pilares da Viga Principal	Coluna-Viga	IPE e HEB

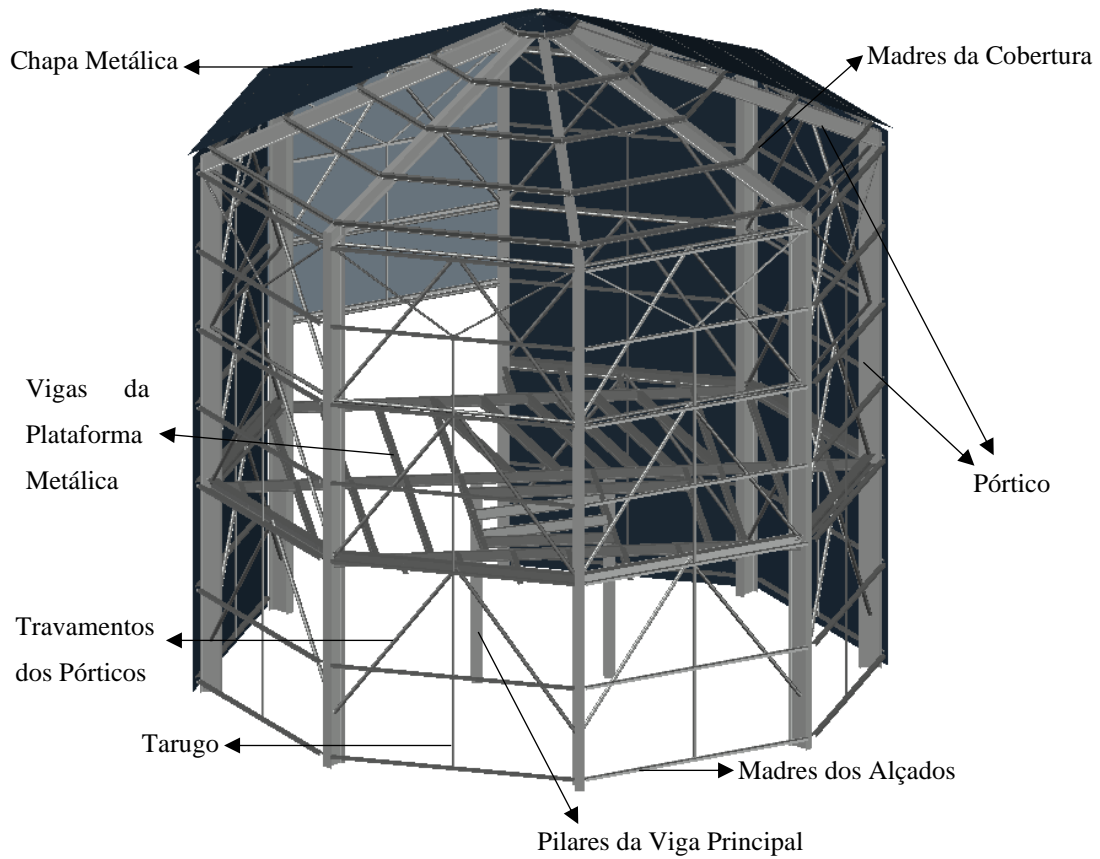


Figura 2.12 - Elementos da torre metálica

2.1.4.1. Vigas da Plataforma Metálica

As vigas da plataforma metálica recebem a chapa do pavimento do tipo xadrez 6/8mm e quase todas funcionam como vigas simplesmente apoiadas.

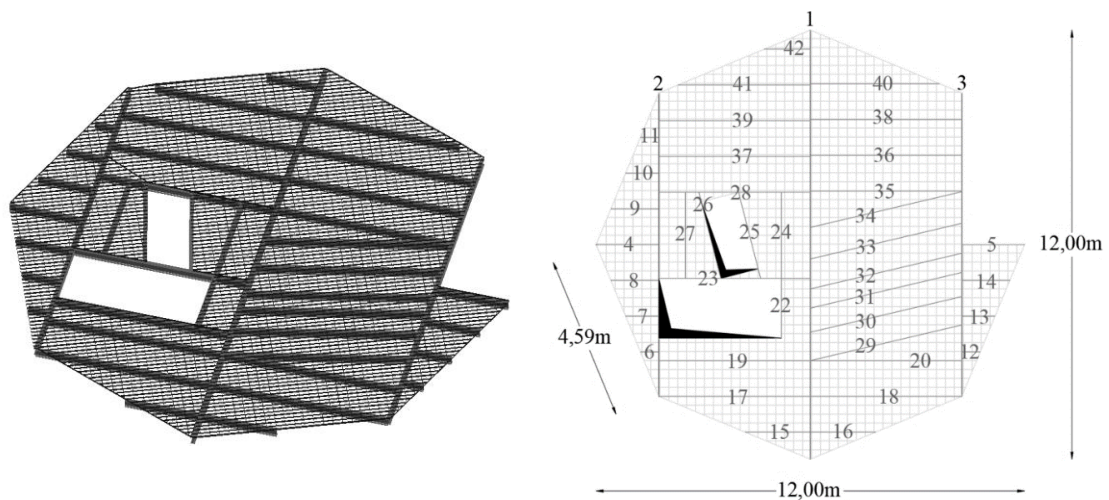


Figura 2.13 - Identificação das vigas principais e secundárias da plataforma metálica.

2.1.4.2. Madres da Cobertura da Torre Metálica

As madres da cobertura da torre recebem as chapas metálicas dos revestimentos e funcionam como vigas simplesmente apoiadas nas travessas dos pórticos. Cada “gomo” da cobertura compreende 5 madres com vãos entre 0,50m a 4,59m.

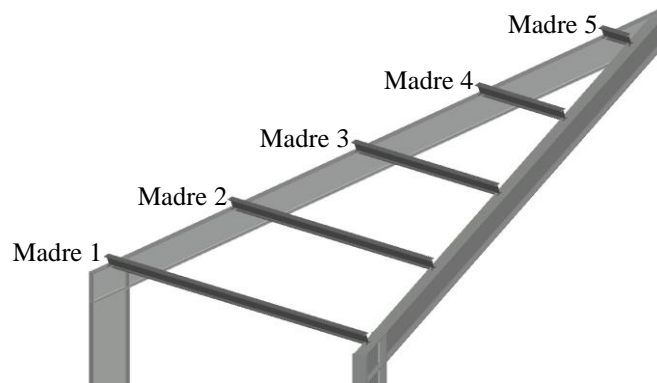


Figura 2.14 - Madres de um “gomo” tipo

2.1.4.3. Madres dos Alçados da Torre Metálica

As madres dos alçados têm vãos de 4,59m, suportam a chapa metálica dos revestimentos, e funcionam como vigas simplesmente apoiadas nos dois planos principais de inércia.

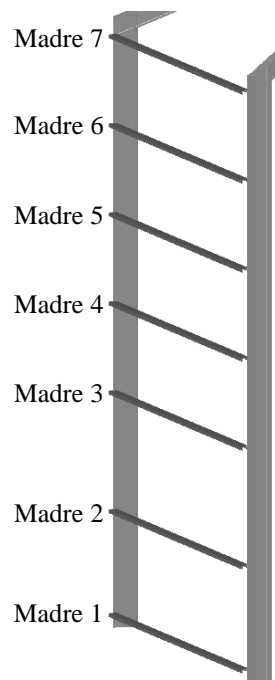


Figura 2.15 - Madres dos alçados do “gomo” tipo

2.1.4.4. Tarugos

Na Figura 2.16 identificam-se os tarugos das madres dos alçados da torre.

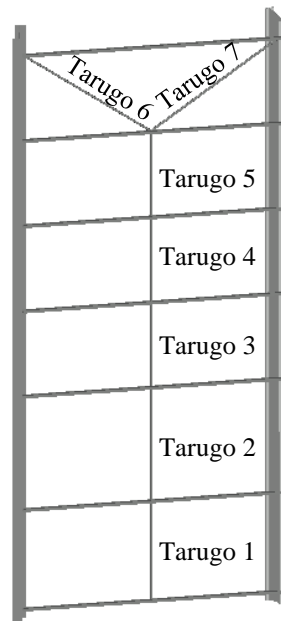


Figura 2.16 - Tarugos dos alçados da torre

2.1.4.5. Travamentos dos Pórticos

Na figura seguinte estão representados os travamentos interiores dos pórticos da torre metálica. Estas barras funcionam como biarticuladas e servem de travamento aos pilares dos pórticos dos alçados segundo o eixo de menor inércia. Os comprimentos de encurvadura para as barras diagonais e horizontais são 3,78m e 4,59m respetivamente.

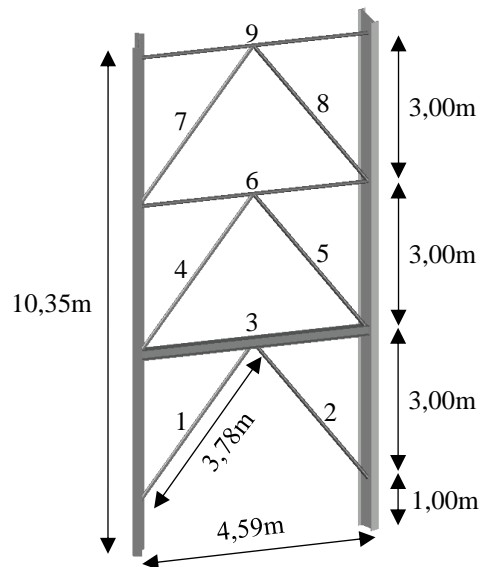


Figura 2.17 – Barras de travamento dos pórticos da torre

2.1.4.6. Pórticos e Pilares de Apoio da Viga Principal 1

Os perfis dos pórticos são IPE orientados segundo a maior inércia para o interior do octógono.

A viga nº1 contínua, representada na Figura 2.18, recebe a maior parte das cargas das vigas do pavimento transmitindo-as também dos dois pilares interiores cuja secção transversal é HEB.

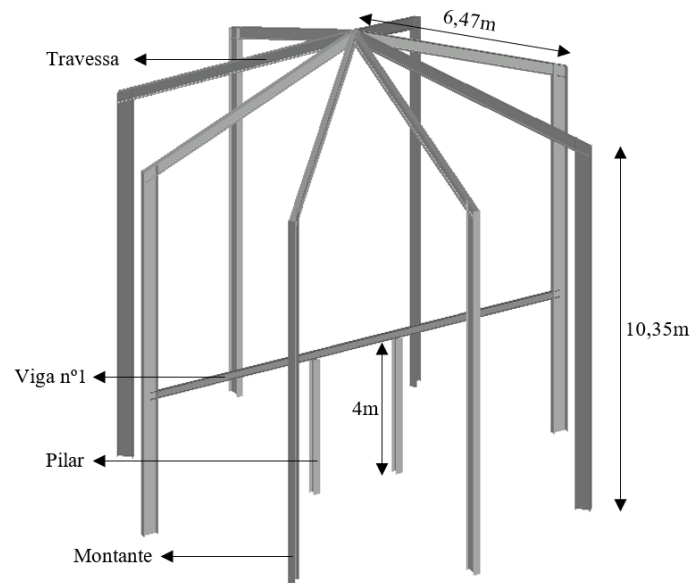
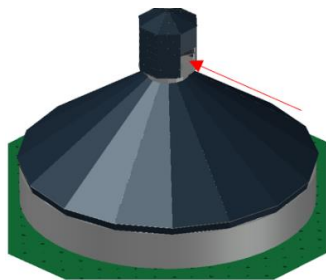


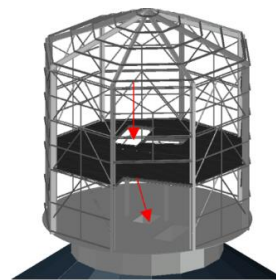
Figura 2.18 - Pórticos da torre

2.2. Fluxo do Material no Interior da Instalação

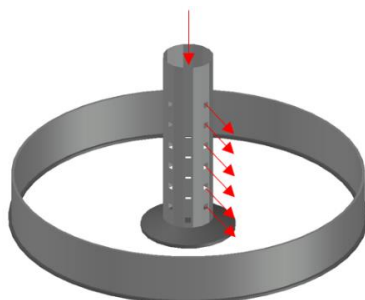
1- A entrada do clínquer é realizada por uma tela de transporte cujo acesso é feito através de uma abertura no alçado da torre.



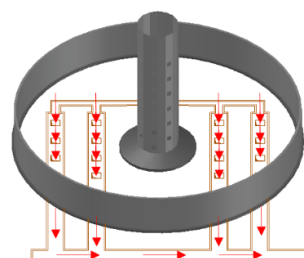
2- O material é conduzido no interior para a torre central de alimentação por equipamentos mecânicos que apoiam no piso metálico e na laje de betão.



3- Por gravidade circula da torre central de alimentação para o interior do silo de retenção.



4- O clínquer armazenado no silo de retenção é, posteriormente, conduzido para quatro galerias com telas de transporte.



2.3. Localização

A estrutura localiza-se num complexo industrial em Souselas, a 12 km a norte da cidade de Coimbra no distrito e concelho da mesma cidade.

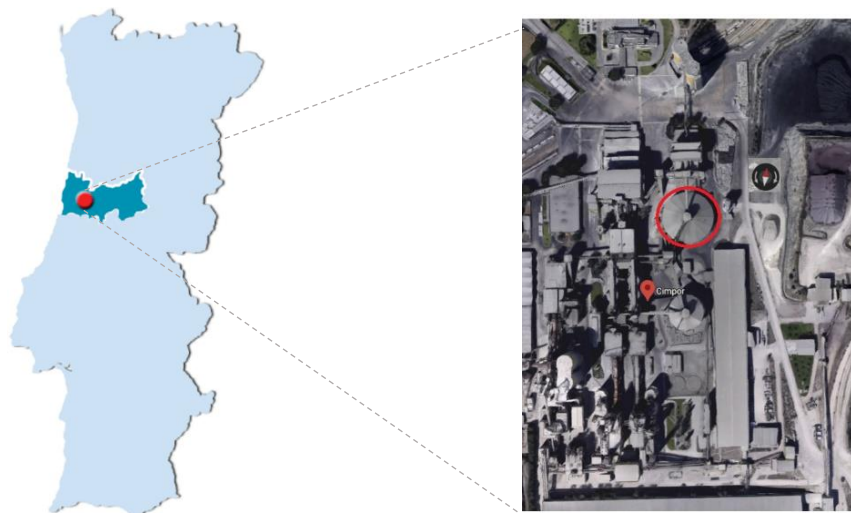


Figura 2.19 - Localização da estrutura

2.4. Geologia e Geotecnia

As características geotécnicas que serviram para o dimensionamento das fundações da estrutura basearam-se em sondagens e em ensaios SPT (*Standard Penetration Test* realizadas no local da construção). Na Figura 2.20 mostra-se o perfil geológico de uma das sondagens. Do relatório geotécnico verifica-se também que não existe nível freático.

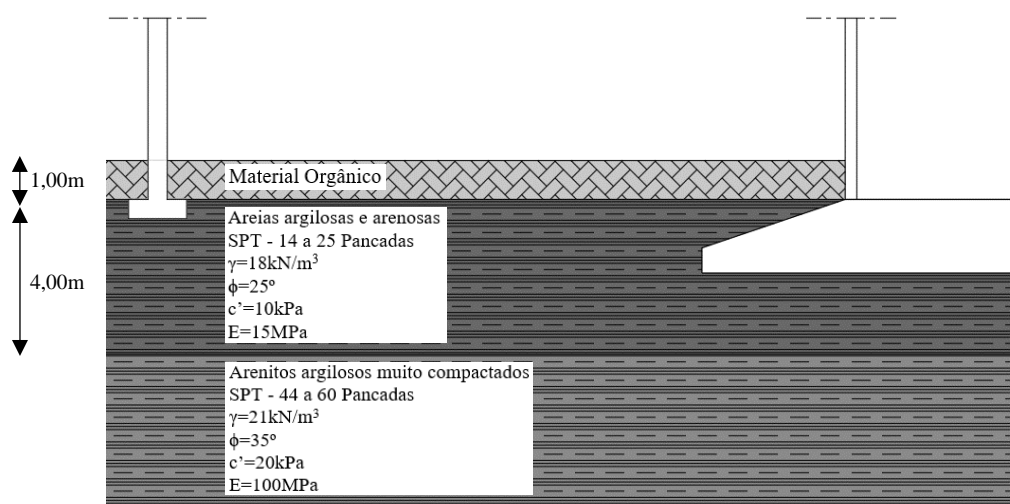


Figura 2.20 - Perfil geotécnico da sondagem

3. BASES PARA O PROJETO DE ESTRUTURAS

No fluxograma apresentam-se as bases para o projeto de estruturas segundo o EC0.

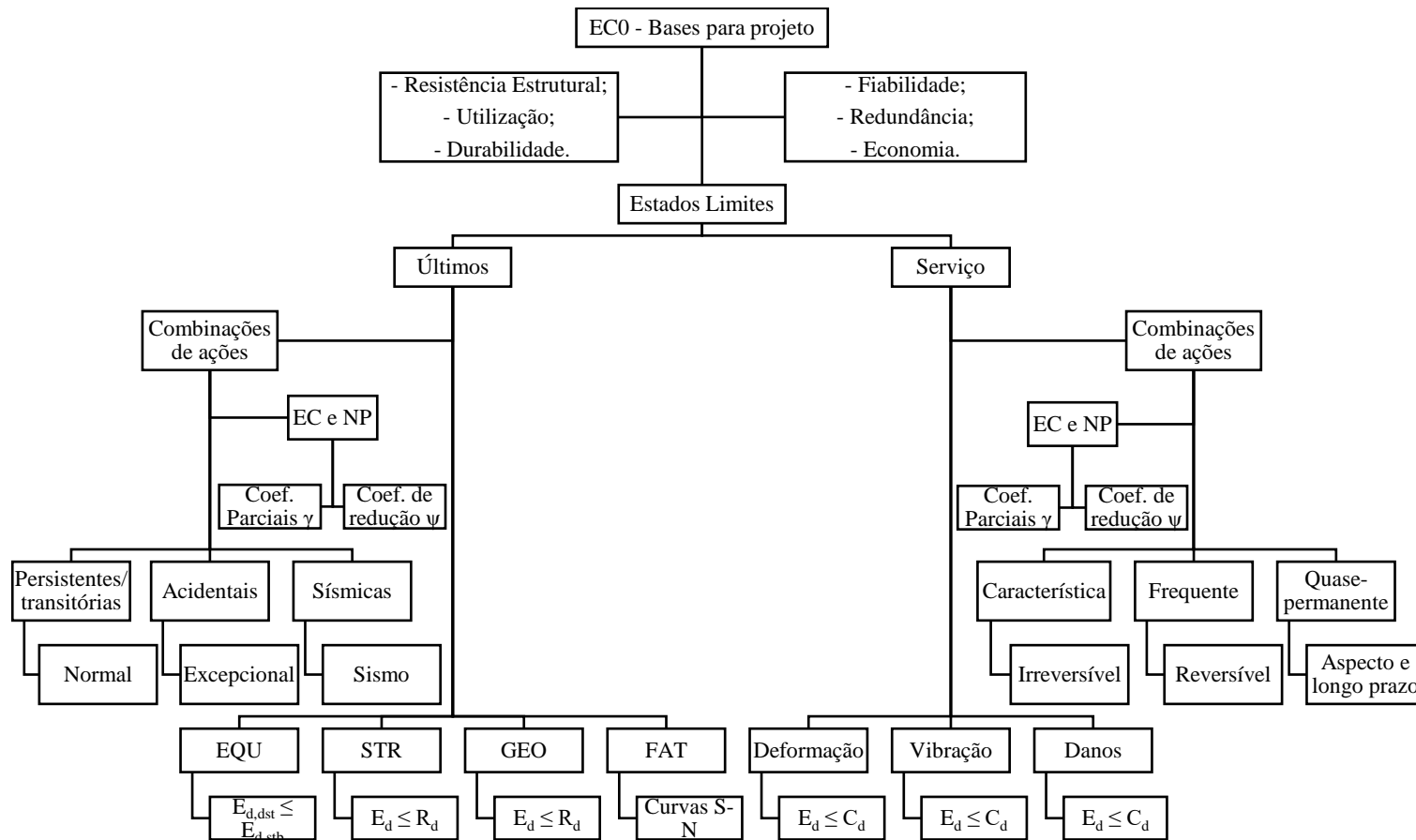


Figura 3.1 - Fluxograma para o projeto de estruturas

Este projeto foi realizado respeitando as diretrizes indicadas na NP EN 1990, em diante EC0.

O dimensionamento da estrutura foi efetuado com base nos estados limites que representam o limiar no qual as estruturas deixam de cumprir os critérios de segurança.

Às verificações para os estados limites estão subjacentes métodos que garantem os requisitos de resistência estrutural, utilização, durabilidade, fiabilidade, redundância e economia que devem ser aplicados a todas as estruturas.

A estrutura em estudo enquadra-se na categoria S4 definida na cl.2.3 do EC0, pelo que durante 50 anos (tempo de vida útil) deverá cumprir a função que lhe está destinada recorrendo, porém, a manutenções previstas, mas não a intervenções de fundo.

3.1. Estados Limites

Os estados limites são associados a diferentes situações de projeto e classificam-se em:

- Estados limites últimos (ELU) - Remetem a danos graves que comprometem a segurança da estrutura, de pessoas e de bens materiais (EQU, STR, GEO e FAT).
- Estados limites de utilização ou de serviço (ELS) - Associados a danos de menor gravidade, que embora não ponham em causa a segurança, “impossibilitam” o normal funcionamento da estrutura, o seu aspeto e o conforto das pessoas.

Tabela 3.1 - Tipos de Estados Limites

Tipo	Exemplos	Segurança
EQU - Perda de equilíbrio estático da estrutura ou de parte dela como corpo rígido, no qual a resistência dos materiais utilizados não influencia, porém, a segurança.	Derrubamento	$E_{d,dst} \leq E_{d,sub}$
STR - Rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos seus elementos, em que a segurança é condicionada pela resistência dos materiais utilizados ou por deformação excessiva.	Flexão	$E_d \leq R_d$
GEO - Rotura ou deformação excessiva do terreno de fundação onde a resistência do solo ou rocha põe em causa a segurança estrutural.	Rotura por corte	$E_d \leq R_d$
FAT - Rotura da estrutura ou parte devido a fadiga ou por efeitos dependente do tempo.	Fadiga	Curvas S-N
ELS - Estados que põem em causa a durabilidade e o funcionamento em condições normais de serviço.	Fendilhação	$E_d \leq C_d$

Em que:

$E_{d,dst}$ valor de cálculo do efeito das ações desestabilizantes;

$E_{d,sub}$ valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes;

- E_d valor de cálculo do efeito das ações;
- R_d valor de cálculo da resistência a uma ação;
- C_d valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

3.2. Combinação de Ações

Segundo o EC0 as verificações de segurança em relação aos ELU são feitas combinando as ações a partir do método dos coeficientes parciais, resultando, em função das situações de projeto (SP), as seguintes combinações:

- Persistentes ou transitórias - Combinação Fundamental de Ações

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

- Acidentais

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.2)$$

- Sísmicas - Combinação Sísmica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.3)$$

Segundo o EC0 as verificações de segurança em relação aos ELS realizam-se com base nos requisitos de utilização e também nos critérios de desempenho em causa, resultando, as seguintes combinações:

- Característica ou rara - Estados limites irreversíveis

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.4)$$

- Frequente - Estados limites reversíveis

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.5)$$

- Quase-permanente - Aspetto da estrutura e efeitos a longo prazo

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

Neste projeto por indicação do Dono de Obra utilizou-se a combinação quase-permanente na combinação de ações dos ELS.

Em que:

- $G_{k,j}$ valor característico de uma ação permanente j;
- P valor representativo de uma ação de pré-esforço e/ou deformações impostas;
- $Q_{k,1}$ valor característico da ação variável base;

$Q_{k,i}$	valor característico da ação variável acompanhante i;
A_{Ed}	valor de cálculo da ação sísmica;
A_d	valor de cálculo da ação de acidente;
$\gamma_{G,j}$	coeficiente parcial relativo à ação permanente j;
γ_P	coeficiente parcial relativo à ação de pré-esforço e/ou deformações impostas;
$\gamma_{Q,1}$	coeficiente parcial relativo à ação variável base;
$\gamma_{Q,i}$	coeficiente parcial relativo à ação variável i;
$\psi_{0,i}$	coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável i;
$\psi_{1,1}$	coeficiente para a determinação do valor frequente da ação variável base;
$\psi_{2,i}$	coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável i;
\sum	efeito combinado de;
"+"	a combinar com.

3.3. Coeficientes de Segurança

3.3.1. Coeficientes parciais γ para estruturas

Segundo o Anexo Nacional NA do EC0 os coeficientes parciais γ a adotar para estruturas nas combinações de ações são os que constam na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Coeficientes parciais γ para estruturas

ELU	Ação	Efeito Desfavorável	Efeito Favorável	
EQU	Permanente γ_G	1,10	0,90	
	Variável γ_Q	1,50	0,00	
STR (excluindo as ações de caráter geotécnico)	Permanente γ_G	1,35	1,00	
	Variável γ_Q	1,50	0,00	
STR e GEO (incluindo as ações de caráter geotécnico)	ACI Combinação 1	Permanente γ_G	1,35	1,00
		Variável γ_Q	1,50	0,00
	ACI Combinação 2	Permanente γ_G	1,00	1,00
		Variável γ_Q	1,30	0,00

3.3.2. Coeficientes de redução ψ para estruturas

Segundo o Anexo A1 do EC0 os coeficientes de redução ψ a considerar nas combinações de ações são os indicados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Coeficientes de redução ψ para edifícios

Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga (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 $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Zonas de tráfego, $30\text{kN} \leq$ peso dos veículos $\leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coberturas (*)	0,0	0,0	0,0
Neve (EN 1991-1-3)			
Altitude superior a 1000m	0,7	0,5	0,2
Altitude não superior a 1000m	0,5	0,2	0,0
Vento (EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0,0
Temperatura (EN 1991-1-5) - Exceto incêndio	0,6	0,5	0,0

3.4. Regulamentação

Na Tabela 3.4 indicam-se as normas europeias que foram aplicadas neste projeto.

Tabela 3.4 - Regulamentação

Normas	Títulos	Partes	Subtítulos	Anos
NP EN 1990	Eurocódigo 0: Bases para projeto de estruturas			2009
NP EN 1991	Eurocódigo 1: Ações em estruturas	1-1: Ações Gerais 1-4: Ações Gerais 1-5: Ações Gerais	Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios Ações do vento Ações térmicas	2009 2010 2009
EN 1991	Eurocode 1: Actions on structures	4: Silos and Tanks		2006
NP EN 1992	Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão	1-1: Regras gerais e regras para edifícios		2010
NP EN 1993	Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço	1-1: Regras gerais e regras para edifícios 1-8: Projeto de ligações		2010 2010
NP EN 1997	Eurocódigo 7: Projeto geotécnico	1: Regras gerais		2010

NP EN 1998	Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos	1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios	2010
EN 1998	Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance	4: Silos, tanks and pipelines	2006
NP EN 206	Betão	1: Especificação, desempenho, produção e conformidade	2017
EN 10025-1	Hot rolled products of structural steels	1: General technical delivery conditions	2004
EN 10025-2	Hot rolled products of structural steels	2: General technical delivery conditions for non-alloy structural steels	2004
EN 10210-1	Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain structural steels	1: Technical delivery requirements	2004

4. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Neste capítulo resumem-se as características principais dos materiais que constituem os diferentes elementos da estrutura: aço estrutural, betão e aço em armaduras segundo os Eurocódigos e normas europeias.

4.1. Aço Estrutural

Em relação aos elementos metálicos indicam-se na Tabela 4.1 as classes de aço utilizadas.

Tabela 4.1 - Classes de resistência dos aços

Elementos da estrutura metálica	Classes de resistência
Perfis e chapas	S275 JR (EN 10025-2 e 10210-1)
Soldaduras	S275
Parafusos	8.8 e 10.9 (DIN 6914)
Porcas	10 (DIN 6915)
Anilhas	10 (DIN 6916)

Tabela 4.2 – Características principais do aço S275 JR - Norma EN 10025-2

Característica	$t \leq 40\text{mm}$	$40\text{mm} \leq t \leq 80\text{mm}$
f_y - Tensão de cedência [MPa]	275	255
f_u - Tensão última [MPa]	430	410
E_s - Módulo de elasticidade [GPa]	210	
G - Módulo de distorção [GPa]	81	
ν - Coeficiente de Poisson	0,3	
α - Coeficiente de dilatação térmica linear [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]	12×10^{-6}	
γ - Peso volúmico [kN/m^3]	77	

Tabela 4.3 – Características principais das classes 8.8 e 10.9 dos parafusos

Característica	Classe 8.8	Classe 10.9
f_{yb} - Tensão de cedência [MPa]	640	900
f_{ub} - Tensão de rotura à tração [MPa]	800	1000

4.2. Betão

Os elementos de betão armado foram escolhidos considerando as interações da estrutura com o meio ambiente.

De modo a assegurar a durabilidade das estruturas de betão armado foram estabelecidos, com base no EC2, limites para algumas das características do betão e na norma NP EN 206:2017, tendo em conta as condições de exposição físicas e químicas da estrutura.

Tabela 4.4 - Características do betão

Características do betão	Elementos Estruturais		
	Sapatas de Fundação	Silo de Retenção e Torre Central	Laje de Topo
Classe de exposição	XC2	XC4	XC4
Tipo de cimento	CEM I	CEM I	CEM I
Classe de resistência	C30/37	C30/37	C30/37
c_{\min} [mm]	50	30	30
Dosagem mínima de cimento [kg/m ³]	240	280	280
Razão máxima A/C	0,65	0,60	0,60
D_{\max} [mm]	20	20	20
Índice de cloretos	CI 0,40	CI 0,40	CI 0,40
Classe de abaixamento	S3 (100 a 150mm)	S4 (160 a 210mm)	S4 (160 a 210mm)

Nota: A título de exemplo e segundo a NP EN 206:2017 a designação do betão do silo de retenção deve ser a seguinte: NP EN 206-1: C30/37 XC4(P) CI0,40 D_{\max} 20 S4.

Tabela 4.5 – Características resistentes do betão

Características	C30/37
f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura à compressão aos 28 dias em provetes cilíndricos [MPa]	30
f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão [MPa]	20
f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura à tração simples [MPa]	2,9
E_{cm} - Módulo de elasticidade do betão [GPa]	33
ν_c - Coeficiente de Poisson	0,2
γ_c - Peso volúmico do betão [kN/m ³]	24

4.3. Armaduras de Betão Armado

Relativamente às armaduras de betão armado o aço escolhido foi o A500 NR cujas propriedades principais estão indicadas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Armaduras de betão armado

Características	A500 NR
f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência [MPa]	500
f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência [MPa]	435
f_u - Valor característico da tensão última [MPa]	550
E_s - Módulo de elasticidade [GPa]	200
ε_{yd} - Valor de cálculo da extensão na cedência	0,002175
γ_s - Peso volúmico [kN/m ³]	77

5. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Neste projeto consideraram-se as seguintes ações:

- Permanentes - Peso próprio da estrutura (PP), peso das chapas de aço dos revestimentos das coberturas, alçados e dos pavimentos (RCP);
- Variáveis - Sobrecarga por acumulação de pó de clínquer (SC), sobrecarga dos equipamentos e de manutenção (SC - Equ e SC - Manut), vento (W), temperatura (T), impulso dos materiais *stockados* (I) e o sismo (E).

5.1. Ações Permanentes

As ações permanentes consideradas foram as seguintes:

5.1.1. Peso Próprio (PP)

O peso próprio da estrutura é calculado automaticamente pelo *software* de elementos finitos com base na geometria dos diferentes elementos, secções e nos pesos volúmicos dos materiais.

- Aço da estrutura metálica - 77kN/m³;
- Betão armado - 25kN/m³.

5.1.2. Restante Carga Permanente (RCP)

As restantes ações permanentes incluem o peso de elementos não estruturais, tais como os pavimentos metálicos da plataforma da torre, os acessórios de ligação e as chapas de revestimento em aço das coberturas e dos alçados (perfil trapezoidal com espessura de 0,63mm).

Consideraram-se:

- Pavimento (Chapa xadrez 6/8mm) - 0,60kN/m²;
- Chapas de revestimento em aço e acessórios de ligação - 0,10kN/m².

5.2. Ações Variáveis

Foram também consideradas as ações que podem ter variações significativas durante a vida útil da estrutura.

5.2.1. Sobrecarga (SC)

Por indicação do Dono de Obra considerou-se para a acumulação de pó de cimento nas chapas de revestimento das coberturas, 0,8kN/m², e para os coeficientes de redução os valores de $\psi_0=1,0$, $\psi_1=0,9$ e $\psi_2=0,8$.

5.2.2. Sobrecarga de Equipamentos (SC-Equ) e de Manutenção (SC-Manut)

O transporte do clínquer da torre metálica até à torre central de alimentação é assegurada por diversos equipamentos mecânicos, localizados não só na plataforma metálica, mas também na laje de betão armado. De referir, que durante o processo de manutenção dos equipamentos mecânicos de movimentação, recorre-se a equipamentos temporários de reparação cujos pesos têm valores significativos.

Por indicação do Dono de Obra consideraram-se para as sobrecargas dos equipamentos e de manutenção 10kN/m^2 e 5kN/m^2 respetivamente. Os coeficientes de redução foram $\psi_0=1,0$, $\psi_1=0,9$ e $\psi_2=0,8$.

5.2.3. Vento (W)

Não obstante os diversos regulamentos estarem em constante evolução e fornecerem orientações importantes para o estudo desta ação, são os ensaios em túnel aerodinâmico que constituem o recurso mais preciso na análise de estruturas com geometria complexas, pois permitem saber quais os valores mais corretos e utilizar nos coeficientes aerodinâmicos.

De acordo com (Jacinto, Acção do vento: quantificação de acordo com o EC1, 2014) a velocidade do vento, a geometria das estruturas e as propriedades dinâmicas são os parâmetros preponderantes na quantificação desta ação.

A velocidade do vento é não só condicionada pela localização da estrutura, mas também pela altura e pela rugosidade do terreno.

A existência da camada limite atmosférica, parte da atmosfera em que o escoamento do vento é afetado pela superfície terrestre, exige a determinação do perfil da velocidade média, bem como o estudo da ocorrência do vento turbulento segundo (Vieira C. M., 2013).

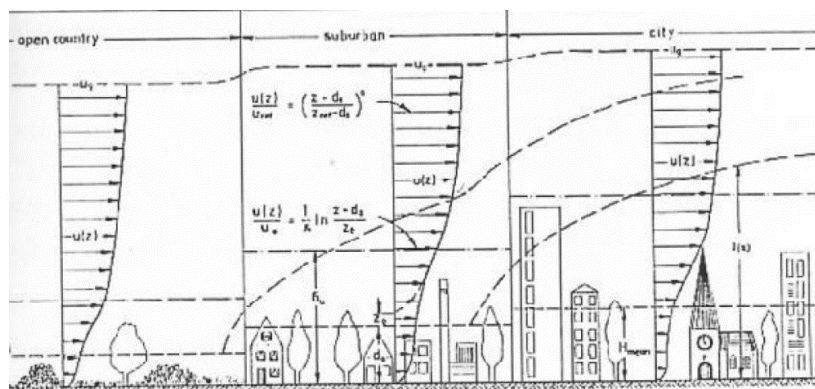


Figura 5.1 - Perfil da velocidade média do vento como ilustrado por (Vieira C. M., 2013)

O estudo da ação do vento como ação dinâmica assume fundamental preponderância em estruturas esbeltas e flexíveis (arranha-céus, torres, mastros, pontes suspensas, etc.) em que a

frequência fundamental é geralmente inferior a 1Hz (ver Figura 5.2). Neste tipo de estruturas, a proximidade entre as frequências fundamentais e a frequência dinâmica, pode potenciar eventos extremos como a ressonância, que no limite podem conduzir ao colapso estrutural conforme refere (Pereira, 2011).

Em edifícios altos a resposta estrutural no sentido longitudinal é condicionada pelo carácter turbulento do vento, que pode originar esforços bastante elevados. Já a resposta estrutural no sentido transversal é mais complexa, uma vez que está associada ao desprendimento de vórtices, principal causa de vibrações em edifícios altos, originando-se acelerações transversais maiores que as longitudinais como salientado por (Pereira, 2011).

Os efeitos de ressonância nestas estruturas podem ser reduzidos ou até anulados recorrendo a técnicas tais como:

- Rigidificação da estrutura recorrendo a elementos de contraventamento;
- Aumento do amortecimento pela incorporação de absorvedores de massa sintonizada (AMS) que dissipam a energia resultante do movimento da estrutura;
- Modificação da geometria da estrutura de modo a melhorar o seu desempenho aerodinâmico, recorrendo à adição de guias helicoidais como por exemplo em chaminés e em mastros que impeçam o desprendimento de vórtices como refere (Nunes, 2008).

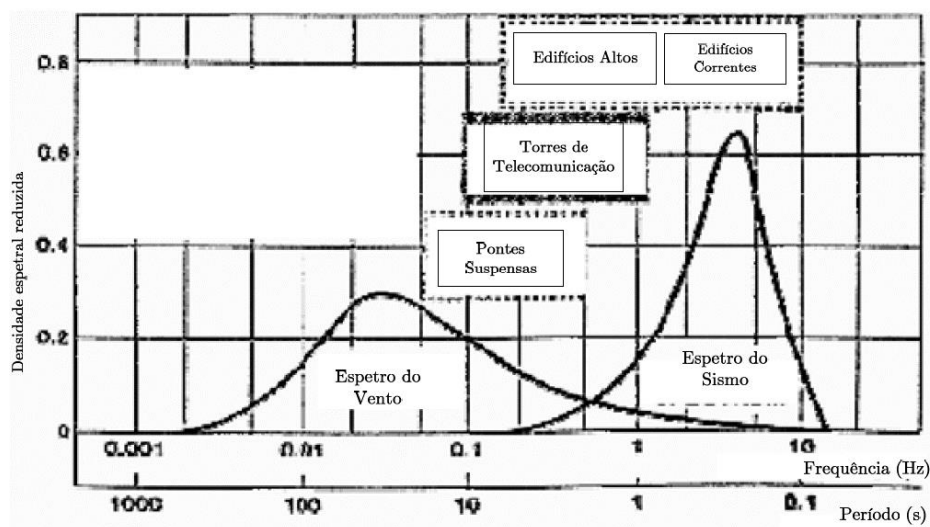


Figura 5.2 - Espetros do vento e do sismo segundo (Pereira, 2011)

Em edifícios correntes mais baixos e com maior rigidez, a natureza dinâmica da ação do vento apresenta menor significado, pelo que o dimensionamento pode ser conduzido pela à determinação das ações estáticas equivalentes de acordo com (Vieira C. M., 2013).



Figura 5.3 - Amortecimento de massa sintonizada instalado no arranha-céus Taipei 101 (EngenhariaCivil.com, 2017)

5.2.3.1. Eurocódigo 1-1-4

Na quantificação da ação do vento deste projeto utilizou-se a norma NP EN 1991-1-4:2010 (daqui em diante representada abreviadamente por EC1-1-4). Foi consultada também bibliografia da especialidade de modo a ultrapassar alguns problemas devido à geometria da estrutura.

O EC1-1-4 fundamenta o dimensionamento de estruturas sujeitas à ação do vento na simplificação desta ação em carregamentos estáticos equivalentes com base na equação de Bernoulli:

$$F = \frac{1}{2} c \times \rho \times v^2 \times A \quad (5.1)$$

Em que:

- F força a que um corpo fica sujeito quando imerso num fluído;
- c coeficiente aerodinâmico ou de forma;
- ρ massa específica do fluído;
- v velocidade de escoamento do fluído;
- A área de referência (projeção do corpo no plano perpendicular à velocidade do fluído).

A quantificação desta ação em estruturas resume-se à determinação das forças exercidas pelo vento, F_w , baseada nos seguintes parâmetros:

- Pressão dinâmica de pico, q_p ;
- Coeficiente estrutural, $c_s c_d$;
- Coeficientes aerodinâmicos, c_p , c_f e c_{fr} (de pressão, de força e de atrito);
- Pressões exercidas pelo vento em superfícies, w;
- Áreas de referência, A_{ref} , e áreas varridas pelo vento, A_{fr} .

Segundo o EC1-1-4 as ações do vento variam em função do tempo e atuam perpendicularmente às superfícies. Quando o vento varre grandes construções podem desenvolver-se também forças de atrito tangenciais à superfície.

5.2.3.2. Pressão Dinâmica de Pico

A pressão dinâmica de pico compreende a pressão dinâmica média do vento associada a flutuações de curta duração, como a turbulência do vento. O seu valor depende da altura de referência, da rugosidade do terreno, da orografia e do regime local de ventos. O procedimento para a quantificação consta do Anexo II deste trabalho.

5.2.3.3. Coeficiente Estrutural

O coeficiente estrutural, $c_s c_d$, contempla a não ocorrência das pressões de pico em simultâneo com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência.

O coeficiente estrutural inclui um coeficiente dinâmico (c_d) e um coeficiente de dimensão (c_s). O coeficiente dinâmico tem carácter majorativo e é devido às vibrações provocadas pela turbulência em ressonância com a estrutura, ao passo que o coeficiente de dimensão tem um efeito minorativo, e considera a não simultaneidade na ocorrência de pressões de pico.

Segundo a c.l.6.2(1) do EC1-1-4 o coeficiente estrutural é unitário nos seguintes casos:

- Edifícios de altura inferior a 15 m;
- Elementos de fachada e de cobertura cuja frequência própria seja superior a 5 Hz;
- Edifícios de estrutura porticada que contenham paredes resistentes cuja altura seja inferior a 100 m e a 4 vezes a dimensão do edifício na direção do vento;
- Chaminés de secções transversais circulares com alturas inferiores a 60 m e a 6,5 vezes o seu diâmetro.

Quando a estrutura não se enquadre nas estruturas anteriores o coeficiente estrutural pode ser calculado segundo o procedimento indicado no Anexo II.

5.2.3.4. Coeficientes Aerodinâmicos

Os coeficientes aerodinâmicos podem ser de diferentes tipos e têm por finalidade traduzir o efeito da ação do vento numa estrutura tendo em conta a sua geometria.

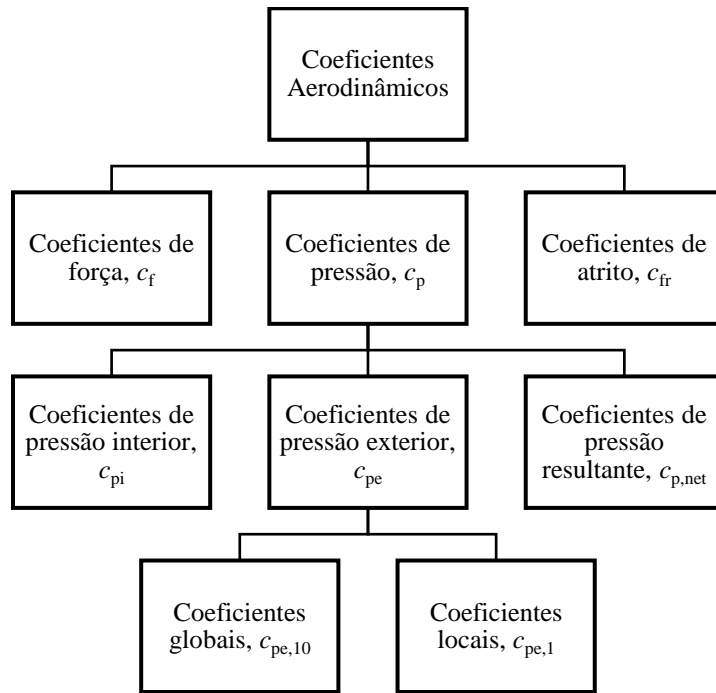


Figura 5.4 - Fluxograma - Coeficientes aerodinâmicos

Os coeficientes aerodinâmicos positivos representam situações de sobrepressão e os negativos constituem situações de sucção.

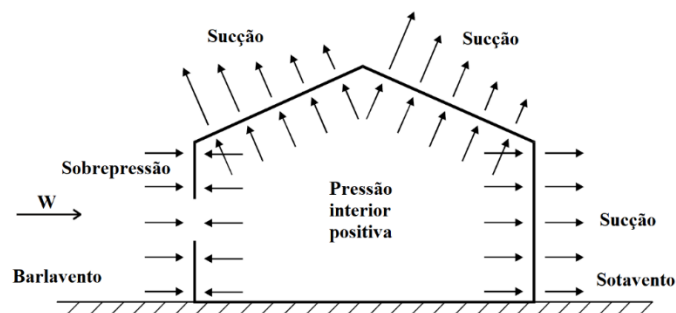
Neste projeto as tipologias estruturais adotadas para a determinação dos coeficientes de pressão foram as cúpulas nas coberturas do *stock* e da torre metálica, e os cilindros de base circular no silo de retenção e nos alçados da torre metálica. O processo para a quantificação destes coeficientes está indicado no Anexo II.

5.2.3.5. Pressões exercidas pelo vento em superfícies

As pressões exercidas pelo vento nas superfícies, w , podem ser de dois tipos:

- Exteriores $w_e = q_p(z_e)c_{pe}$
- Interiores $w_i = q_p(z_i)c_{pi}$

Denomina-se sobrepressão (pressão positiva) as pressões exercidas sobre uma superfície, e sucção (pressão negativa) as pressões que atuam em sentido contrário.



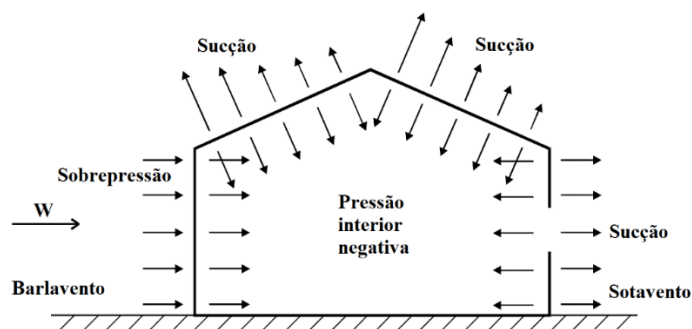


Figura 5.5 - Pressões exercidas em superfícies

A pressão final do vento resulta da soma vetorial das pressões atuantes.

5.2.3.6. Forças exercidas pelo vento

A expressão final da resultante das forças exercidas é:

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum_{\text{superfícies}} w_e A_{ref} \quad (5.2)$$

5.2.4. Sismo (E)

A crosta terrestre encontra-se dividida em diversas placas tectónicas sujeitas a tensões elevadas resultantes de movimentos. Quando se ultrapassam as tensões resistentes entre placas, liberta-se repentinamente nas fronteiras destas placas uma quantidade massiva de energia elástica de deformação originando-se os sismos. Compreende-se, assim, que a ocorrência dos sismos tem maior incidência ao longo das fronteiras das placas tectónicas.

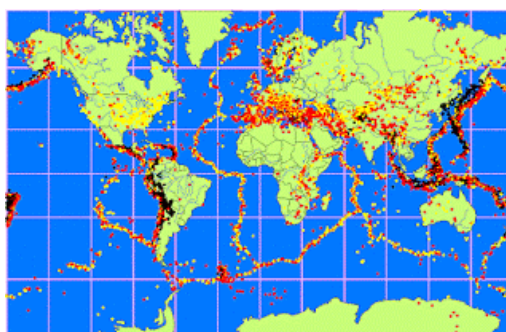


Figura 5.6 - Sismos no mundo século XX conforme ilustrado em (Sismólogas, 2017)

A energia libertada provoca vibrações que se propagam ao longo da crosta terrestre sob a forma de ondas (P, S, R e L) que atingem as estruturas, resultando movimentos na base que estão na origem de forças de inércia.

Para o estudo da resposta das estruturas aos sismos os movimentos na base podem ser traduzidos por deslocamentos, velocidades ou acelerações, sendo a resposta da estrutura condicionada pela sua massa, rigidez e também pelos propriedades dinâmicas como referido por (Pereira, 2011).

O efeito do movimento na base de uma estrutura pode ser estimado através de uma força horizontal equivalente de valor igual ao produto da aceleração gerada na base pela massa da estrutura (2ª Lei de Newton).

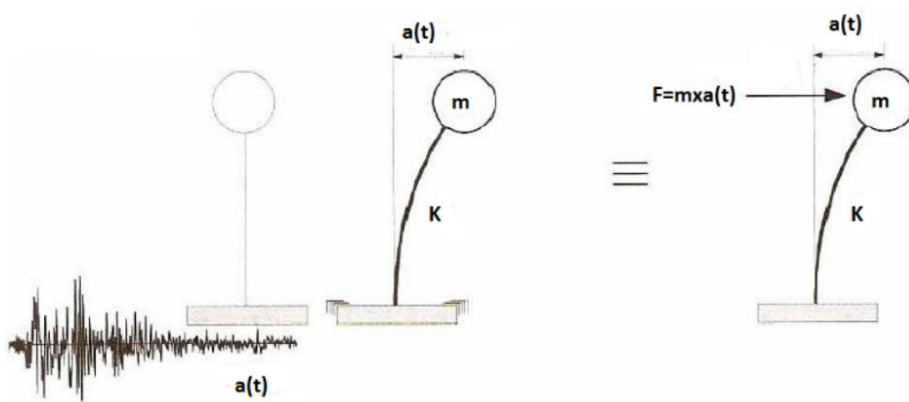


Figura 5.7 - Força sísmica aplicada e um oscilador com um grau de liberdade

Os valores máximos de aceleração, velocidade ou deslocamento de uma determinada massa de um oscilador de 1 grau de liberdade são passíveis de serem representados por um espectro de resposta similar ao da Figura 5.8.

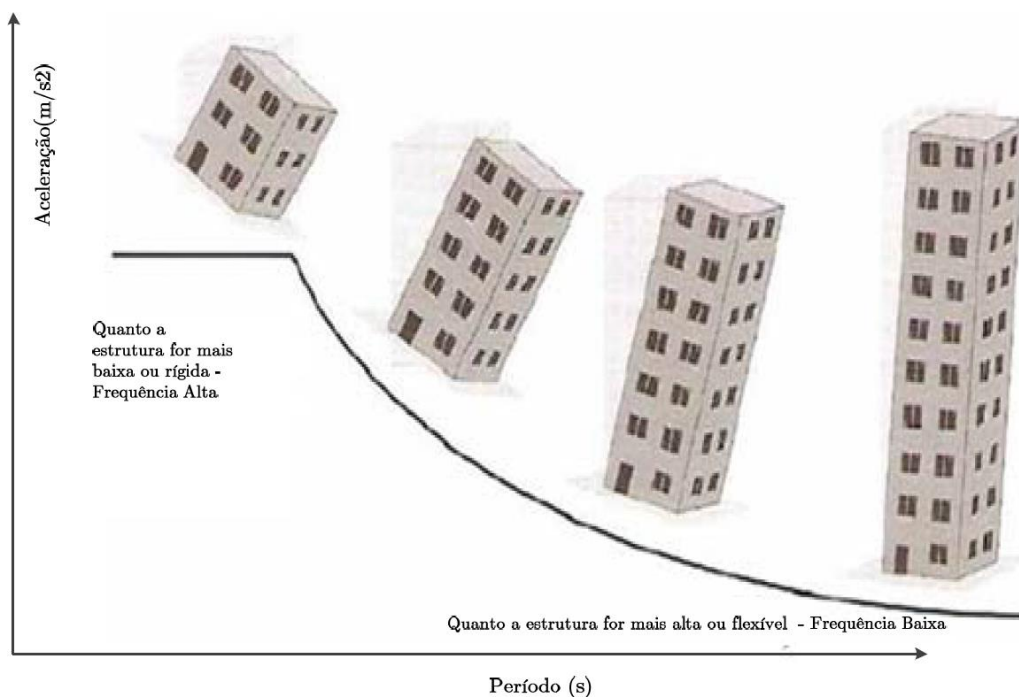


Figura 5.8 - Espectro de resposta de aceleração em função das características dinâmicas da estrutura (Pereira, 2011)

As estruturas rígidas (frequências próprias altas) são geralmente mais condicionadas pela ação sísmica que as estruturas flexíveis (frequências próprias baixas), uma vez que, de um modo geral, a frequência natural de oscilação das estruturas mais rígidas enquadra-se na zona do espectro onde as acelerações, velocidades ou deslocamentos são máximos, amplificando assim os efeitos da ação sísmica por ressonância.

5.2.4.1. Exigências de Desempenho Estrutural

Os objetivos principais respeitantes ao desempenho das estruturas são:

- Proteção das vidas humanas;
- Limitação dos danos;
- Manutenção da operacionalidade de estruturas importantes para a proteção civil.

Nesse sentido o EC8-1 impõe o cumprimento das seguintes condições:

- Requisito de não ocorrência de colapso associado ao E.L. Último de modo a prevenir o colapso global ou local, devendo ser assegurada a integridade estrutural, bem como uma capacidade resistente residual depois do sismo;
- Requisito de limitação de danos associado ao E.L. de Utilização como forma de assegurar a não ocorrência de danos e de limitações de utilização, face a ocorrência de uma ação sísmica, com maior probabilidade do que a definida para a ação sísmica de cálculo.

5.2.4.2. Metodologia

O EC8-1 propõe quatro métodos de análise sísmica definidos no fluxograma da Figura 5.9.

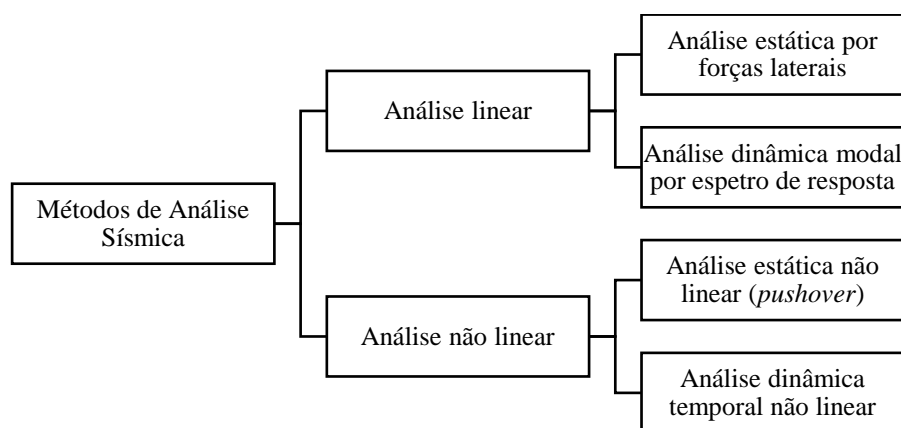


Figura 5.9 - Métodos de análise sísmica

Neste projeto recorreu-se a uma análise dinâmica modal por espectro de resposta, dado que as análises não lineares são pouco expeditas e bastante exigentes em termos computacionais, e também porque uma análise estática por forças laterais só é utilizada em estruturas regulares em planta e em altura.

5.2.4.3. Análise Modal por Espectro de Resposta

Nas análises modais por espectro de resposta o EC8-1 estabelece que se deve considerar as respostas dos modos de vibração que contribuem de forma significativa para a resposta global, sendo necessário verificar uma das seguintes condições:

- A soma das massas totais efetivas contempladas na análise modal tem que constituir mais de 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% são contemplados.

O EC8-1, refere ainda, que no caso de utilização de modelos espaciais as condições mencionadas têm de ser verificadas para todas as direções em análise.

5.2.4.4. Combinação Modal

A escolha da combinação das respostas modais é feita tendo por base a correlação entre dois modos de vibração i e j , sejam eles de translação ou de torção, que só são independentes entre si quando os seus períodos T_i e T_j satisfizerem a condição:

$$T_j \leq 0,9T_i \quad (5.3)$$

Segundo o EC8-1 no caso de todas as respostas modais serem independentes, o valor máximo do efeito da ação sísmica, E_E , pode ser obtido através da Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (RQSQ) da resposta associada a cada um dos modos de vibração:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (5.4)$$

Em que:

E_E efeito considerado da ação sísmica (força, deslocamento, etc.);

E_{Ei} valor desse efeito da ação sísmica devido ao modo de vibração i .

Nas situações em que os modos de vibração não são independentes, recorre-se à Combinação Quadrática Completa (CQC), um método mais rigoroso na combinação de máximos modais, que contempla a correlação entre modos de vibração e é calculado por:

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \rho_{ij} E_{Ei} E_{Ej}} \quad (5.5)$$

com:

$$\rho_{ij} = \frac{\xi^2 \left(1 + \frac{T_i}{T_j}\right)^2}{\left(1 - \frac{T_i}{T_j}\right)^2 + 4\xi^2 \frac{T_i}{T_j}} \quad (5.6)$$

5.2.4.5. Combinação Direcional

O EC8-1 estabelece a necessidade de considerar a atuação simultânea das componentes horizontais da ação sísmica.

Por forma a contemplar a não simultaneidade de ocorrência de efeitos sísmicos máximos em cada direção, o EC8-1 preconiza a combinação quadrática (RQSQ) para a combinação das componentes horizontais da ação sísmica, com base na equação:

$$E_{Ed} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2} \quad (5.7)$$

Em que:

- E_{Edx} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;
- E_{Edy} representa os esforços devidos à aplicação da mesma ação sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura;
- “+” significa “a combinar com”.

Apresenta também, como alternativa, a combinação linear das componentes horizontais:

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \\ 0,30E_{Edx} + E_{Edy} \end{array} \right. \quad (5.8)$$

5.2.4.6. Classes de Ductilidade

O EC8-1 “obriga” as estruturas a terem ductilidade, ou seja, apresentarem capacidade de dissipar energia sem perda de resistência, deformando-se em regime não linear.

Segundo (Jacinto, Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1, 2014), quanto maior a ductilidade maior é a capacidade da estrutura em dissipar energia, diminuindo-se assim os esforços na estrutura quando comparados com os calculados em regime linear, resultando desta forma um dimensionamento mais económico.

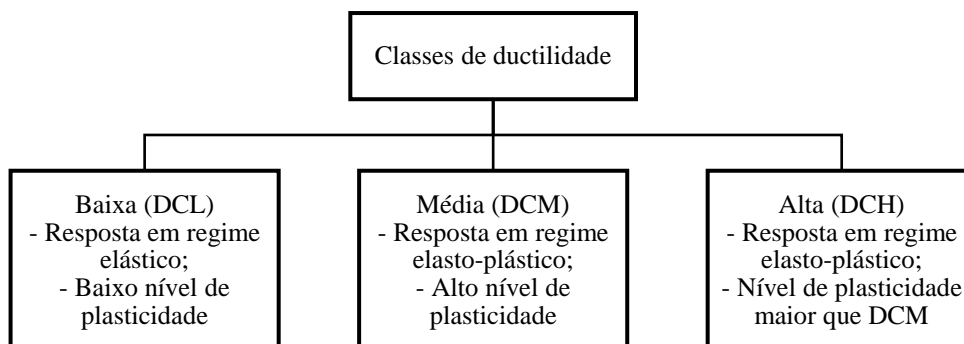


Figura 5.10 - Classes de ductilidade

5.2.4.7. Coeficiente de Comportamento

O EC8-1 refere que o facto de a capacidade das estruturas resistirem às ações sísmicas no domínio não linear permite efetuar o dimensionamento considerando forças sísmicas inferiores às obtidas numa análise elástica linear.

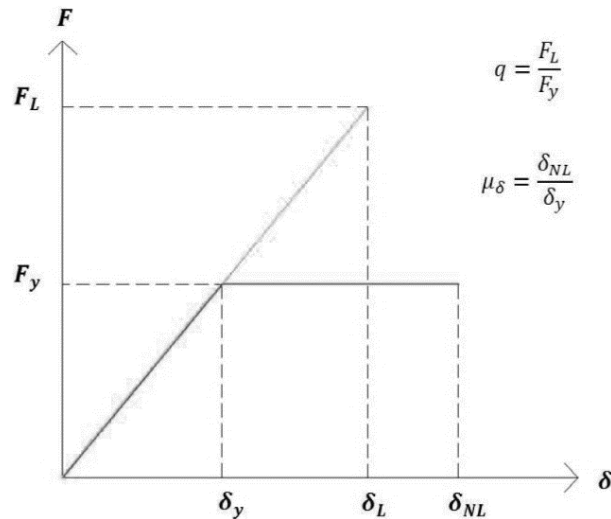


Figura 5.11 - Coeficiente de comportamento q , análise linear e não linear. (Coelho, 2010)

Se a quantificação da ação sísmica for realizada recorrendo a uma análise linear, o comportamento não linear pode ser estimado tendo em conta a capacidade de dissipação de energia, “modificando” o espectro de resposta elástica por um espectro de cálculo, recorrendo aos coeficientes de comportamento, q , cujos valores dependem não só dos materiais, mas também das soluções estruturais adotadas.

Segundo (Jacinto, Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1, 2014) quanto maiores forem os valores de q , maiores são os deslocamentos em fase inelástica, os danos na estrutura, as exigências em termos de ductilidade e menores os esforços atuantes.

Coefficientes de comportamento unitários correspondem ao estudo da ação sísmica em regime elástico, gerando-se deste modo esforços maiores e dimensionamentos economicamente menos viáveis.

Resumem-se na Tabela 5.1 os valores de referência do coeficiente de comportamento para edifícios mistos de aço-betão.

Tabela 5.1 - Princípios de projeto, classes de ductilidade da estrutura e limites para o coeficiente de comportamento

Princípio de projeto	Classe de ductilidade	Intervalo dos valores de referência do coeficiente de comportamento q
Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1,5 - 2$

Princípio de projeto	Classe de ductilidade	Intervalo dos valores de referência do coeficiente de comportamento q
Comportamento estrutural dissipativo	DCM (Média)	≤ 4 também limitado pelos valores do quadro 7.2 do EC8-1
	DCH (Alta)	Unicamente limitado pelos valores do quadro 7.2 do EC8-1

Os silos enterrados ou “apoiados” diretamente na fundação apresentam baixa redundância estrutural e também reduzida capacidade de dissipar energia em fase inelástica. Assim o EC8-4 limita a ductilidade (DCL) deste tipo de sistemas estruturais, impondo, nestes casos, para o coeficiente de comportamento, q , o valor de 1,5.

5.2.4.8. Quantificação do Espectro de Resposta

O EC8-1 define a ação sísmica através de espectros de resposta de acelerações ou deslocamentos, cuja quantificação depende fundamentalmente de:

- magnitude e distância focal do sismo;
- localização geográfica;
- tipo de terreno;
- classe de importância;
- amortecimento estrutural;
- ductilidade.

A metodologia utilizada para a quantificação do espectro de resposta está indicada no Anexo III deste Projeto.

5.2.4.9. Interação entre o material ensilado, o silo de retenção e a torre central

O dimensionamento de silos de fundo plano segundo (Pieraccini, Palermo, Silvestri, & Gasparini, 2016) é condicionado pela resposta do material armazenado quando excitado sísmicamente uma vez que se exercem também pressões adicionais nas paredes da estrutura. A análise do comportamento de silos sujeitos aos sismos tem sido objeto de intensa da investigação, mas continuam ainda diversas questões por responder. Por essa razão as normas apontam para expressões conservativas, e são omissas ou pouco explícitas em alguns pontos referentes ao dimensionamento.

Os princípios fundamentais a considerar para a análise sísmica de silos de materiais granulares são segundo o EC8-4, os seguintes:

- Determinação de cargas estáticas equivalentes que atuam nas paredes do silo quando sujeitas a uma excitação sísmica (Método de análise por forças laterais);
- Análise modal por espectro de resposta;
- Análise estática não linear (*pushover*);
- Análise dinâmica temporal não linear.

Inúmeros estudos científicos apontam para a análise dinâmica temporal não linear que considera não só as propriedades não lineares do material armazenado mas também a interação deste com as paredes do silo como sendo a mais correta, conduzindo a resultados menos conservativos em comparação com os do EC8-4.

No presente trabalho foram estudados os efeitos na estrutura recorrendo a uma análise linear estática por forças laterais e modal por espectro de resposta.

- **Método de análise estática por forças laterais**

Segundo o EC8-4, quando um silo cheio é excitado sísmicamente as suas paredes ficam sujeitas a pressões adicionais, $\Delta_{ph,s}$, perpendiculares aos pontos de tangência do silo em planta devido à aceleração do material granular. Tem-se assim:

$$\Delta_{ph,s} = \Delta_{ph,so} \cos \theta \quad (5.9)$$

Em que:

- $\Delta_{ph,so}$ pressão de referência;
- θ ângulo ($0^\circ \leq \theta < 360^\circ$) formado entre a direção da ação sísmica e os sucessivos pontos que formam as paredes do silo.

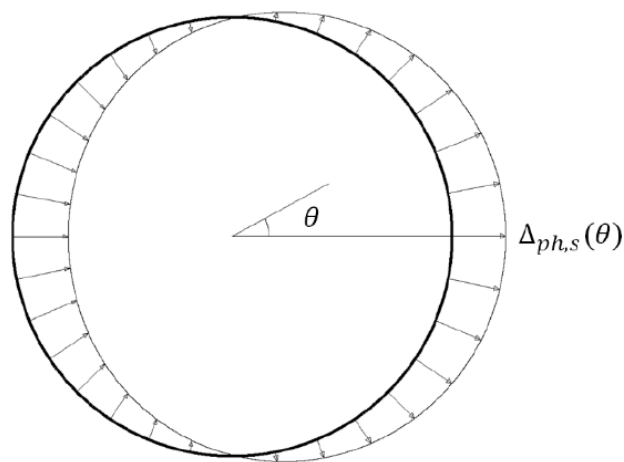


Figura 5.12 - Carga estática equivalente em silos circulares EC8-4

A pressão de referência calcula-se pela expressão:

$$\Delta_{ph,so} = \alpha(z)\gamma \text{mín}(r_s^*; 3x) \quad (5.10)$$

Em que:

- $\alpha(z)$ rácio entre o valor da resposta em aceleração do silo à altura z , medida a partir da superfície equivalente do material ensilado e aceleração da gravidade;
- γ peso volúmico do material ensilado;
- r_s^* definido pela condição: $r_s^* = \text{mín}\left(h_b; \frac{d_c}{2}\right)$;
- x distância medida na vertical desde o fundo plano do silo ou desde o vértice de uma tremonha.

Considerando um valor constante para $\alpha(z)$ ao longo da altura do silo determina-se a massa efetiva, o corte e o momento fletor na base das paredes pelas expressões:

$$m_{\text{eff}} = 1 - \frac{1}{12\Delta} \quad (5.11)$$

$$V = \alpha\gamma m_{\text{eff}} \pi r^2 h_b \quad (5.12)$$

$$M = \alpha\gamma \frac{\pi r^2}{2} \left(h_b^2 - \frac{r^2}{27} \right) \quad (5.13)$$

Em que:

Δ definido pela igualdade $\Delta = \frac{h_b}{d_c}$

Segundo o EC8-4, a soma das pressões resultantes do enchimento ou esvaziamento com as pressões adicionais resultantes da excitação sísmica do material *stockado* não devem ser inferiores a zero, isto é, causarem efeitos de sucção para o interior do silo. Se este fenómeno venha a acontecer as pressões adicionais, $\Delta_{ph,s}$ são redistribuídas para a zona da parede diametralmente oposta, para que a força resultante devida ao sismo seja mantida.

Os esforços máximos da ação sísmica (axiais de membrana, fletores circunferenciais ou meridionais e corte) devem ser inferiores aos obtidos para as combinações fundamentais de ações.

- **Método de análise dinâmica modal por espectro de resposta**

Uma vez que o material ensilado se move em conjunto com as paredes do silo de retenção considerou-se uma massa efetiva com um valor de 80% da massa total do material em conjunto com as paredes do silo.

De acordo com (Pieraccini, On the Seismic Behavior of Ground-Supported Circular Silos Containing Grain-like Material, 2017) as normas que regulam o dimensionamento sísmico de silos de materiais granulares, onde se inclui o EC8-4, têm as seguintes como principais lacunas:

- Ausência de um critério específico para a quantificação da massa que é efetivamente mobilizada na excitação sísmica. O EC8-4 refere que se deve considerar 80% da massa total como massa efetiva independentemente da esbelteza do silo e das características mecânicas do produto *stockado*;
- Falta de um valor aproximado para a frequência fundamental de vibração do sistema silo-material para os diferentes tipos de silo;
- Ausência de regras de dimensionamento aplicáveis a silos (utilizam-se de um modo igual as regras aplicáveis aos edifícios) sendo por vezes questionável a sua aplicação;
- Consideração de uma massa efetiva do material ensilado concentrada no seu centro de gravidade só para o cálculo de silos elevados. Em silos não elevados esta premissa conduz a resultados bastante conservativos.

5.2.5. Ação Térmica (T)

O estudo das ações térmicas foi feito através dos seguintes regulamentos:

- NP EN 1991-1-5:2009 Ações térmicas;
- EN 1991-4:2006 Ações em silos e tanques;
- Bibliografia da especialidade.

Um “perfil de temperatura” num determinado elemento estrutural pode incluir quatro “componentes”:

- Variação uniforme de temperatura, ΔT_u (Sazonal);
- Variação diferencial de temperatura segundo o eixo z, ΔT_{My} (Diário);
- Variação diferencial de temperatura segundo o eixo y, ΔT_{Mz} (Diário);
- Componente não linear da variação diferencial de temperatura, ΔT_E , origina tensões que se autoequilibram.

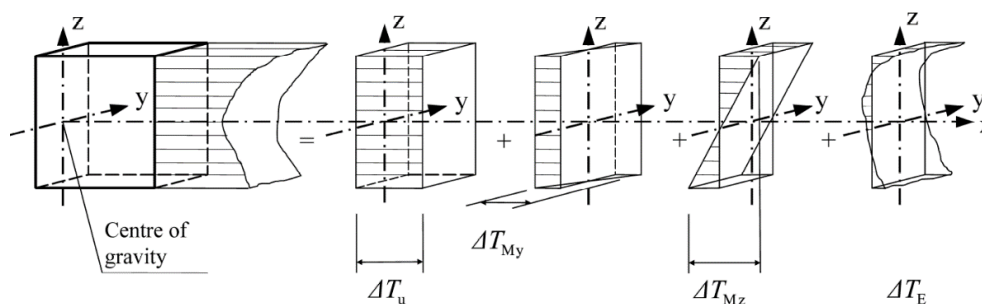


Figura 5.13 - Diagramas das componentes de um “perfil de temperatura” definidos no EC1-1-5

O EC1 refere na parte 1-5 que estruturas como chaminés industriais, condutas, silos, reservatórios ou torres de arrefecimento em contacto com fluxos gasosos, líquidos ou materiais sólidos a diferentes temperaturas devem ser calculadas considerando as “situações” seguintes:

- ações térmicas resultantes de efeitos climáticos devidos a variações da temperatura do ar à sombra e da radiação solar;
- “distribuição” da temperatura relativa a condições de funcionamento, normais e anormais.

No projeto do silo de retenção quantificaram-se as componentes resultantes das variações uniforme e diferencial de temperatura, com base nos efeitos climáticos e nas condições operacionais para as situações de Inverno e de Verão.

Uma vez que este silo está inserido num complexo industrial com várias construções circundantes, a exposição à radiação solar é reduzida pelo que se desprezou a distribuição em escada da temperatura ao longo do seu perímetro.

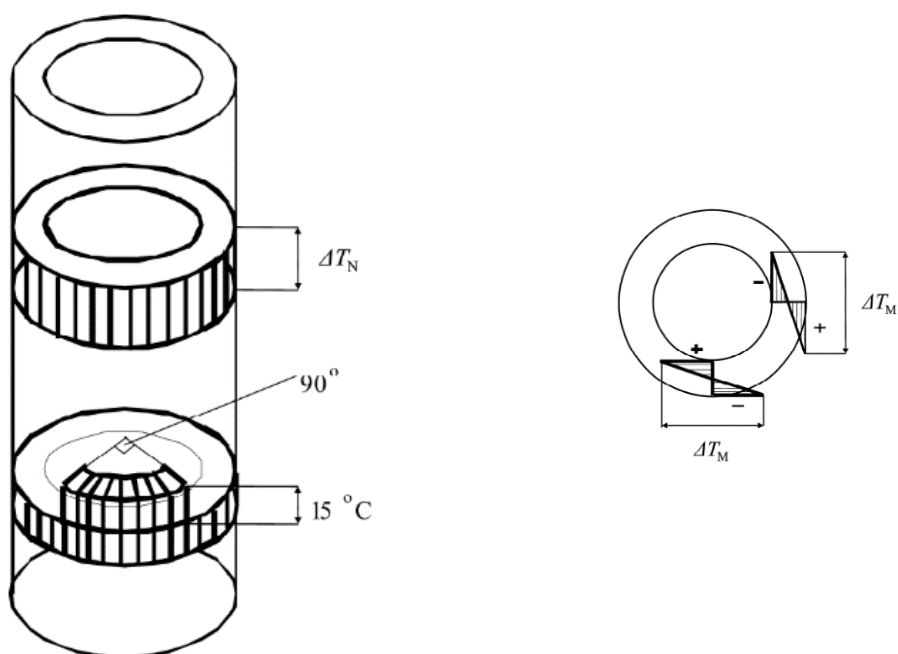


Figura 5.14 – Variação uniforme e em escada e variação diferencial de temperatura

A metodologia utilizada para a quantificação da variação uniforme e diferencial da temperatura está indicada no Anexo IV.

- **Cálculo do gradiente térmico**

Segundo (Leite, 2008) o cálculo do gradiente térmico em silos de betão armado é determinado pelas expressões da Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Determinação do gradiente térmico

Zona da parede em contacto com o ar irradiado		Zona da parede em contacto com o material ensilado	
$\frac{\Delta t}{e} = \frac{T_{ai} - T_e}{0,30 + e}$		$\frac{\Delta t}{e} = \frac{T_{si} - T_e}{1,00 + e}$	
Produtos armazenados a altas temperaturas	Caso contrário	Produtos armazenados a altas temperaturas	Caso contrário
$T_{ai} = 0,72T_r$	$T_{ai} = T_i$	$T_{si} = 0,90T_r$	$T_{si} = T_i$

Em que:

$\frac{\Delta t}{e}$ gradiente térmico em °C/m;

T_e temperatura do ar exterior;

T_{ai} temperatura máxima do volume de ar no interior do silo;

T_{si} temperatura máxima do material ensilado;

T_r temperatura de referência durante o escoamento do material para o silo.

- **Momento fletor gerado pelo gradiente térmico**

O gradiente térmico produz um momento fletor, $M_{\Delta t}$, nas paredes de um silo, igual por unidade de largura e de altura:

$$M_{\Delta t} = \frac{\alpha_t \Delta_t EI}{h} \quad (5.14)$$

Em que:

α_t coeficiente de dilatação térmica do betão;

Δ_t gradiente térmico;

E módulo de elasticidade do betão;

I momento de inércia da parede por unidade de largura e de altura;

h espessura da parede do silo.

5.2.6. Impulso (I)

O material armazenado em contacto com o silo de retenção a torre central origina impulsos nas paredes.

Para o cálculo dos impulsos consultaram-se os seguintes regulamentos:

- EN 1991-4:2006 Ações em estruturas - Silos e tanques;

- EN 1998-4:2006 Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Silos, tanques e condutas.

Enquadram-se no âmbito do EC1-4 os silos que respeitem as condições geométricas seguintes:

- Secções transversais compatíveis com as representadas na Figura 5.15;
- Alturas (h_b) inferiores a 100m, diâmetros internos (d_c) menores que 60m e também relações h_b/d_c inferiores a 10;
- A transição deve dar-se num único plano horizontal como mostra a Figura 5.15;
- Ausência de estruturas (e.g. vigas cruzadas) no seu interior.

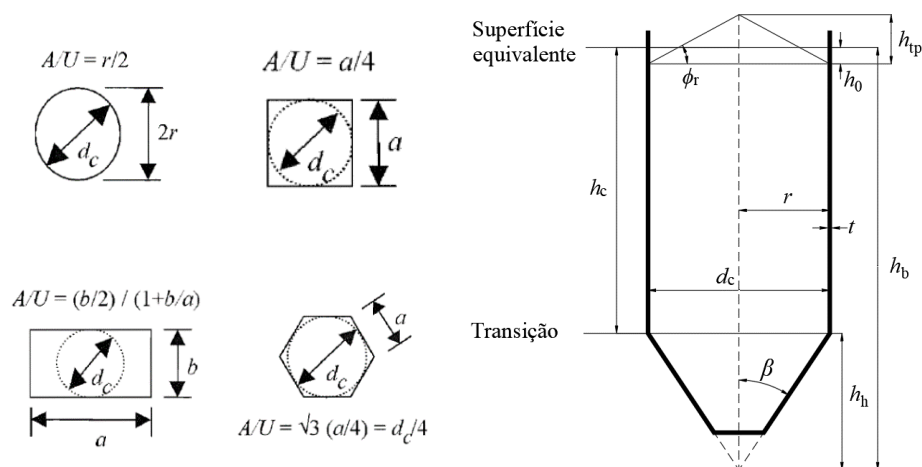


Figura 5.15 - Secções transversais tipo e parâmetros geométricos em silos

Os impulsos gerados nos silos devem ser quantificados nas paredes e também no fundo ou nas tremonhas de descarga caso existam.

O EC1-4 condiciona o cálculo dos silos em função das classes indicadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Classificação de silos recomendada para a avaliação das ações

Classe da ação	Descrição do silo
	Silos com capacidade superior a 10000 toneladas
Classe 3	Silos com capacidade superior a 1000 toneladas em que ocorra alguma das seguintes situações: <ul style="list-style-type: none"> ➤ Excentricidade na descarga em que $e_0/d_c > 0,25$; ➤ Silos achatados com uma excentricidade no topo em que $e_t/d_c > 0,25$.
Classe 2	Todos os silos considerados pelo EC1-4 que não pertençam nem à classe 1 nem à classe 3
Classe 1	Silos com capacidade inferior a 100 toneladas

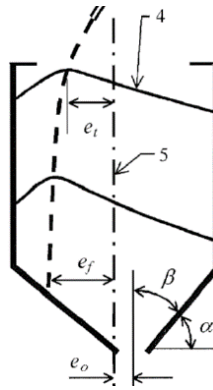


Figura 5.16 - Excentricidades no enchimento e esvaziamento

No dimensionamento devem considerar-se os carregamentos devido às operações de enchimento e esvaziamento que dão origem às seguintes ações:

- Pressão horizontal nas paredes, p_h ;
- Atrito nas paredes, p_w ;
- Pressão vertical máxima no fundo, p_v ;
- Pressões máximas na tremonha, p_n e p_t .

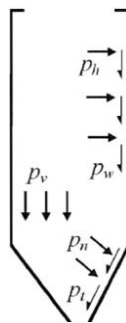


Figura 5.17 - Ações condicionantes num silo

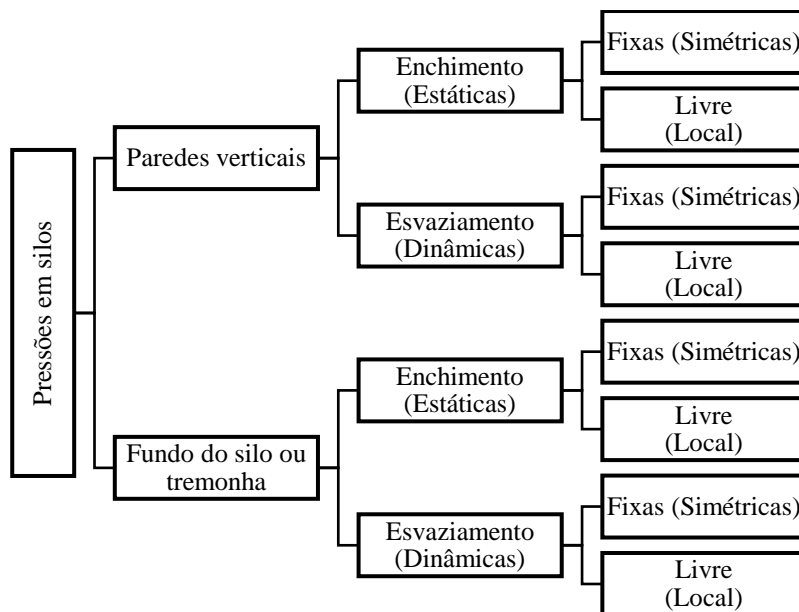


Figura 5.18 - Fluxograma de carregamentos em silos

Os esforços nos silos dependem ainda da:

- Geometria do silo;
- Método de enchimento e esvaziamento (padrão de escoamento);
- Propriedades das partículas sólidas armazenadas;
- Condições de atrito entre o material e as paredes.

5.2.6.1. Propriedades das Partículas Sólidas Armazenadas

Segundo os resultados dos ensaios laboratoriais fornecidos pelo dono de obra as principais características do material a *stockar* referente a este Projeto são as indicadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Características do clínquer

γ [kN/m ³]	ϕ_r [°]	ϕ_i [°]	K	μ
15	25	33	0,40	0,42

Em que:

- γ peso volúmico;
- ϕ_r ângulo de atrito em repouso;
- ϕ_i ângulo de atrito interno;
- K valor característico do rácio da pressão lateral;
- μ valor característico do coeficiente de atrito entre as paredes de betão armado e o material.

5.2.6.2. Geometria de Silos

Conforme já se referiu geometria dos silos condiciona as pressões que atuam nos elementos estruturais, sendo um fator preponderante no dimensionamento.

De referir que em silos de retenção não esbeltos as pressões verticais devido ao peso do material são transmitidas fundamentalmente ao fundo ou à(s) tremonha(s) de descarga, enquanto nos silos esbeltos as paredes estão sujeitas a uma percentagem substancial das referidas pressões.

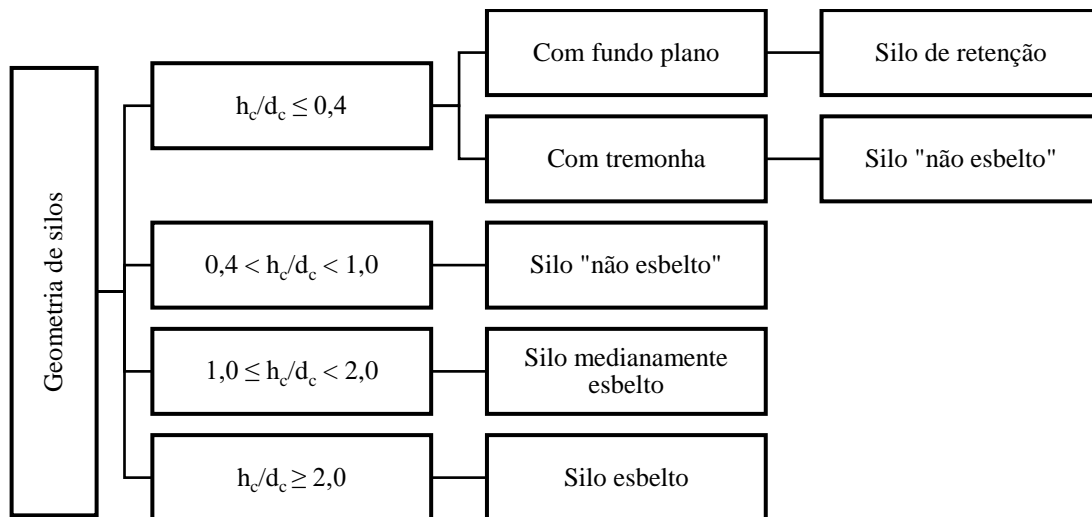


Figura 5.19 - Classificação de silos com base na geometria

Em que:

h_c altura do segmento vertical da parede do silo na superfície equivalente (ver Figura 5.15);

d_c diâmetro interior do silo (ver Figura 5.15).

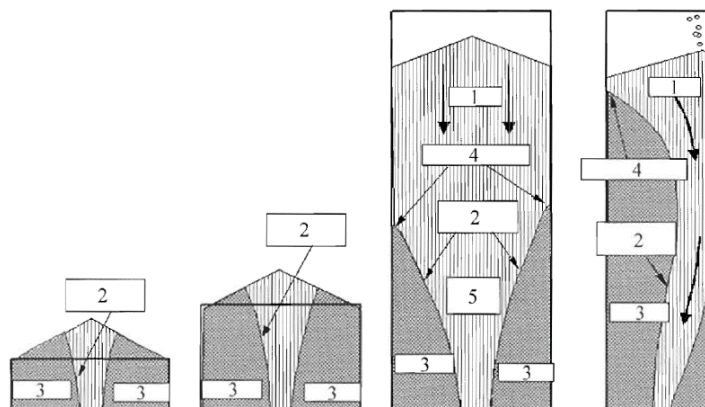


Figura 5.20 - Silo de retenção, pouco esbelto, medianamente esbelto e esbelto

5.2.6.3. Método de Enchimento e de Esvaziamento

A quantificação das pressões a considerar nas paredes dos silos que podem ser do tipo em massa ou em funil (tubo ou misto), durante o esvaziamento é muito importante no seu dimensionamento.

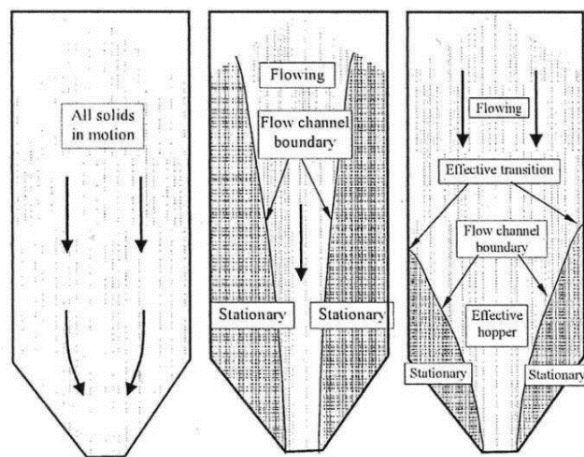


Figura 5.21 - Padrões de escoamento durante o esvaziamento, em massa, em tubo e misto

Tabela 5.5 - Principais características dos diferentes tipos de escoamento durante o esvaziamento

Características	Escoamento em massa	Escoamento em funil (tubo ou misto)
Secção do silo/Tipo de fundo/Rugosidade das paredes	Sem especificar/Tremonhas íngremes/Lisas	Retangulares ou quadrados/Horizontal ou tremonhas de escoamento contrário ao de massa/Rugosas
Materiais a armazenar	Degradáveis e suscetíveis a consolidação	Pesados, abrasivos e granulados. Formam zonas mortas protegendo as paredes do silo
Esvaziamento	Volume total escoado por gravidade	Escoamento parcial por gravidade através de um canal formado no interior do material
Formação de zonas mortas	Não	Sim
Risco de consolidação, combustão espontânea, aglomeração ou oxidação	Baixo	Elevado
Densidade do material em função do nível de armazenagem	Constante	Variável
Controlo do escoamento por volumetria	Sim	Não
Risco de <i>Piping</i>	Nulo	Elevado
Risco de formação de arcos	Nulo	Elevado

A metodologia utilizada no cálculo das pressões em silos esbeltos e de retenção nas operações de enchimento e esvaziamento é explicada no Anexo V.

6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A fase de pré-dimensionamento serviu para numa primeira aproximação estimar as dimensões das secções dos diferentes elementos, e trabalhar igualmente em vários modelos com recurso ao “SAP2000”, de modo a calibrarem-se os modelos finais.

A solução adotada nesta fase do Projeto consistiu em decompor as estruturas em elementos estruturais mais simples.

6.1. Elementos Metálicos

Neste subcapítulo indicam-se todas as premissas utilizadas nos processos de pré-dimensionamento.

6.1.1. Madres da Cobertura do *Stock*

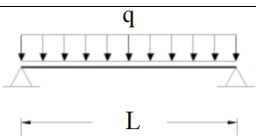
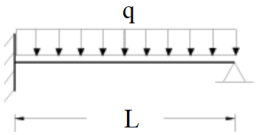
As madres funcionam como vigas simplesmente apoiadas segundo o eixo de maior inércia e como contínuas segundo o de menor inércia devido à presença dos tarugos.

Dentro dos perfis laminados escolheram-se perfis RHS (*Rectangular Hollow Section*) pois têm um melhor comportamento para os esforços de flexão desviada.

6.1.1.1. Esforços condicionantes

Resumem-se na Tabela 6.1 as tabelas utilizadas para a determinação dos esforços e flechas máximos.

Tabela 6.1 - Momentos fletores e flechas máximas

Condições de apoio	Tipos de carregamentos	Momentos fletores máximos	Flechas máxima
Viga simplesmente apoiada – Segundo zz		$M_{\max} = \frac{qL^2}{8}$	$\delta_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$
Viga encastrada-apoiada – Segundo yy		$M_{\max}^+ = \frac{9qL^2}{128}$ $M_{\max}^- = \frac{qL^2}{8}$	$\delta_{\max} = \frac{3qL^4}{554EI}$

6.1.1.2. Combinações de Ações (ELU e ELS)

O peso próprio (PP) das madres não foi considerado nesta fase dado não ser significativo.

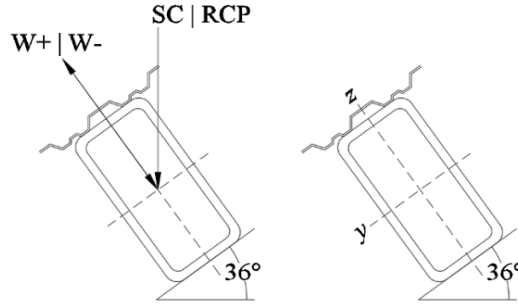


Figura 6.1 - Eixos principais da secção transversal e ações atuantes (direção e sentido)

As ações RCP, SC e W foram combinadas de acordo com os seguintes critérios:

- Estado Limite Último – Componentes gravíticas (SC e W+)

$$q_{Ed,ult,z} = 1,35 \times RCP + 1,5 \times SC \quad (6.1)$$

$$q_{Ed,ult,z} = 1,35 \times RCP + 1,5 \times SC + 1,5 \times \psi_0 \times W^+ \quad (6.2)$$

$$q_{Ed,ult,z} = 1,35 \times RCP + 1,5 \times W^+ + 1,5 \times \psi_0 \times SC \quad (6.3)$$

$$q_{Ed,ult,y} = 1,35 \times RCP + 1,5 \times SC \quad (6.4)$$

- Estado Limite Último – Componente Anti Gravítica (W-)

$$q_{Ed,ult,z} = 1,00 \times RCP + 1,5 \times W^- \quad (6.5)$$

- Estado Limite de Serviço

$$q_{Ed,ser} = 1,00 \times RCP + \psi_2 \times SC \quad (6.6)$$

6.1.1.3. Verificações

As verificações foram realizadas a partir das expressões referentes à resistência à Flexão Simples Desviada e limitando a deformação a $L/200$.

6.1.2. Asnas da cobertura do *Stock*

A conceção estrutural escolhida para as asnas da cobertura do *stock* baseou-se em soluções treliçadas, uma vez que neste tipo de estruturas consegue-se obter uma excelente relação peso/resistência de modo a vencer vãos consideráveis.

De referir, que as treliças são constituídas por painéis triangulares indeformáveis, cujas barras trabalham fundamentalmente à tração e à compressão.

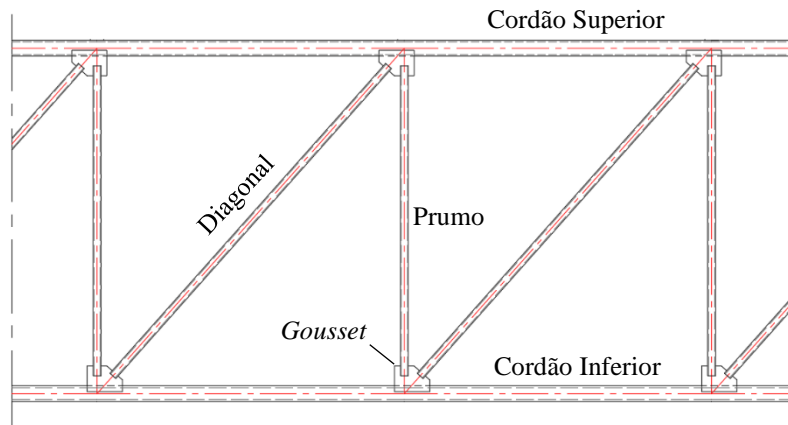


Figura 6.2 - Nomenclatura dos elementos constituintes de uma treliça

6.1.2.1. Campo de Aplicação

A utilização de vigas trianguladas ou compostas de alma cheia é a solução normalmente mais económica para grandes vãos ($L > 20\text{m}$).

A escolha entre estas soluções passa por uma avaliação dos custos de fabrico em cada país/região. As vigas treliçadas requerem maior mão de obra no fabrico (execução de ligações, pintura, etc.) mas são menos pesadas.

Estas vigas são escolhidas em:

- Edifícios industriais e desportivos;
- Pontes Metálicas;
- Elementos de contraventamento.



Figura 6.3 - Viga principal mista da Ponte de Gogos da Linha da Beira Baixa

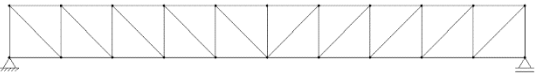
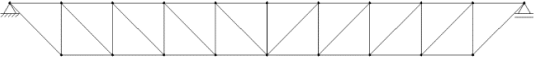
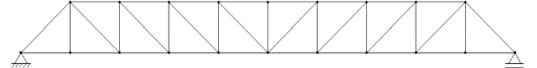
6.1.2.2. Tipos de Treliças

Existem vários tipos de treliças cuja geometria depende do vão e também do tipo de carregamento.

As mais comuns são:

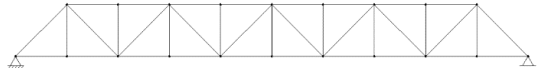

- **Treliça Pratt** - Apresenta painéis interiores com a forma de um N. É uma das soluções mais escolhidas para carregamentos gravíticos, uma vez que as barras interiores com maiores comprimentos de encurvadura estão tracionadas (ver Tabela 6.2).

Tabela 6.2 - Treliças Pratt

Treliça	Apoio	Diagonais	Prumos
	Cordão Inferior	Tracionadas	Comprimidos
	Cordão Superior	Tracionadas	Comprimidos
	Cordão Inferior	Externas: Comprimidas Internas: Tracionadas	Comprimidos

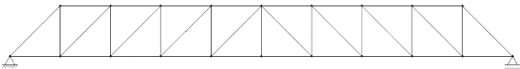
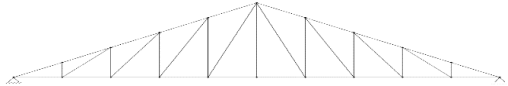
- **Treliças Warren** - Apresenta painéis com a forma de um W, e é também uma solução adotada em grandes vãos, uma vez que permite reduzir o comprimento de encurvadura dos cordões comprimidos. As barras interiores estão sujeitas alternadamente a esforços de tração ou de compressão (ver Tabela 6.3).

Tabela 6.3 – Treliças Warren

Treliça	Apoio	Diagonais	Prumos
	Cordão Inferior	Comprimidas e tracionadas	Comprimidos e tracionados
	Cordão Superior	Comprimidas e tracionadas	-

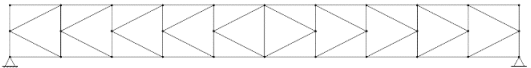
- **Treliça Howe** - Tem uma malha interior com a forma de N invertido, e é uma das soluções usadas em carregamentos anti gravíticos, uma vez que as barras interiores com maior comprimento de encurvadura estão tracionadas (ver Tabela 6.4).

Tabela 6.4 - Treliça *Howe*

Treliça	Apoio	Diagonais	Prumos
	Cordão Inferior	Tracionadas	Comprimidos
	Cordão Inferior	Tracionadas	Comprimidos

- **Treliça K** - Esta treliça é composta por uma malha interior de geometria em K e é adotada para vencer grandes vãos dado que as barras interiores estão orientadas de modo a diminuir o comprimento de encurvadura (Ver Tabela 6.5).

Tabela 6.5 - Treliça K

Treliça	Apoio	Diagonais	Prumos
	Cordão Inferior	Comprimidas e tracionadas	Comprimidos e tracionados

6.1.2.3. Conceção

Na conceção destas estruturas há que considerar os seguintes pontos:

- Escolha das secções mais apropriadas para as barras;
- Tipo de nós;
- Tipo de ligações;
- Processo de fabrico e de montagem.

Nota: As barras não devem ter esbeltezas superiores a 250, de modo a impedir, nas operações de transporte e montagem, deformações excessivas e garantirem também um bom comportamento nos ELS ao nível de vibrações.

6.1.2.4. Hipóteses de Cálculo

No dimensionamento de treliças considera-se que:

- Os nós funcionam como “rótulas perfeitas”;
- As cargas são “aplicadas nos nós”;
- Todos os eixos das barras devem interseccionar-se num único ponto.

Neste Projeto escolheu-se para as vigas principais da cobertura do silo de retenção soluções treliçadas com a geometria indicada na Figura 2.6 resultando uma solução mista do tipo *Pratt* entre a zona do apoio fixo até meio vão, e do tipo *Howe* até ao apoio móvel.

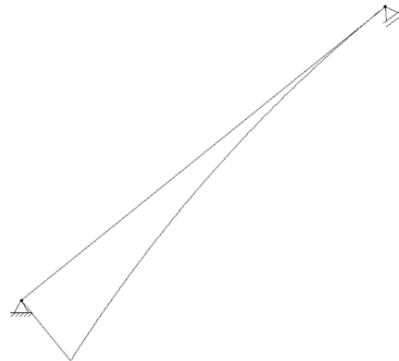
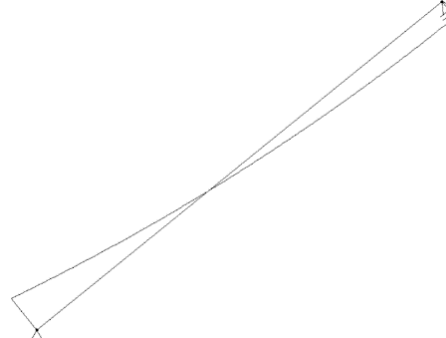
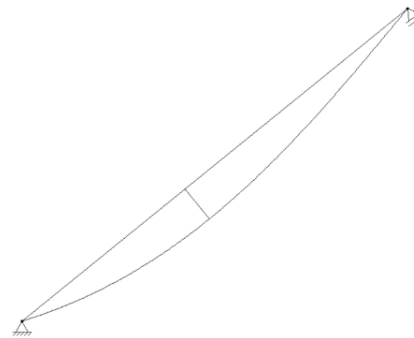
De referir, que a literatura da especialidade recomenda para a altura destas vigas valores:

$$\frac{L_{\text{viga}}}{25} \leq h_{\text{viga}} \leq \frac{L_{\text{viga}}}{15} \quad (6.7)$$

a. Esforços condicionantes

Os maiores esforços ocorrem nas secções junto aos apoios nas barras interiores, e a meio vão nos cordões, conforme se mostra a Tabela 6.6.

Tabela 6.6 - Diagramas de esforços no modelo de viga unifilar

Diagramas	Carga linear perpendicular ao plano das águas	Carga linear segundo o plano das águas
Esforços Normais	-	
Esforços Transversos		-
Momentos Fletores		-

O cálculo dos esforços axiais nas barras das treliças foi feito a partir de um modelo unifilar de uma viga simplesmente apoiada com as mesmas condições de apoio das asnas da cobertura do *stock* e para os mesmos tipos de “carregamentos”. Com base nos resultados dos diagramas de

esforços para a viga tipo simplesmente apoiada obtém-se para a mesma viga treliçada os seguintes esforços:

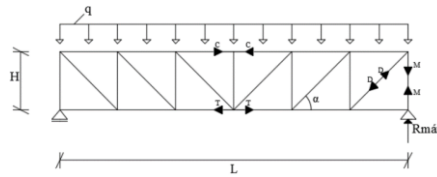


Figura 6.4 - Esforços axiais em treliças tipo Pratt como ilustrado por (Dias, 2017)

- Nos cordões superiores e inferiores:

$$N_{Ed} = \frac{M_{seção}}{h} + \frac{N_{seção}}{2} \quad (6.8)$$

- Nos prumos:

$$N_{Ed} = V_{seção} \quad (6.9)$$

- Nas diagonais:

$$N_{Ed} = \frac{V_{seção}}{\text{sen}\alpha} \quad (6.10)$$

b. Combinações de ações ELU e ELS

As combinações de ações que definem os carregamentos das asnas incluem as ações PP (Peso Próprio das madres e o peso arbitrado para as asnas), RCP, SC e W, resultando:

- Estado Limite Último – Carregamento Gravítico (SC e W+)

$$q_{Ed,ult,z} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times SC \quad (6.11)$$

$$q_{Ed,ult,z} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times SC + 1,5 \times \psi_0 \times W^+ \quad (6.12)$$

$$q_{Ed,ult,z} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times W^+ + 1,5 \times \psi_0 \times SC \quad (6.13)$$

$$q_{Ed,ult,y} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times SC \quad (6.14)$$

- Estado Limite Último – Carregamento Anti Gravítico (W-)

$$q_{Ed,ult,z} = 1,00 \times (PP + RCP) + 1,5 \times W^- \quad (6.15)$$

- Estado Limite de Serviço

$$q_{Ed,ser} = 1,00 \times (PP + RCP) + \psi_2 \times SC \quad (6.16)$$

c. Verificações

Com base nos esforços calculados procedeu-se ao dimensionamento das barras das asnas a partir das expressões referentes à resistência à tração/compressão e à encurvadura (varejamento), do E.C 3 tendo-se limitado a flecha máxima a $L/250$.

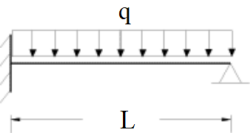
6.1.3. Tarugos da cobertura do *Stock*

Os tarugos da cobertura do *stock*, destinam-se a travar as madres a meio vão segundo o eixo menos resistente, de modo a diminuir os momentos fletores e as deformações segundo o plano das águas. Os perfis escolhidos para os tarugos foram SHS.

6.1.3.1. Esforços condicionantes

Como anteriormente referido as madres funcionam como vigas contínuas de dois tramos para carregamentos em *yy* recorre-se tendo-se recorrido à Tabela 6.7 para a determinação das reações absorvidas pelos tarugos.

Tabela 6.7 - Reações numa viga encastrada-apoiada

Condições de apoio	Tipo de carregamento	Reação Vertical - Encastramento	Reação Vertical - Apoio Fixo
Madre encastrada- apoiada – Segundo <i>yy</i>		$R_v = \frac{5qL}{8}$	$R_v = \frac{3qL}{8}$

6.1.3.2. Combinações de Ações (ELU)

- Estado Limite Último – Carregamento Gravítico

$$q_{Ed,ul,y} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times SC \quad (6.17)$$

6.1.3.3. Verificações

O pré-dimensionamento foi realizado segundo EC3-1-1 para os estados limites, considerando os tarugos a funcionar à tração.

6.1.4. Travamentos dos Cordões Inferiores

Optou-se por recorrer a perfis CHS 42,4x4.

6.1.5. Travamentos dos Anéis Rigidizadores

Escolheram-se perfis CHS 73,1x4 e CHS 42,4x4 para as barras dos níveis 1 e 2 respetivamente.

6.1.6. Vigas da plataforma metálica

Na fase de pré-dimensionamento considerou-se as vigas da plataforma metálica a funcionar como simplesmente apoiadas, excetuando a viga principal nº1 que se considerou como contínua.

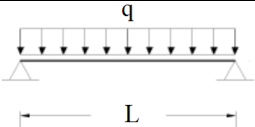
Escolheram-se perfis HEB para as vigas principais e perfis IPE para as vigas secundárias.

6.1.6.1. Esforços condicionantes

O pré-dimensionamento foi realizado com base nos vãos e nas áreas de influência dos carregamentos.

Recorre-se à Tabela 6.8 para o cálculo os esforços e deformações máximas.

Tabela 6.8 - Esforços e deformações em vigas simplesmente apoiadas

Condições de apoio	Tipo de carregamento	Momento fletor máximo	Flecha máxima
Viga simplesmente apoiada – Segundo zz		$M_{\max} = \frac{qL^2}{8}$	$\delta_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$

6.1.6.2. Combinações de ações ELU e ELS

- Estado Limite Último – Carregamento Gravítico (SC e W+)

$$q_{Ed,ul,z} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times (SC - Man + SC - Equ) \quad (6.18)$$

- Estado Limite de Serviço

$$q_{Ed,sev} = 1,00 \times (PP + RCP) + \psi_2 \times (SC - Man + SC - Equ) \quad (6.19)$$

6.1.6.3. Verificações

Estas vigas foram calculadas com base nas expressões da resistência à Flexão Simples considerando-as das classes 1 e 2 e limitando a deformação a $L/300$.

6.1.7. Madres da cobertura da torre metálica

Dada a reduzida inclinação da cobertura escolheram-se também perfis IPE.

6.1.7.1. Esforços condicionantes

As madres funcionam como simplesmente apoiadas para solicitações nos planos zz e yy.

6.1.7.2. Combinações de ações

- Estado Limite Último – Carregamento Gravítico (SC)

$$q_{Ed,ul,z} = 1,35 \times RCP + 1,5 \times SC \quad (6.20)$$

$$q_{Ed,ul,y} = 1,35 \times RCP + 1,5 \times SC \quad (6.21)$$

- Estado Limite Último – Carregamento Anti Gravítico (W-)

$$q_{Ed,ul,z} = 1,00 \times RCP + 1,5 \times W^- \quad (6.22)$$

- Estado Limite de Serviço

$$q_{Ed,ser} = 1,00 \times RCP + \psi_2 \times SC \quad (6.23)$$

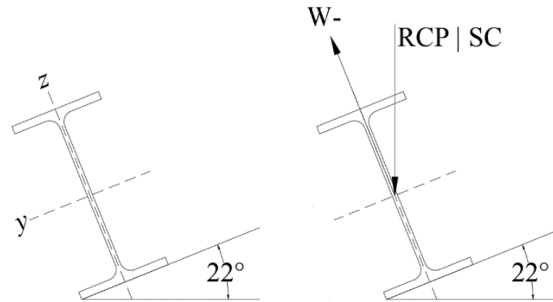


Figura 6.5 - Eixos locais da seção transversal e ações

6.1.7.3. Verificações de pré-dimensionamento

O cálculo foi realizado a partir das expressões da resistência à Flexão Simples Desviada para seções das classes 1 ou 2 e limitando a deformação a $L/200$.

6.1.8. Madres dos alçados laterais da torre metálica

Para estas vigas o vento é a ação condicionante para a flexão em yy . Escolheram-se perfis com inércia “homotética” relativamente às ações verticais e horizontais. De modo a impedir a encurvadura lateral tarugaram-se as madres.

6.1.8.1. Esforços condicionantes

A determinação dos esforços e a flechas máximas foi realizada a partir da Tabela 6.9.

Tabela 6.9 - Momentos e flechas máximas

Condições de apoio	Tipos de carregamentos	Momentos fletores máximos	Flechas máxima
Viga simplesmente apoiada – Segundo zz		$M_{\max} = \frac{qL^2}{8}$	$\delta_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$
Viga encastrada-apoiada – Segundo yy		$M_{\max}^+ = \frac{9qL^2}{128}$ $M_{\max}^- = \frac{qL^2}{8}$	$\delta_{\max} = \frac{3qL^4}{554EI}$

6.1.8.2. Combinações de Ações

- Estado Limite Último – Carregamento Vertical

$$q_{Ed,ul,y} = 1,35 \times RCP \quad (6.24)$$

- Estado Limite Último – Carregamento Horizontal (W-)

$$q_{Ed,ul,z} = 1,5 \times W^+ \quad (6.25)$$

$$q_{Ed,ul,z} = 1,5 \times W^- \quad (6.26)$$

- Estado Limite de Serviço

$$q_{Ed, serv} = 1,00 \times RCP \quad (6.27)$$

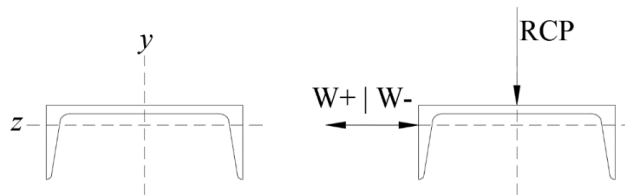


Figura 6.6 - Eixos principais da secção transversal e ações

6.1.8.3. Verificações de pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento das madres foi realizado com as mesmas expressões das utilizadas nas madres de cobertura.

6.1.9. Tarugos dos alçados laterais

Os tarugos destinam-se a diminuir o vão segundo o eixo menos resistente. Os perfis utilizados foram SHS como forma de facilitar a ligação às madres.

6.1.9.1. Esforços condicionantes

Os esforços condicionantes foram determinados utilizando as mesmas expressões dos tarugos da cobertura do *stock*.

6.1.9.2. Combinações de Ações (ELU)

- Estado Limite Último – Carregamento Gravítico

$$q_{Ed,ul,y} = 1,35 \times (PP + RCP) \quad (6.28)$$

6.1.9.3. Verificações

O pré-dimensionamento destas barras foi feito com as mesmas expressões dos tarugos da cobertura.

6.1.10. Travamentos dos Pórticos

A torre central octogonal é constituída por oito pórticos travados interiormente por barras que formam triangulações e estão sujeitas a esforços de tração e ou compressão.

Estas barras interiores são constituídas por secções tubulares circulares, CHS.

6.1.10.1. Esforços condicionantes

Recorreu-se a um modelo simplificado que permitiu determinar os esforços nas barras que constituem os diferentes alçados da torre quando solicitados pela ação do vento.

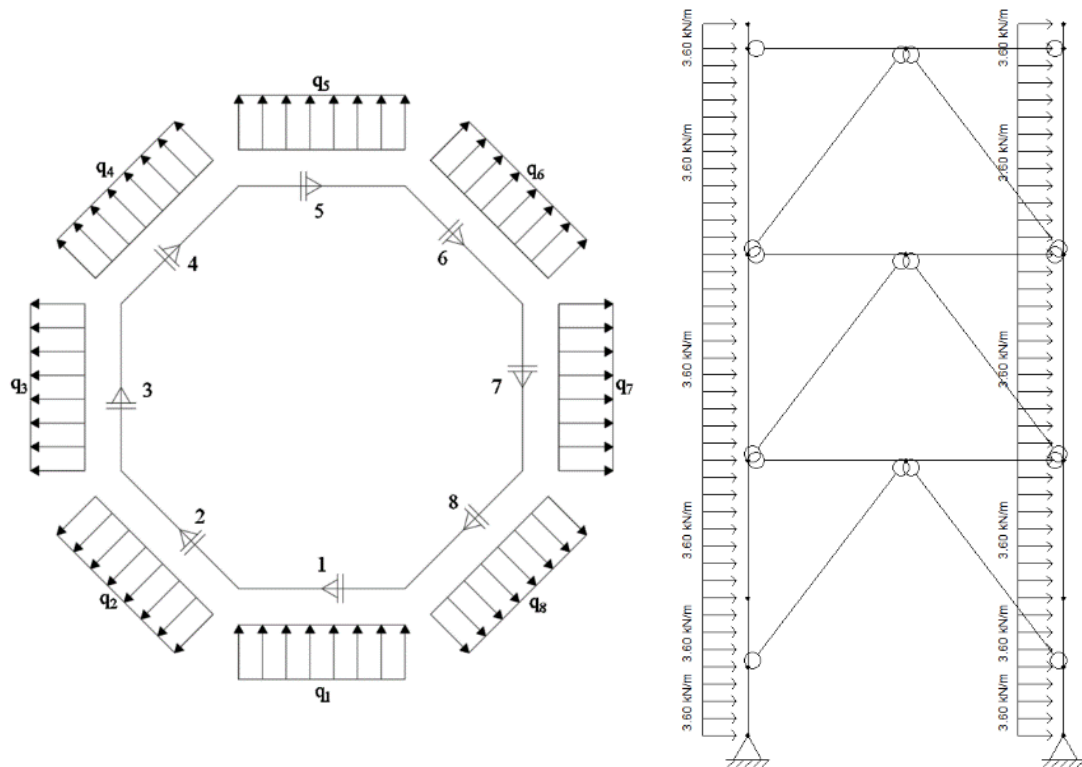


Figura 6.7 - Funcionamento estrutural dos travamentos e transferência de cargas para os alçados

6.1.10.2. Combinações de Ações (ELU)

Na fase de pré-dimensionamento assume-se que a ação do W conduz aos esforços mais condicionantes nas barras das triangulações interiores.

- Estado Limite Último

$$q_{Ed} = 1,5 \times W \quad (6.29)$$

6.1.10.3. Verificações

O pré-dimensionamento das barras dos travamentos das laterais da torre foi efetuado com base nas expressões relativas à resistência à tração e à encurvadura em colunas.

6.1.11. Pilares e travessas da torre metálica

Os 4 pórticos funcionam como a “coluna vertebral” da torre metálica assegurando o funcionamento estrutural da torre como um todo.

O pré-dimensionamento foi realizado através de modelos recorrendo a um programa de cálculo automático o “SAP2000” (para a obtenção de esforços) e de ábacos, em *Excel* com base nas expressões definidas no EC3-1-1 para colunas-viga.

Recorreu-se a perfis IPE's pois, embora sejam perfis com menor inércia segundo o eixo menos resistente, a presença de travamentos segundo este eixo torna-os economicamente mais vantajosos.

6.1.11.1. Esforços condicionantes

Na fase de pré-dimensionamento analisou-se apenas um dos pórticos no seu plano, pelo que os esforços calculados se resumem ao esforço axial e ao momento fletor em torno de yy .

Os pórticos são encastrados na laje da torre metálica e rotulados a meio vão das travessas por forma a evitar a concentração de esforços nestas secções, uma vez que neste ponto concorrem 8 barras.

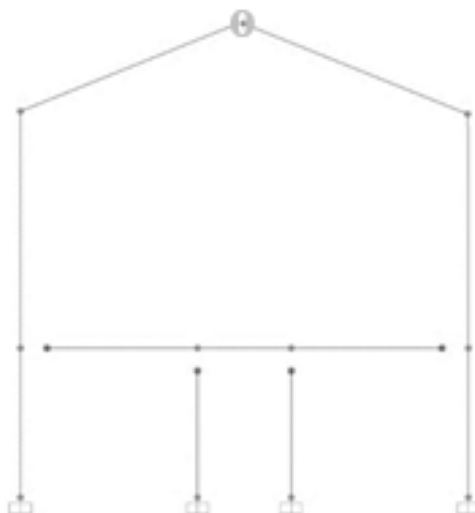


Figura 6.8 - Funcionamento estrutural do pórtico no seu plano

6.1.11.2. Combinações de Ações (ELU e ELS)

O peso próprio dos pilares e das travessas não foi considerado na fase do pré-dimensionamento. As ações foram os pesos próprios dos perfis das madres da cobertura da torre, das madres das laterais da torre e dos travamentos interiores, as RCP, a SC, a SCEqu, a SCMan e o W.

- Estado Limite Último

$$q_{Ed,ul,z} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times SC + 1,5 \times \psi_0 \times (SC_{Equ} + SC_{Man}) \quad (6.30)$$

$$q_{Ed,ul,z} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times W^+ + 1,5 \times \psi_0 \times (SC + SC_{Equ} + SC_{Man}) \quad (6.31)$$

$$q_{Ed,ul,z} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times W^- + 1,5 \times \psi_0 \times (SC + SC_{Equ} + SC_{Man}) \quad (6.32)$$

$$q_{Ed,ul,z} = 1,00 \times (PP + RCP) + 1,5 \times W^- \quad (6.33)$$

- Estado Limite de Serviço

$$q_{Ed,ser} = 1,00 \times (PP + RCP) + \psi_2 \times (SC + SC_{Equ} + SC_{Man}) \quad (6.34)$$

6.1.11.3. Verificações

O pré-dimensionamento dos pórticos da torre metálica teve por base as verificações indicadas no capítulo 8.1.1 relativamente à resistência à Encurvadura em colunas-vigas ($N+M_y$) e no capítulo 8.1.2 sendo que a deformação máxima vertical admissível da travessa a meio vão foi de $L/200$ e de $h/300$ no topo de coluna.

Foram também adotados os seguintes pressupostos:

- Os elementos não são suscetíveis à deformação por torção;
- Coeficiente de momento uniforme equivalente C_{my} unitário;
- Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral χ_{LT} unitário;
- Adotam-se os valores máximos para os fatores de interação k_{ij} para elementos não suscetíveis à deformação por torção conforme a Tabela 6.10:

Tabela 6.10 - Fatores de interação utilizados no pré-dimensionamento dos pórticos e pilares da torre metálica

Fatores de interação	Tipo de Secções	Valores Máximos	
		Classes 1 e 2	Classe 3
k_{yy}	- Secções em I e tubulares retangulares	$C_{my} \times 1,8$	$C_{my} \times 1,6$
k_{zy}	- Secções em I e tubulares retangulares	1,0 ou $0,6 \times k_{yy}$	1,0 ou $0,8 \times k_{yy}$

6.2. Elementos em betão armado

No presente subcapítulo juntam-se as informações que serviram para o pré-dimensionamento das estruturas de betão armado.

6.2.1. Silo de Retenção

Durante o tempo de vida útil a maioria dos silos estão sujeitos a operações de enchimento e esvaziamento, frequentemente. As pressões do material ensilado, os gradientes de temperaturas nas paredes, e as outras ações originam tensões que podem afetar a estanquidade dos silos.

Tabela 6.11 - Classificação dos silos quanto à estanquidade

Classe de estanquidade	Requisitos para fugas
0	Aceitável um certo nível de fuga, ou a fuga de líquidos é irrelevante.
1	Fugas limitadas a pequenas quantidades. São aceitáveis algumas manchas superficiais ou manchas de humidade.
2	Fugas mínimas. Aspeto não afetado por manchas.
3	Nenhuma fuga é permitida.

Uma vez que para o silo de retenção deste Projeto o dono de obra não exigiu condições para a classe de estanquidade (em silos adota-se, geralmente, a classe de estanquidade 0 excetuando nos casos em que o material ensilado esteja na presença de humidade) aplicaram-se apenas as disposições prescritas no EC2 referentes ao controlo da fendilhação.

Segundo (Appleton, 2013) as espessuras das paredes dos silos de betão armado são dimensionadas para os esforços de flexão e de corte sendo a fendilhação controlada, recorrendo a armaduras horizontais ou em último recurso à utilização de pré-esforço, de modo a impedir a abertura de fendas.

A espessura da parede (e), de modo a controlar as trações induzidas pelas pressões horizontais do material ensilado, é calculada na fase de pré-dimensionamento pelas seguintes expressões:

$$\sigma_c = \frac{N_{ser}}{e} \leq f_{ctm} \quad (6.35)$$

$$N_{ser} = HR\gamma K \quad (6.36)$$

Nesta fase deve garantir-se também que a tensão de compressão nas paredes não ultrapassa 85% do valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão:

$$\sigma_c = \frac{n_{zsk}(z = h_c)}{e} + \gamma_c h_c \leq 0,85f_{cd} \quad (6.37)$$

6.2.2. Torre Central de Alimentação

Embora neste silo o impulso do material *stockado* seja baixo, recorreu-se às mesmas expressões do silo de retenção para o seu pré-dimensionamento.

6.2.3. Laje

Em relação à laje o estudo foi feito a partir do controlo indireto da deformação com base no EC2.

Assim, tem-se, para a altura h da laje:

$$d \geq \frac{L}{x \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (6.38)$$

$$h = d + 0,03 \quad (6.39)$$

Em que:

- d altura útil da laje [m];
- L comprimento do menor vão em lajes armadas em duas direções e do maior vão em lajes fungiformes [m];
- x coeficiente que limita a esbelteza da laje em função das condições de apoio (ver Tabela 6.12);
- f_{yk} valor característico da tensão de cedência do aço [MPa].

Tabela 6.12 - Valores da relação l/d p/a verificação da deformação

Condições de apoio	x	
	Betão fortemente solicitado	Betão levemente solicitado
	$\rho = 1,5\%$	$\rho = 0,5\%$
Laje simplesmente apoiada	14	20
Painel lateral de lajes contínuas	18	26
Painel interior de lajes contínuas	20	30
Consolas	6	8
Lajes fungiformes	17	24

Na expressão (6.38), x deve ser multiplicado por:

- 0,8 em lajes aligeiradas ou nervuradas;
- $7/L_{eff}$ em lajes em que $L > 7m$ quando suportam divisórias suscetíveis de serem danificadas por flechas excessivas;
- $8,5/L_{eff}$ em lajes fungiformes com o maior vão $L > 8,5m$ no caso de receberem divisórias suscetíveis de serem danificadas por flechas excessivas.

Nota: Por apresentar maior ductilidade o aço A400 conduz a lajes mais esbeltas que as com A500.

7. ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise das estruturas envolve sempre a geometria, as propriedades dos materiais e as ações atuantes.

Com a análise estrutural calculam-se não só esforços, tensões, extensões, mas também os deslocamentos para as combinações dos ELU e ELS.

7.1. Estrutura Metálica - Análise global segundo o EC3

Os tipos de análises a realizar que permitem calcular os esforços nas estruturas são os indicados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Tipos de análise global segundo o EC3-1-1

Tipos de Análise	Geometria		Material	
	Geometria Inicial	Geometria Deformada	Comportamento Linear do Material	Comportamento Não Linear do Material
Elástica de 1ª Ordem	x		x	
Elástica de 2ª Ordem		x	x	
Plástica de 1ª Ordem	x			x
Plástica de 2ª Ordem		x		x

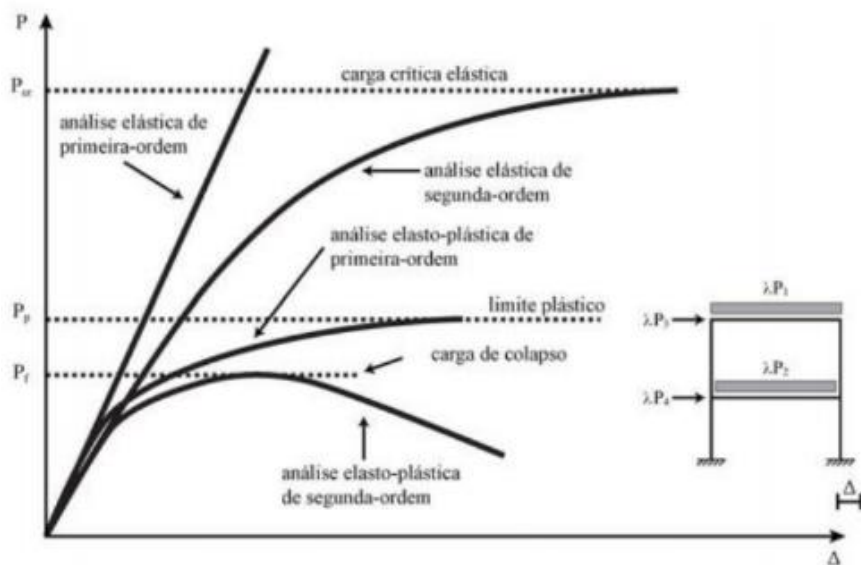


Figura 7.1 - Carga/deformações função do tipo de análise estrutural segundo (Bernardo, 2012)

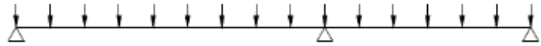
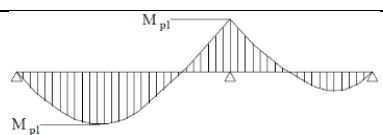
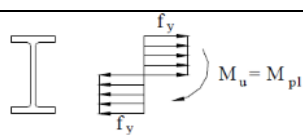
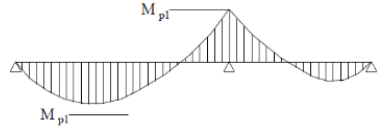
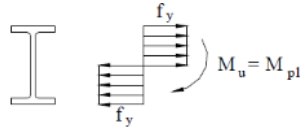
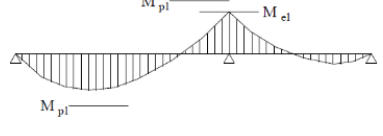
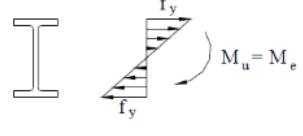
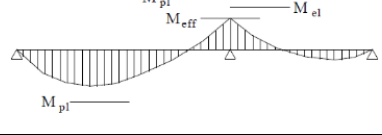
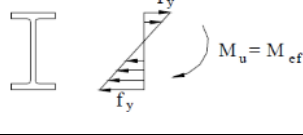
7.2. Classificação de secções transversais

A classificação das secções transversais permite identificar se a encurvadura local é condicionante em relação à capacidade resistente e de rotação das secções transversais, quando sujeitas a compressão, a flexão ou flexão e compressão.

Segundo o EC3-1-1 as secções transversais classificam-se em:

- Classe 1 sempre que se possa formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2 sempre que se possa atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classe 3 quando a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, possa atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local impeça que o momento resistente plástico seja atingido;
- Classe 4 sempre que ocorra encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

Tabela 7.2 - Classes das secções transversais função dos momentos flectores últimos (Martins, Estruturas Metálicas - EC3 - Parte 1.1/Volume III, 2011)

Classe da Secção		Momentos Últimos
1		 $M_u = M_{pl}$
2		 $M_u = M_{pl}$
3		 $M_u = M_e$
4		 $M_u = M_{ef}$

A classificação das secções transversais depende de vários fatores, tais como:

- Geometria da secção transversal;
- Esbelteza dos elementos comprimidos da secção (a classe da secção é igual à classe mais elevada dos seus constituintes);

- Tipo de aço;
- Posição da linha neutra.

7.3. Estruturas de Betão Armado

Neste subcapítulo indicam-se os princípios utilizados na análise dos elementos de betão armado deste Projeto, que permitiram calcular os esforços e deformações das estruturas a partir dos quais foi possível calibrar os diferentes modelos estudados em elementos finitos.

7.3.1. Membranas, Placas e Cascas

O comportamento destes elementos depende da geometria, do modo como são solicitados pelas ações e pelo tipo de materiais estruturais.

Dentro destas estruturas há a considerar:

- Membranas - Resistem às ações através do desenvolvimento de esforços axiais, e têm uma resistência à flexão sem qualquer significado. Exemplo: Silos Metálicos;
- Placas - Funcionam à flexão e corte. Exemplo: Lajes;
- Cascas - Têm capacidade de desenvolver esforços axiais e momentos fletores. Exemplo: Paredes de Silos e Reservatórios.

Nota: As placas e as cascas podem ser classificadas como finas quando a deformação por corte é considerada, ou espessas no caso contrário.

7.3.1.1. Esforços num elemento de casca

Segundo (Appleton, 2013), um elemento de casca pode estar sujeito a 8 tipos de esforços, conforme se mostra na Figura 7.2:

- 3 componentes axiais n_{11} , n_{22} e n_{12} ;
- 3 componentes de rotação m_{11} , m_{22} e m_{12} ;
- 2 componentes de corte v_{13} e v_{23} .

A verificação da segurança destes elementos assenta num modelo de 3 camadas. As camadas exteriores resistem aos esforços de membrana e de placa e a camada interior absorve os esforços de corte.

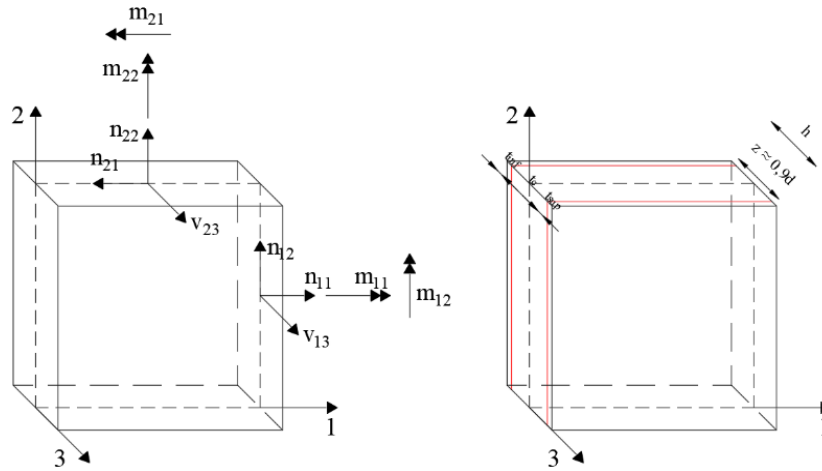


Figura 7.2 - Esforços numa casca e camadas num elemento de casca

A determinação dos esforços axiais finais é feita pelas expressões:

$$n_{ii,Ed,inf,sup} = \frac{n_{ii}}{2} \pm \frac{m_{ii}}{z} + \frac{v_{i3}^2}{2v_0} \cot \theta \quad (7.1)$$

$$n_{ij,Ed,inf,sup} = \frac{n_{ij}}{2} \pm \frac{m_{ij}}{z} + \frac{v_{i3} v_{j3}}{2v_0} \cot \theta \quad (7.2)$$

Em que:

- v_0 esforço principal de corte dado por $v_0 = \sqrt{v_{i3}^2 + v_{j3}^2}$
- θ igual a 26° para elementos sem armaduras transversais e $26^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ para elementos com armaduras transversais
- Z $z = 0,9d$

Segundo (Appleton, 2013) o cálculo das armaduras e a verificação da tensão de compressão no betão nestes elementos é realizado através das expressões:

$$A_{si} f_{yd} \geq n_{ii,Ed} + n_{ij,Ed} \cot \theta \quad (7.3)$$

$$\sigma_c = \frac{\tau}{\sin \theta \cos \theta} \leq v f_{cd} \quad (7.4)$$

Em que:

- A_{si} área de armadura segundo a direção i;
- f_{yd} tensão de cedência de cálculo do aço;
- $n_{ii,Ed}$ esforço axial segundo a direção i para determinação das armaduras num elemento de casca;
- $n_{ij,Ed}$ esforço axial segundo a direção i e perpendicular a j para determinação das armaduras num elemento de casca;

θ	igual a 45°
σ_c	tensão de compressão no betão;
τ	tensão tangencial igual a $\tau = \frac{n_{ij}}{h}$
ν	coeficiente igual a 0,6 quando o elemento está parcialmente ou totalmente tracionado, ou igual a 1,0 quando totalmente comprimido;
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de cedência do betão à compressão.

7.3.1.2. Esforços nas paredes de silos circulares

Na determinação dos esforços nos silos é necessário ter em conta como é que as paredes são ligadas às fundações.

Dentro dos vários tipos de ligações há a considerar as seguintes:

- Ligação monolítica;
- Ligação articulada;
- Ligação deslizante (junta deslizante).

A ligação monolítica está associada à transmissão de deslocamentos e rotações meridionais entre elementos e utiliza-se em silos de menor dimensão.

Em silos de grandes diâmetros é comum articular a ligação da parede à fundação por forma a não serem transmitidos momentos às fundações.

De referir que nas ligações deslizantes não são transmitidos deslocamentos radiais nem rotações às fundações. A sua utilização é feita só em casos especiais.

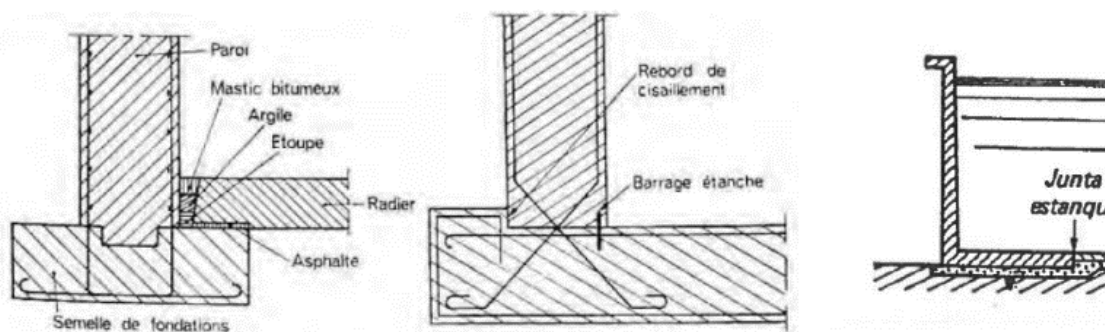


Figura 7.3 - Ligações articuladas e monolítica (Meneses, 2013)

As ações nas paredes do silo dão origem a diferentes tipos de esforços.

Assim, segundo (Carvalho & Gonçalves, 2010) os esforços a considerar nas paredes dos silos são:

- N_v - Esforço axial vertical devido a:

- Peso próprio da estrutura;
- Forças de atrito entre as paredes e o material ensilado;
- Ação sísmica.
- M_v - Momento fletor segundo o eixo horizontal devido a:
 - Variação diferencial da temperatura;
 - Ligação rígida das paredes à fundação.
- N_h - Esforço axial circunferencial causado por:
 - Pressão do material ensilado;
 - Ação sísmica.
- M_h - Momento fletor segundo o eixo vertical gerado pela:
 - Variação diferencial da temperatura;
 - Ligação rígida entre células.

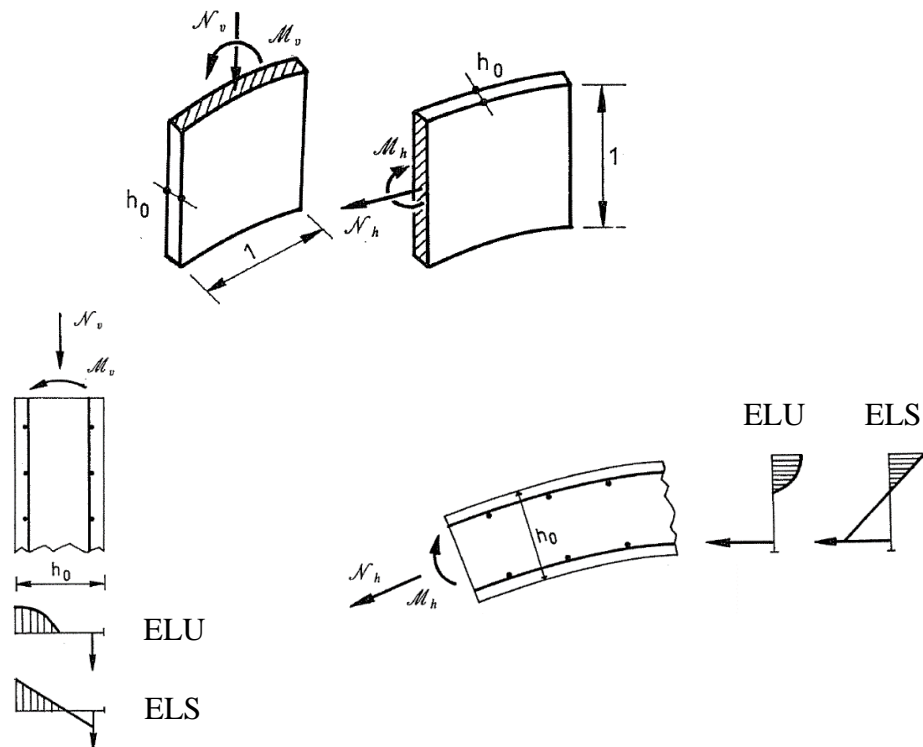


Figura 7.4 - Esforços nas paredes de silos de betão armado

Encerrando o problema, fisicamente verifica-se que as paredes dos silos em betão armado funcionam como:

- um sistema de vigas verticais equivalentes a uma “grelha” que depende do tipo de ligação à fundação;
- um conjunto de vigas anelares constituídas por sucessivas faixas horizontais submetidas a esforços de tração e de flexão.

Na fase de projeto de execução recorreu-se a modelos de elementos finitos do tipo casca que permitem compatibilizar as deformações da casca com a flexão global do silo. Quando solicitadas

pelo impulso do material as paredes funcionam como “anel puro”, originando-se predominantemente esforços axiais circunferenciais de tração. Esta hipótese só é garantida quando existe liberdade de movimento das paredes do silo à fundação no sentido radial, materializando assim uma junta deslizante. Este tipo de solução apresenta alguns inconvenientes como o custo e a manutenção dos aparelhos de apoio, tal como refere (Cruz F. d., 2009).

As expressões usadas no cálculo das pressões horizontais e verticais nas paredes de silos de betão armado (casca espessa) baseou-se na teoria de elasticidade e da resistência de materiais e constam da Tabela 7.3.

Tabela 7.3 - Tensões desenvolvidas em silos de betão do tipo *thick*

Tensão	Posição r	Tensão Máxima	
Circunferencial	$\sigma_{11} = \frac{p_h r_i^2 (r_e^2 + r^2)}{r^2 (r_e^2 - r^2)}$	$\sigma_{11} = \frac{p_h (r_e^2 + r^2)}{(r_e^2 - r^2)}$	Face interior
Vertical	$\sigma_{22} = \frac{p_v r_i^2}{(r_e^2 - r^2)}$	$\sigma_{22} = \frac{p_v r_i^2}{(r_e^2 - r^2)}$	Uniforme

8. DIMENSIONAMENTO

8.1. Elementos em aço

O dimensionamento dos elementos em aço foi feito em relação aos ELU e aos ELS conforme o EC3-1-1 e o EC3-1-8

Na Tabela 8.1 indicam-se os coeficientes parciais de segurança utilizados.

Tabela 8.1 - Coeficientes parciais de segurança de resistência

Coeficiente parcial de segurança	Âmbito	Valor
γ_{M0}	Secções transversais de qualquer classe	1,00
γ_{M1}	Elementos sujeitos a fenómenos de encurvadura	1,00
γ_{M2}	Secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação	1,25

8.1.1. Estados Limites Últimos

As verificações efetuadas para os elementos estruturais em aço indicados na Tabela 8.2 estão de acordo com as funções que os elementos estruturais desempenham na estrutura.

Tabela 8.2 - Verificações dos elementos metálicos segundo o EC3-1-1

Elemento estrutural	Esforço de cálculo	Verificações de segurança	
		Secção transversal	Elemento
Colunas	Compressão	Compressão	Encurvadura em elementos comprimidos (varejamento)
Tirantes	Tração	Tração	-
Vigas	Esforço transversal, flexão simples e flexão desviada	Esforço transversal, flexão, flexão com esforço transversal, flexão desviada.	Encurvadura em elementos fletidos (bambeamento)
Colunas-Viga	Compressão, esforço transversal, flexão simples e flexão desviada	Compressão, esforço transversal, flexão simples, flexão com esforço transversal, flexão composta, flexão composta com esforço transversal e flexão composta desviada.	Encurvadura em elementos comprimidos e/ou fletidos.

8.1.1.1. Resistência das Secções Transversais - Esforços Isolados

Nas tabelas seguintes indicam-se as expressões do EC3-1-1 referentes ao dimensionamento de secções transversais sujeitas a esforços isolados e combinados.

a) Tração

Tabela 8.3 - Secções transversais à tração

$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$		
Secção Bruta	Secção Útil	
Zona s/furos	Zona c/furos	Zona c/furos (ligações categoria C)
$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$	$N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$	$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}}$

Em que:

- N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal atuante;
- $N_{t,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente de tração;
- $N_{pl,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;
- $N_{u,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação;
- $N_{net,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente plástico de tração da secção transversal útil;
- f_y tensão de cedência;
- f_u tensão última;
- A área da secção;
- A_{net} área útil de uma secção.

b) Compressão

Tabela 8.4 - Secções transversais à compressão

$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$	
Secções transversais da classe 1, 2 ou 3	Secções transversais da classe 4
$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$	$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$

Em que:

$N_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão;

A_{eff} área efetiva.

c) Flexão Simples

Tabela 8.5 - Secções transversais à flexão simples

$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$		
Secções transversais da classe 1 ou 2	Secções transversais da classe 3	Secções transversais da classe 4
$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}}$

Em que:

M_{Ed} valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal;

$M_{pl,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação a um eixo principal;

$M_{el,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente elástico em relação a um eixo principal;

W_{pl} módulo de flexão plástico;

$W_{el,min}$ módulo de flexão elástico;

$W_{eff,min}$ módulo de flexão mínimo.

d) Esforço Transverso

Tabela 8.6 - Secções transversais ao esforço transverso

Secções transversais da classe 1 ou 2	Secções transversais da classe 3 ou 4
$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1,0$
$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t}$

Em que:

- V_{Ed} valor de cálculo do esforço transverso atuante;
- $V_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço transverso resistente;
- $V_{pl,Rd}$ valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico;
- A_v área de corte resistente ao esforço transverso;
- τ_{Ed} valor de cálculo da tensão tangencial local atuante;
- S momento estático, relativamente ao eixo principal da secção, da parte da secção transversal situada entre o ponto considerado e a fronteira da secção;
- I momento de inércia da totalidade da secção transversal;
- t espessura da secção no ponto considerado.

Nota: A encurvadura por esforço transverso deverá também ser verificada através da expressão

$$\text{do EC3-1-5: } \frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

8.1.1.2. Resistência das Secções Transversais - Esforços Combinados

Quando as expressões do EC3-1 referentes ao dimensionamento de secções transversais sujeitas a esforços combinados não possam ser aplicáveis, recorre-se ao critério de cedência de *Mises-Hencky* a partir da expressão:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right)^2 \quad (8.1)$$

Em que:

- $\sigma_{x,Ed}$ valor de cálculo da tensão longitudinal atuante no ponto considerado;
- $\sigma_{z,Ed}$ valor de cálculo da tensão transversal atuante no ponto considerado.

O EC3-1-1 permite também que em secções transversais das classes 1, 2 ou 3 sujeitas a flexão composta desviada sejam analisadas pela expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (8.2)$$

Em que:

- N_{Rd} valor de cálculo do esforço normal resistente;
- $M_{y,Ed}$ valor de cálculo do momento fletor atuante;
- $M_{y,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente;
- $M_{z,Ed}$ valor de cálculo do momento fletor atuante;
- $M_{z,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente.

Nota: Nos casos da aplicação da expressão (8.2) os momentos resistentes são minorados, de modo a incluírem se necessário, a redução devido a esforço transversal.

a) Flexão com Esforço Transverso

A interação do esforço transversal com o momento fletor raramente minora o momento resistente, excetuando situações de secções de vigas com cargas pontuais de elevado valor e com vãos reduzidos. Acresce que secções de uso corrente como os I, H ou tubos retangulares têm uma geometria otimizada para que a resistência à flexão seja assegurada principalmente pelos banzos e o corte pela alma.

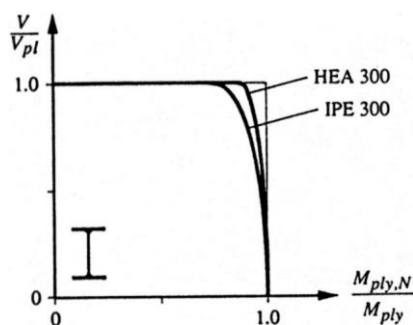


Figura 8.1 - Interação plástica M_y e V_z para as secções de um perfil HEA300 e IPE300 por (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014)

Da análise da Figura 8.1 conclui-se que quando o esforço transversal de cálculo é igual ao esforço resistente plástico, a alma do perfil não contribui para a resistência do momento fletor, sendo este assegurado apenas pelos banzos.

Nos casos em que há necessidade de reduzir o momento fletor devido ao esforço transversal, o EC3-1-1 propõe uma tensão de cedência reduzida para a área resistente ao esforço transversal, recorrendo a um coeficiente de redução, ρ .

$$(1-\rho)f_y \quad (8.3)$$

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (8.4)$$

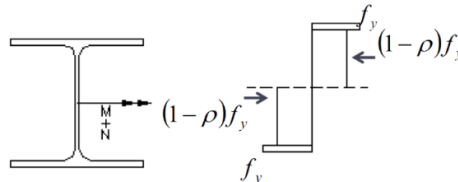


Figura 8.2 - Redução da tensão resistente na alma de um perfil I sujeito a esforços combinados M+V. (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014)

De referir, também, quando o esforço transversal é inferior a 50% do esforço resistente plástico não é necessário proceder a qualquer redução do momento fletor resistente.

Na Tabela 8.7 indicam-se as expressões utilizadas no cálculo de secções transversais sujeitas a flexão com esforço transversal.

Tabela 8.7 - Secções sujeitas a esforços combinados (M+V)

$\frac{M_{Ed}}{M_{V,Rd}} \leq 1,0$		
$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$	Secção genérica	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} > 0,5$
Despreza-se a influência do esforço transversal. $M_{V,Rd} = M_{c,Rd}$		Secções com banzos iguais em I, fletidas em torno do eixo de maior inércia
Secções transversais da classe 1 ou 2	$M_{V,Rd} = \frac{W_{pl}(1-\rho)f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}$
Secções transversais da classe 3	$M_{V,Rd} = \frac{W_{el,min}(1-\rho)f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{el,y,min} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}$
Secções transversais da classe 4	$M_{V,Rd} = \frac{W_{eff,min}(1-\rho)f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{eff,y,min} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}$

Em que:

- $M_{V,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço transversal;
- $M_{y,V,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo y-y reduzido pela interação com o esforço transversal;
- A_w área da alma;
- t_w espessura da alma.

b) Flexão Composta

A interação entre momento fletor e esforço axial é também considerada no EC3-1-1. Centralizando a análise em perfis I ou H, é necessário compreender se a alma consegue absorver o esforço axial e os banzos o momento fletor, resultando assim diferentes curvas de interação.

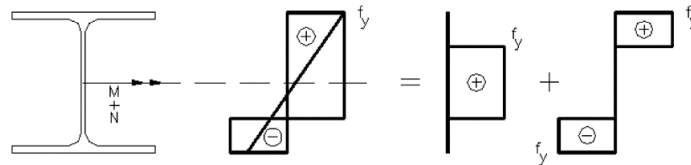


Figura 8.3 - Decomposição dos esforços axiais e momento fletor, absorvidos pela alma e banzos respetivamente. (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014)

Considerando os diferentes esforços absorvidos pelos banzos e pela alma é possível traçar curvas de interação com o esforço axial e o momento fletor em relação aos eixos yy e zz.

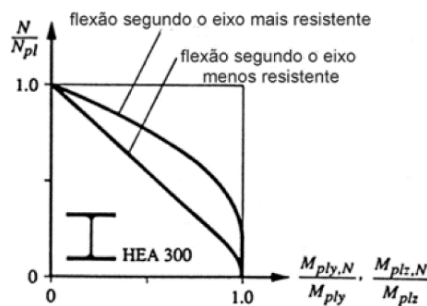


Figura 8.4 - Interação plástica entre o N e M_y ou M_z para as secções de um perfil HEA300. (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014)

Verifica-se na Figura 8.4 que quando os rácios dos esforços normais atuantes e resistentes são inferiores a 25% não é necessário proceder a qualquer redução do momento fletor resistente.

Tabela 8.8 - Secções sujeitas a esforços combinados (M+N)

$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0$			
Secções Transversais da Classe 1 ou 2			
Eixo y-y	Verificar se: $N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd}$ $N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$	Sim <hr style="width: 50%; margin: 0 auto;"/> Não	Desprezar influência do esforço axial $M_{N,Rd} = M_{c,Rd}$ Secções bi-simétricas, em I ou H $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)}$ mas $M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$ Secções RHS ou soldadas em caixão $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a_w)}$ mas $M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$
	Eixo z-z	Verificar se: $N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$	Sim <hr style="width: 50%; margin: 0 auto;"/> Não
Secções Transversais da Classe 3 ou 4			
$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$	$\frac{N_{Ed}}{Af_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y} f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} f_{yd}} \leq 1$		Classe 3
	$\frac{N_{Ed}}{Af_{yd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_{yd}} \leq 1$		Classe 4
Com: $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ e $a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \leq 0,5$			

Em que:

- $M_{N,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço axial;
- $M_{N,y,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo y-y reduzido pela interação com o esforço axial;

- $M_{N,z,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo z-z reduzido pela interação com o esforço axial;
- h_w altura da alma;
- n relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuante e resistente plástico de uma secção transversal bruta;
- a relação entre a área da alma e a área bruta de uma secção transversal;
- e_{Ny} afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva e bruta segundo o eixo y-y;
- e_{Nz} afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva e bruta segundo o eixo z-z;
- t_f espessura do banzo.

Notas: Em secções cuja geometria não conste na Tabela 8.8 recorreu-se de forma conservativa à verificação (8.2).

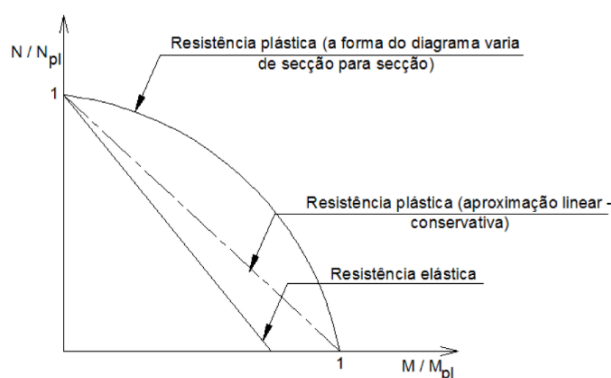


Figura 8.5 - Curvas de interação entre esforços axiais e momentos fletores. (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014)

c) Flexão Composta Desviada

A análise de secções à flexão composta desviada pode ser compreendida graficamente analisando o diagrama de interação em 3D da Figura 8.6.

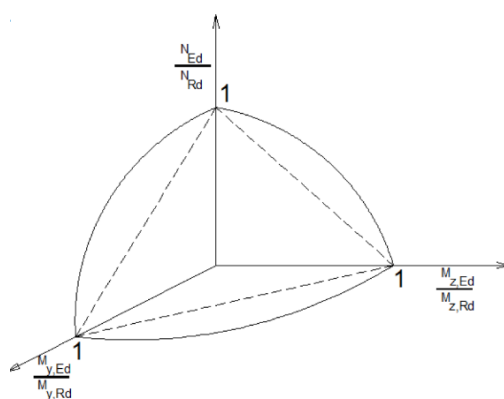


Figura 8.6 - Diagrama de interação entre N , M_y e M_z por (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014)

Os ábacos seguintes mostram a variação dos momentos para diferentes rácios do esforço axial.

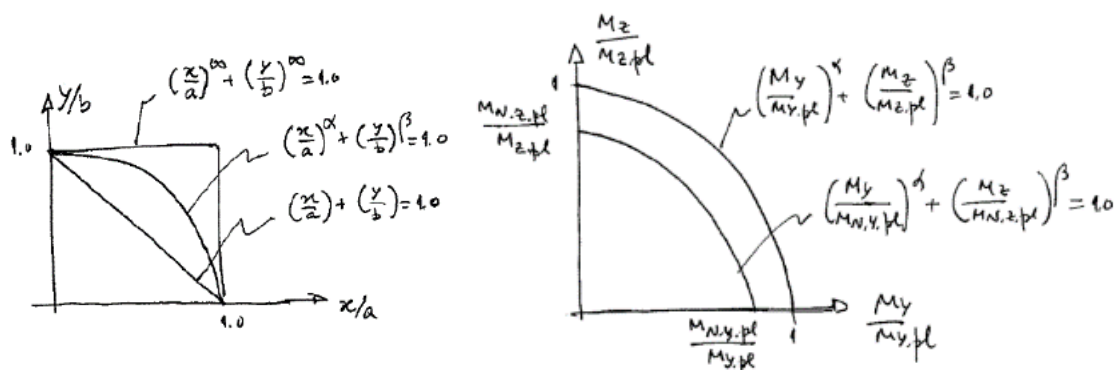


Figura 8.7 - Curvas de interação em flexão composta desviada e influência dos expoentes α e β (Virtuoso, Análise e verificação da segurança de estruturas de aço. Resistência de secções, 2011)

Tabela 8.9 - Dimensionamento de secções sujeitas a esforços combinados ($M_y + M_z + N$)

$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0$		
Secções em I e H	Secções CHS	Secções RHS
$\alpha = 2; \beta = 5n \geq 1$	$\alpha = 2; \beta = 2$	$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \leq 6$
$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1,7})$		
Com: $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$		

Em que:

α e β parâmetros considerando o efeito de flexão desviada.

Nota: α e β podem ser considerados unitários de uma forma conservativa.

d) Flexão Composta com Esforço Transverso

Nas secções das classes 1 e 2 sujeitas simultaneamente a flexão, esforço axial e esforço transversal, o dimensionamento é feito recorrendo às expressões para a flexão composta e desviada, e adotando uma tensão de cedência reduzida.

Para secções da classe 3 o dimensionamento realiza-se em termos elásticos.

8.1.1.3. Resistência de Elementos à Encurvadura (Colunas, vigas e colunas-viga)

A ocorrência de fenômenos de instabilidade em elementos comprimidos e/ou fletidos está relacionada com a esbelteza.

Nestes elementos a instabilidade pode ser global ou local. A instabilidade local está relacionada com a instabilidade das placas que formam as secções transversais (o eixo xx mantém-se sempre retilíneo). No caso da instabilidade global, que pode ser de flexão, torção ou de flexão-torção o eixo xx do elemento acompanha a deformada do elemento.

Nas estruturas metálicas o fenómeno de encurvadura em conjunto com a deformação, constituem as condicionantes principais do dimensionamento na maior parte dos casos.

A encurvadura depende também do tipo de carregamento e da geometria da secção transversal.

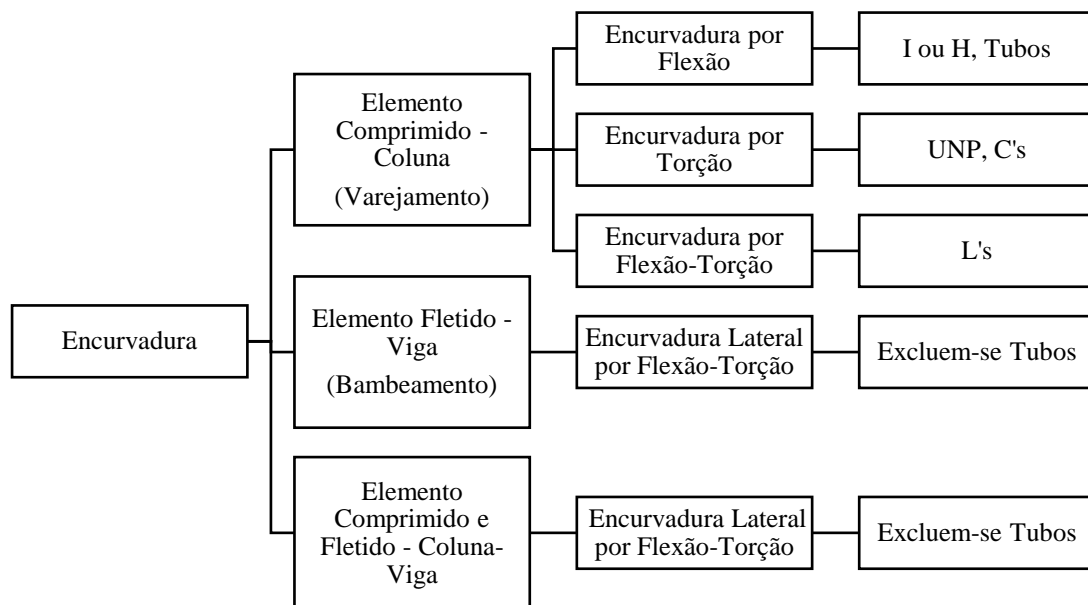


Figura 8.8 - Fluxograma de encurvadura em elementos

a) Encurvadura em Elementos Comprimidos (Varejamento)

Os fenômenos de encurvadura em colunas são mais facilmente compreendidos se se analisar uma coluna perfeita, isto é, sem imperfeições (ver Anexo VII).

▪ Colunas Reais

A Figura 8.9 mostra o comportamento de colunas sujeitas a esforços de compressões com secções do tipo C's, U's, L's, T's e cruciformes.

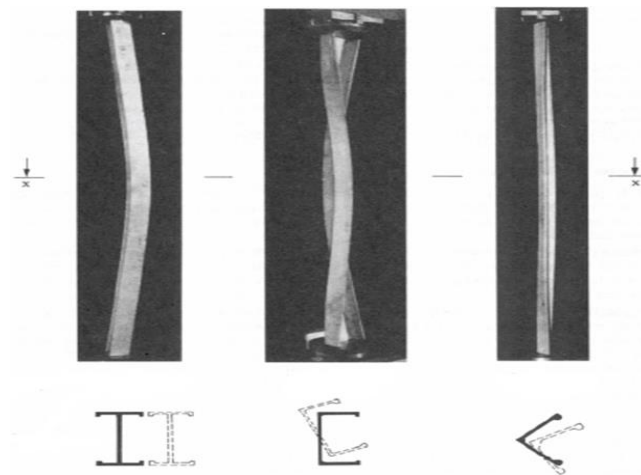


Figura 8.9 - Encurvadura de colunas por flexão, torção e flexão-torção (Santos Viseu, Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios, 2014)

Na Tabela 8.10 resumem-se as expressões do dimensionamento de colunas utilizadas pelo EC3-1-1.

Conforme se mostra no fluxograma seguinte as imperfeições dos elementos podem ser de diferente natureza.

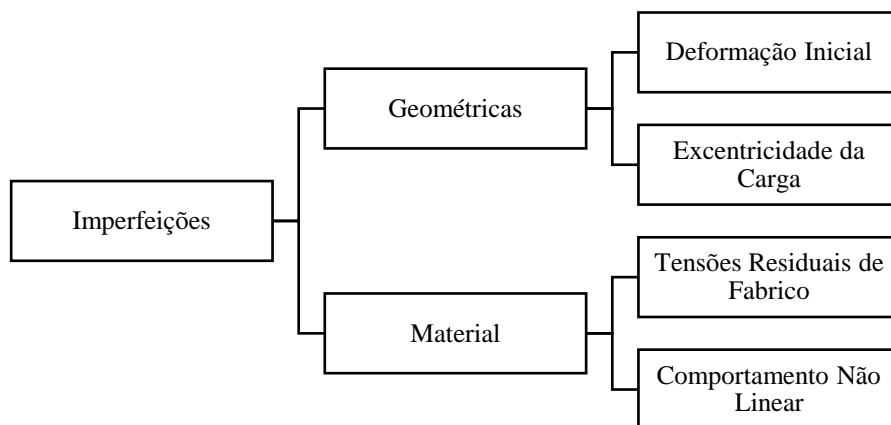


Figura 8.10 - Fluxograma - Imperfeições de colunas reais

As imperfeições geométricas das colunas reduzem a resistência à encurvadura. Ensaios de resistência mostram que esta redução é tanto maior quanto mais próxima da esbelteza de referência for a esbelteza.

Tabela 8.10 - Dimensionamento de colunas à encurvadura

$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$													
Encurvadura por Flexão													
Eixo y-y	Eixo z-z												
$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{e,y}^2}$ $N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{e,z}^2}$													
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Classe 1, 2 e 3</p> $\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}}$ $\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_z}{N_{cr,z}}}$ </div> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Classe 4</p> $\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr,y}}}$ $\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A_{eff} f_z}{N_{cr,z}}}$ </div> </div>													
$\min\{N_{cr,y}; N_{cr,z}; N_{cr,T}; N_{cr,TF}\} \Rightarrow \text{Modo de Encurvadura}$													
Encurvadura por Torção ou por Flexão-Torção													
$N_{cr} = N_{cr,TF} < N_{cr,T}$ $N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{L_{eT}^2} \right) \text{ com } i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2$													
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Classe 1, 2 e 3</p> $N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{y_0}{i_0} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right]$ <p style="text-align: center;">com $z_0 = 0$ e $\beta = 1 - (y_0 / i_0)^2$</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Classe 4</p> $N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,z}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,z}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,z}} \right)^2 + 4 \left(\frac{z_0}{i_0} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,z}}} \right]$ <p style="text-align: center;">com $y_0 = 0$ e $\beta = 1 - (z_0 / i_0)^2$</p> </div> </div>													
$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$ $\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}$													
Condições a verificar: $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$													
Verifica	Não Verifica												
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Classe 1, 2 e 3</p> $N_{b,Rd} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M0}}$ </div> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Classe 4</p> $N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$ </div> </div>													
<p style="text-align: center;">Efeitos da encurvadura poderão ser ignorados</p> <p style="text-align: center;">Com: $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$ e $\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$</p>													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Curva de encurvadura</th> <th style="text-align: center;">a₀</th> <th style="text-align: center;">a</th> <th style="text-align: center;">b</th> <th style="text-align: center;">c</th> <th style="text-align: center;">d</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Fator de imperfeição α</td> <td style="text-align: center;">0,13</td> <td style="text-align: center;">0,21</td> <td style="text-align: center;">0,34</td> <td style="text-align: center;">0,49</td> <td style="text-align: center;">0,76</td> </tr> </tbody> </table>		Curva de encurvadura	a ₀	a	b	c	d	Fator de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
Curva de encurvadura	a ₀	a	b	c	d								
Fator de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76								

Em que:

$N_{b,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido;
$N_{cr,TF}$	valor crítico do esforço de encurvadura elástica por flexão-torção;
$N_{cr,T}$	valor crítico do esforço de encurvadura elástica por torção;
i_y	raio de giração yy;
i_z	raio de giração zz;
y_0	distância entre os centros de corte e de gravidade da secção segundo o eixo yy;
z_0	distância entre os centros de corte e de gravidade da secção segundo o eixo zz;
I_t	constante de torção;
I_w	constante de empenamento;
L_{eT}	comprimento da barra à encurvadura por torção ou flexão-torção;
L_{ey}	comprimento da barra à encurvadura em torno do eixo yy;
L_{ez}	comprimento da barra à encurvadura em torno do eixo zz;
β	fator de correção de curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes;
$\bar{\lambda}_T$	esbelteza normalizada associada à encurvadura de colunas por torção ou flexão-torção;
$\bar{\lambda}_y$	esbelteza normalizada associada à encurvadura yy;
$\bar{\lambda}_z$	esbelteza normalizada associada à encurvadura zz;
Φ	valor para determinar o fator de redução;
χ	fator de redução associado à encurvadura.

O cálculo da redução da resistência das colunas à encurvadura pode ser feito recorrendo à determinação dos fatores de redução função das curvas de encurvadura indicados nos ábacos da Figura 8.11.

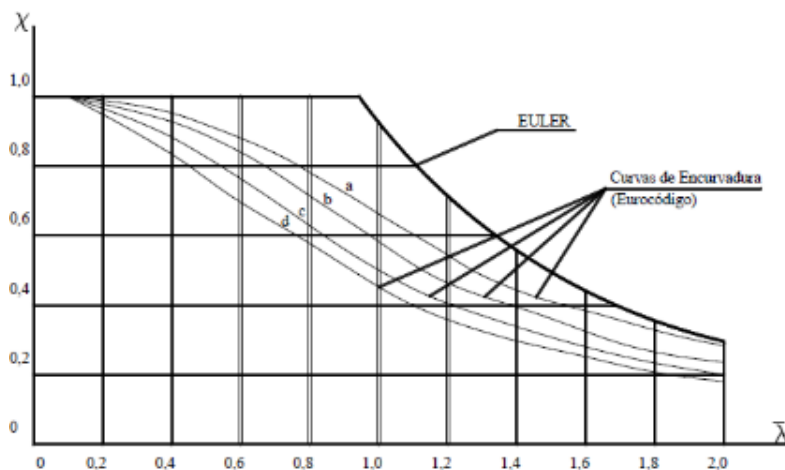
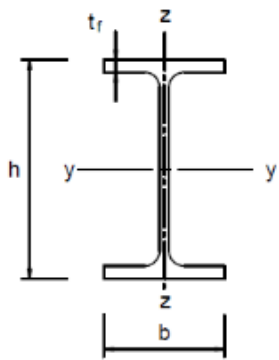
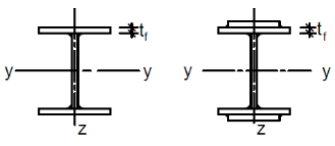

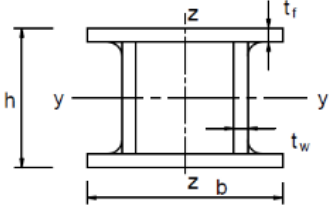
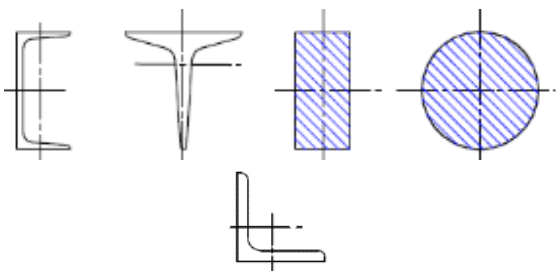


Figura 8.11 - Relação entre a curva de Euler (coluna perfeita) e as curvas de encurvadura (colunas reais) segundo (Martins, Estruturas Metálicas - EC3 - Parte 1.1/Volume IV, 2011)

Tabela 8.11 - Curva de encurvadura em função da secção transversal

Secção Transversal	Limites	Eixo de Encurvadura	Curva de encurvadura		
			S 235 S 275 S 355 S420	S 460	
Perfis laminados	 $h/b > 1,2$ $h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 40\text{mm}$ $40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$	y - y	a	a ₀
			z - z	b	a ₀
		$t_f \leq 100\text{mm}$ $t_f > 100\text{mm}$	y - y	b	a
			z - z	c	a
		$t_f > 100\text{mm}$	y - y	d	c
			z - z	d	c
Perfis I soldados		$t_f \leq 40\text{mm}$	y - y	b	b
			z - z	c	c
		$t_f > 40\text{mm}$	y - y	c	c
			z - z	d	d
Secções tubulares		acabadas a quente enformadas a frio	qualquer	a	a ₀
			qualquer	c	c
Secções em caixão soldadas		em geral (exceto como abaixo indicado) soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	qualquer	b	b
			qualquer	c	c
Cantoneira e perfis U, T e secções cheias		qualquer	c	c	c
			qualquer	b	b

b) Encurvadura em Elementos Fletidos (Bambeamento)

Em vigas sujeitas a flexão em torno do eixo de maior inércia, pode ocorrer a encurvadura designada por bambeamento. Nesta deformação verifica-se que a parte comprimida da alma e o banzo têm tendência a encurvar (fletir e rodar em xx simultaneamente) originando-se deformações e rotações nas diversas secções.

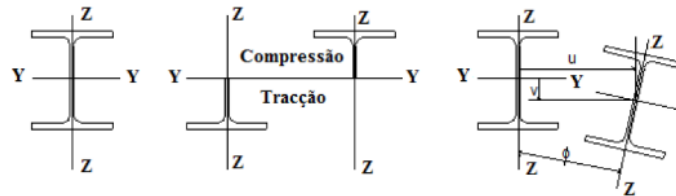


Figura 8.12 - Encurvadura lateral em vigas

Tabela 8.12 - Dimensionamento de vigas à encurvadura lateral

$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	
Condições a verificar: $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ ou $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16$	
Verifica	Não Verifica
	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$
	Classe 1 e 2 - $W_y = W_{pl,y}$ Classe 3 - $W_y = W_{el,y}$ Classe 4 - $W_y = W_{eff,y}$
Efeitos da encurvadura poderão ser ignorados	Com: $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0$; $\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ e
	$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$
Curva de encurvadura	a b c d
Fator de imperfeição α_{LT}	0,21 0,34 0,49 0,76

Tabela 8.13 - Curva de encurvadura lateral em função da secção transversal

Secção Transversal	Limites	Curva de encurvadura
Secções em I laminadas	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secções em I soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Outras secções transversais	-	d

▪ Momento Crítico Elástico de Encurvadura Lateral - M_{cr}

A encurvadura lateral ocorre em vigas perfeitas quando o momento fletor máximo iguala o momento crítico.

Na versão do EC3-1-1 atual não existe qualquer indicação sobre o modo de determinar o momento crítico. Porém, na ENV 1993-1-1:1992, propunha-se segundo *Clark, Hill e Galea*, a expressão indicada em (8.5), que é válida apenas para secções transversais constantes e simétricas em relação ao eixo de menor inércia.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right] \quad (8.5)$$

Em que:

- C_1 coeficiente função das condições de apoio e do diagrama dos momentos fletores M_y ;
- C_2 coeficiente função das condições de apoio e do diagrama dos momentos fletores, relacionado com o ponto de aplicação da carga;
- C_3 coeficiente que depende das condições de apoio e do diagrama dos momentos fletores, relacionado com a monossimetria da secção;
- k_w coeficiente referente ao grau de impedimento ao empenamento das extremidades da viga;
- k_z coeficiente de encurvadura associado à flexão em torno do eixo de menor inércia;
- z_g distância do ponto de aplicação da carga ao centro de corte da secção;
- z_j indicador da assimetria da secção transversal;
- I_t constante de torção;
- I_w constante de empenamento;
- I_z inércia da secção transversal em torno de z-z;
- L comprimento da viga entre as secções impedidas de deslocar lateralmente.

A informação adicional necessária ao estudo da encurvadura lateral consta do Anexo VIII.

c) Encurvadura em Elementos Comprimidos e Fletidos (Coluna-Viga)

O EC3-1-1 propõe para elementos comprimidos sujeitos a flexão desviada fórmulas de interação lineares, calibradas numericamente e experimentalmente, baseadas nas seguintes premissas:

- Secção constante;

- Sem deformações locais - Classe 1 e 2 (Classe 3 e 4 é necessária uma avaliação cuidada);
- Duplamente simétricas;
- Com apoios tipo “forquilha”.

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (8.6)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (8.7)$$

Em que:

- χ_y coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão yy;
- χ_z coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão zz;
- χ_{LT} coeficiente de redução para a encurvadura lateral;
- N_{Rk} valor característico da resistência à compressão;
- $M_{y,Rk}$ valor característico da resistência à flexão yy;
- $M_{z,Rk}$ valor característico da resistência à flexão zz;
- $\Delta M_{y,Ed}$ momento devido ao afastamento do eixo baricêntrico y-y;
- $\Delta M_{z,Ed}$ momento devido ao afastamento do eixo baricêntrico z-z;
- $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ fatores de interação.

Tabela 8.14 - Valores de $N_{Rk} = f_y A_i$; $M_{i,Rk} = f_y W_i$ e $\Delta M_{i,Ed}$

Classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Em que:

- $e_{N,y}$ afastamento entre os centros de gravidade das secções efetiva e bruta segundo o eixo y-y;

$e_{N,z}$ afastamento entre os centros de gravidade das secções efetiva e bruta segundo o eixo z-z.

O EC3-1-1 apresenta dois métodos distintos para o cálculo de colunas-viga:

- **Método 1** - Franco-Belga adequado para barras de secção duplamente simétrica que fornece resultados mais precisos que o Método 2;
- **Método 2** - Austro-Alemão aplicado a elementos com qualquer tipo de secção transversal e consideravelmente mais prático. Foi o método utilizado no presente projeto.

No dimensionamento de colunas-viga há a distinguir:

- Barras não suscetíveis a deformações por torção - Secções CHS, SHS RHS (exceto no caso de barras “muito alongadas” $h/b \geq 10/\bar{\lambda}_z$) e perfis de parede fina aberta contraventados à torção ($\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ no método Franco-Belga e $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ no método Austro-Alemão). Admite-se nestes casos $\chi_{LT} = 1,0$.
- Barras suscetíveis a deformações por torção - Perfis de parede fina aberta.

Os fatores de interação k_{ij} têm em conta com diversos parâmetros, tais como:

- Geometria da secção transversal;
- Configuração dos diagramas de esforços;
- Imperfeições;
- Formação sucessiva de rótulas plásticas;
- Efeitos de 2ª ordem.

Segundo o Método 2 os cálculos dos fatores de interação obedecem às tabelas do Anexo IX.

8.1.2. Estados Limites de Serviço

Segundo o EC3-1-1 a verificação da segurança aos estados limites de serviço é garantida através do controlo das deformações e vibrações.

8.1.2.1. Deslocamentos Verticais

Os valores máximos para os deslocamentos verticais são determinados pela expressão:

$$\delta_{\text{máx}} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (8.8)$$

Em que:

$\delta_{\text{máx}}$ flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios;

- δ_1 variação da flecha da viga devido às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação, (estado (1));
- δ_2 variação da flecha da viga para a ação variável de base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis, (estado (2));
- δ_0 contra flecha no estado não carregado, (estado (0)).

Tabela 8.15 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais

Condições	Limites (ver a Figura 8.13)	
	$\delta_{\text{máx}}$	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando $\delta_{\text{máx}}$ possa afetar o aspeto do edifício	L/250	-

Nota: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.

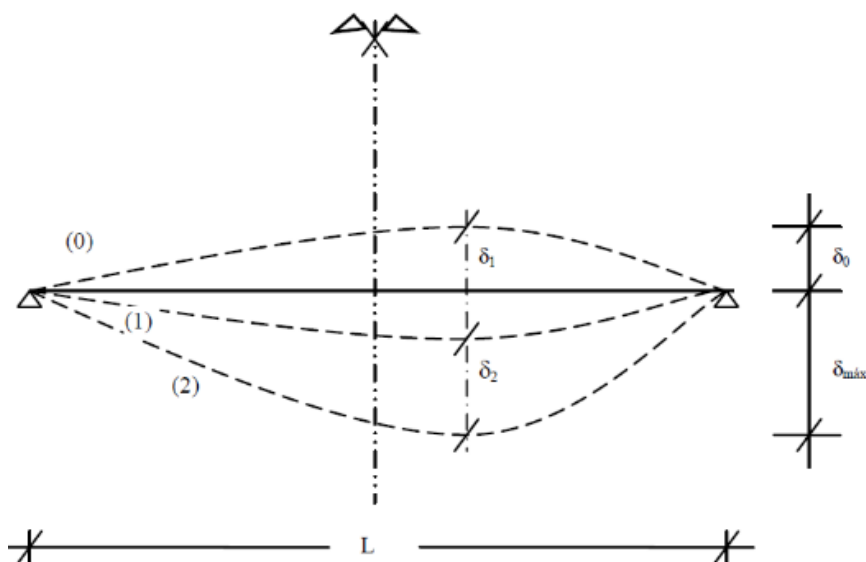


Figura 8.13 - Deslocamentos verticais

8.1.2.2. Deslocamentos Horizontais

Condições	$\delta_{\text{máx}}$
Pórticos sem aparelhos de elevação	$h/150$
Outros edifícios de um só piso	$h/300$
Em edifícios de vários pisos:	
Em cada piso	$h/300$
Na estrutura globalmente	$h_0/500$

Em que h representa a altura da coluna ou do piso e h_0 corresponde à altura da estrutura.

8.2. Ligações Metálicas

Neste Projeto recorreu-se a parafusos e ligações soldadas nas ligações. O seu dimensionamento foi realizado segundo a NP EN 1993-1-8, doravante EC3-1-8.

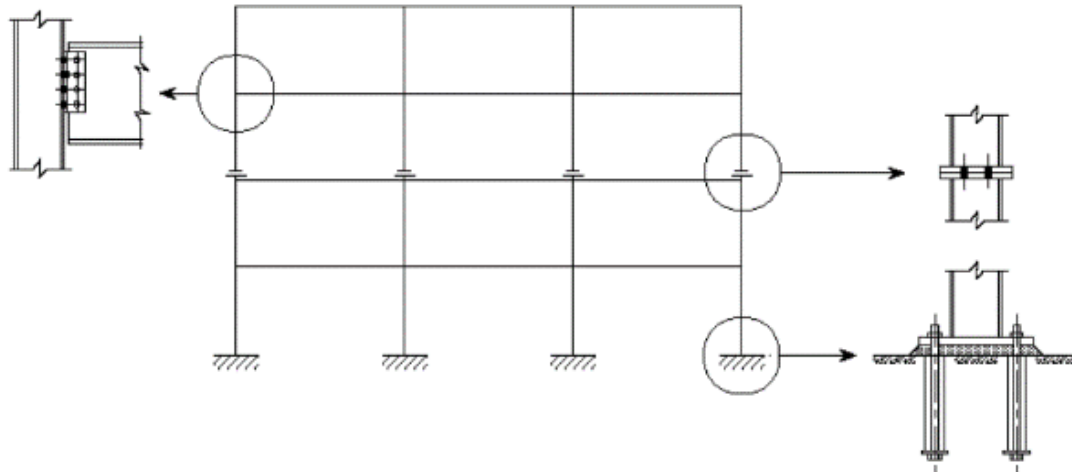


Figura 8.14 - Principais tipos de ligações em estruturas metálicas segundo (Martins, Estruturas Metálicas - EC3 (versão 1993) - Ligações, 2011)

Segundo o EC3-1-1 e EC3-1-8 o efeito do comportamento das ligações influencia a distribuição dos esforços e das deformações das estruturas.

Tabela 8.16 - Tipos de ligação

Método de análise global	Classificação da junta	Tipos de ligação	
Elástica	Nominalmente articulada	Articulada	
	Rígida	Contínua	
	Semirrígida	Semi-contínua	

8.2.1. Bases do projeto de ligações

Os coeficientes parciais de segurança, γ_M , nas ligações constam da Tabela 8.17.

Tabela 8.17 - Coeficientes parciais de segurança em ligações

Resistência	Coefficiente Parcial	Valor
De parafusos, rebites, cavilhas, soldaduras e chapas ao esmagamento	γ_{M2}	1,25
Ao escorregamento no estado limite último (categoria C)	γ_{M3}	1,25
Ao escorregamento no estado limite de utilização (categoria B)	$\gamma_{M3,ser}$	1,10
Ao esmagamento de um parafuso injetado	γ_{M4}	1,00
De juntas entre perfis tubulares em vigas trianguladas	γ_{M5}	1,00
De cavilhas no estado limite de utilização	$\gamma_{M6,ser}$	1,00
Pré-esforço dos parafusos de alta resistência	γ_{M7}	1,10

8.2.2. Ligações Aparafusadas

Os parafusos são designados com base no seu diâmetro nominal.

Apresentam-se na Figura 8.15 e na Tabela 8.18 os principais parâmetros geométricos que definem um parafuso.

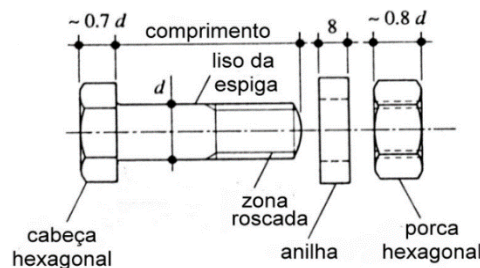


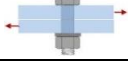

Figura 8.15 - Componentes de uma ligação aparafusada

Tabela 8.18 - Parafusos

Parafuso	M12	M16	M20	M24	M30
Diâmetro nominal [mm]	12	16	20	24	30
Diâmetro furo [mm]	13	18	22	26	33
Maior dimensão cabeça [mm]	20,03	26,75	33,53	39,98	50,85
Menor dimensão cabeça [mm]	18	24	30	36	46
Área secção transversal bruta [mm ²]	113	201	314	452,2	706,5
Área secção resistente [mm ²]	84,3	157	245	353	561

As ligações aparafusadas podem funcionar ao corte e/ou à tração e por escorregamento nos estados limites de serviço e último conforme mostra a Tabela 8.19.

Tabela 8.19 - Categorias de ligações aparafusadas

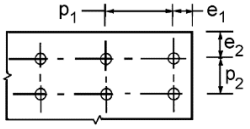
Categoria	CrITÉRIOS	Observações
Ligações ao corte 		
A Resistente ao esmagamento	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Pré-esforço desnecessário Classes 4.6 a 10.9
B Resistente ao esmagamento no estado limite de utilização	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Pré-esforço necessário Classes 8.8 ou 10.9
C Resistente ao escorregamento no estado limite último	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $\sum F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Pré-esforço necessário Classes 8.8 ou 10.9
Ligações à tração 		
D Não pré-esforçada	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Pré-esforço desnecessário Classes 4.6 a 10.9
E Pré-esforçada	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Pré-esforço necessário Classes 8.8 ou 10.9

Em que:

- $F_{v,Ed}$ valor de cálculo do esforço transversal por parafuso no estado limite último;
- $F_{v,Rd}$ valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso;
- $F_{b,Rd}$ valor de cálculo da resistência ao esmagamento por parafuso;
- $F_{v,Ed,ser}$ valor de cálculo do esforço transversal por parafuso no estado limite de utilização;
- $F_{s,Rd,ser}$ valor de cálculo da resistência ao escorregamento por parafuso no estado limite de utilização;
- $F_{s,Rd}$ valor de cálculo da resistência ao escorregamento por parafuso no estado limite último;
- $N_{net,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente plástico de tração da secção transversal útil;
- $F_{t,Ed}$ valor de cálculo do esforço de tração por parafuso no estado limite último;
- $F_{t,Rd}$ valor de cálculo da resistência à tração por parafuso;
- $B_{p,Rd}$ valor de cálculo da resistência ao punçoamento da cabeça do parafuso e da porca.

A disposição dos furos nas ligações deve impedir fenómenos de corrosão, de encurvadura local e permitir, também, as operações de aperto dos parafusos.

Tabela 8.20 - Distância mínima e máxima entre eixos de furos de parafusos, às extremidades e aos bordos

Distâncias e entre eixos	Mínimo	Valores Máximos		
		Aços segundo a EN 10025, exceto a EN10025-5		Aços segundo a EN10025-5
		Aço em ambientes corrosivos	Aço em ambientes não corrosivos	Aço sem proteção
				
Distância à extremidade e_1	$1,2d_0$	$4t+40$ mm		Máx { $8t; 125$ mm }
Distância ao bordo lateral e_2	$1,2d_0$	$4t+40$ mm		Máx { $8t; 125$ mm }
Distância entre eixos p_1	$2,2d_0$	Mín { $14t; 200$ mm }	Mín { $14t; 200$ mm }	Mín { $14t_{\min}; 175$ mm }
Distância entre eixos p_2	$2,4d_0$	Mín { $14t; 200$ mm }	Mín { $14t; 200$ mm }	Mín { $14t_{\min}; 175$ mm }

Em que:

- d_0 diâmetro do furo;
- t espessura da peça exterior de menor espessura.

Tabela 8.21 - Resistência das peças de ligação solicitadas ao corte e/ou à tração

Categoria	Modo de rotura	Resistência
A-C	Corte por plano de corte	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$
A-C	Esmagamento	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$
B	Escorregamento ELUti	$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \eta \mu}{\gamma_{M3,ser}} F_{p,c}$ com $F_{p,c} = 0,7 f_{ub} A_s$
C	Escorregamento ELUtl	$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \eta \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,c}$ com $F_{p,c} = 0,7 f_{ub} A_s$
D-E	Tração	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$
D-E	Punçoamento	$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}}$
A-E	Corte e Tração	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$
B	Escorregamento com corte e tração	$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \eta \mu}{\gamma_{M3,ser}} (F_{p,c} - 0,8 F_{t,Ed,ser})$ com $F_{p,c} = 0,7 f_{ub} A_s$
C	Escorregamento com corte e tração	$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \eta \mu}{\gamma_{M3}} (F_{p,c} - 0,8 F_{t,Ed})$ com $F_{p,c} = 0,7 f_{ub} A_s$

Em que:

- α_v parâmetro que relaciona o plano de corte com o parafuso;
- f_{ub} valor nominal da tensão de rotura à tração para parafusos;
- A área da secção lisa do parafuso;
- k_1 fator definido para o esmagamento;

α_b	parâmetro que relaciona o esmagamento com o parafuso;
f_u	valor nominal da tensão de ruptura à tração;
d	diâmetro nominal do parafuso, da cavilha ou da peça de ligação;
t	espessura da chapa de ligação;
n	número dos planos de atrito;
μ	coeficiente de atrito da superfície de atrito;
$F_{p,c}$	valor de cálculo da força de pré-esforço;
k_2	fator definido para a tração;
A_s	área da secção resistente do parafuso ou do chumbadouro;
d_m	menor diâmetro médio da cabeça do parafuso ou da porca;
t_p	espessura da chapa sob a cabeça do parafuso ou sob a porca.

8.2.3. Ligações Soldadas

As ligações soldadas permitem unir chapas ou perfis através da fusão dos elementos base designados por metal de adição (elétrodo).

As tensões de cedência e de ruptura mínimas do aço do elétrodo não devem ser inferiores às do metal de base.

A geometria dos cordões de soldadura é condicionada pelo seu comprimento, l , e pela espessura, a . O valor da espessura dos cordões deve estar compreendido entre 3mm e 70% da menor espessura dos elementos a ligar.

Neste Projeto o dimensionamento dos cordões de soldadura foi realizado recorrendo ao método simplificado, cuja verificação assenta nas seguintes expressões:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (8.9)$$

Com:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a \quad (8.10)$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.11)$$

Em que:

$F_{w,Ed}$ valor de cálculo do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento;

$F_{w,Rd}$ valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento;

$f_{vw,d}$ valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura;
 β_w fator de correlação.

Tabela 8.22 - Fator de correlação β_w para soldaduras de ângulo

Norma e classe de aço			Fator de correlação β_w
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,80
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,90
S 420 N/NL S 420 M/ML	-	S 420 MH/MLH	1,00
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,00

Nota: As ligações soldadas realizadas em obra oneram substancialmente o custo final das estruturas. Deve, pois, realizar-se sempre que possível por ligações soldadas em oficina, não esquecendo nunca as condicionantes impostas pelo transporte.

8.3. Elementos de Betão Armado

O dimensionamento e pormenorização dos elementos de betão armado deste Projeto foi realizado com base na NP EN 1992-1-1:2010.

Na Tabela 8.23 indicam-se os coeficientes parciais de segurança das resistências do betão e do aço das armaduras.

Tabela 8.23 - Coeficientes parciais

Situações de projeto	Betão - γ_c	Aço de Armaduras Ordinárias - γ_s
Persistentes	1,50	1,15
Transitórias		
Acidentais	1,20	1,00

O EC2 estipula também os requisitos na pormenorização indispensáveis ao bom funcionamento dos elementos de betão armado (ver Anexo X).

8.3.1. Laje da Torre Central

8.3.1.1. Estados Limites Últimos

a) ELU - Resistência à Flexão Simples

O dimensionamento da laje à flexão foi feito com base nas relações entre as tensões e extensões no betão e nas armaduras ordinárias.

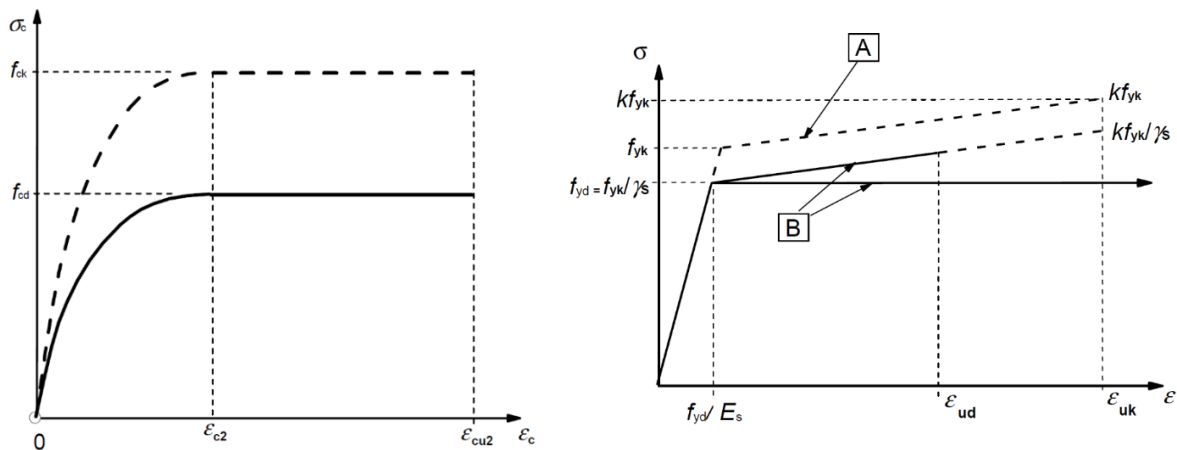


Figura 8.16 - Diagrama parábola-retângulo para o betão comprimido (à esquerda). Diagramas tensões-extensões, idealizado (A) e de cálculo (B) do aço das armaduras (à direita)

As expressões para a determinação das armaduras de flexão são:

$$A_s = \frac{\omega b_t d f_{cd}}{f_{yd}} \quad (8.12)$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b_t d f_{cd}} = \mu(1 + \mu) \quad (8.13)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b_t d^2 f_{cd}} \quad (8.14)$$

Em que:

- f_{ctm} valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
- f_{yk} valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;
- b_t largura média da zona tracionada. Em lajes toma o valor unitário;
- d altura útil de uma secção transversal;
- ω percentagem mecânica de armadura;
- f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão á compressão;
- f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras;
- A_c área da secção transversal de betão;
- μ momento fletor reduzido.

Segundo a (Soeiro e Sá, 2009), nas secções retangulares sujeitas á flexão simples tem-se:

Tabela 8.24 - Valores limites do momento fletor reduzido para que as armaduras estejam em cedência

Betão	Aço	μ_{lim}	ω_{lim}
Até C50/60	A400	0,390	0,541
	A500	0,371	0,499

Quando $\mu \geq \mu_{lim}$, as armaduras estão a trabalhar em tensão de cedência o que significa que o se tira o máximo proveito da resistência do aço.

As armaduras máximas e mínimas definidas pelo EC2 para estes elementos estruturais são iguais a:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (8.15)$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c \quad (8.16)$$

b) ELU - Resistência ao Esforço Transverso

A resistência ao esforço transverso pode ser analisada recorrendo a um modelo de treliça composto de escoras de betão e tirantes.

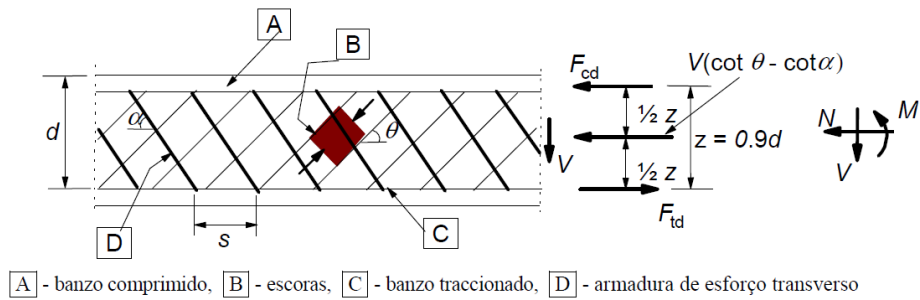


Figura 8.17 - Modelo de treliça considerado no EC2 no estudo das armaduras de esforço transverso

O EC2 refere que podem ser dispensadas as armaduras de esforço transverso sempre que se verifique a condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (8.17)$$

Em que:

V_{Ed} valor atuante de cálculo do esforço transverso;

$V_{Rd,c}$ valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso.

O valor de $V_{Rd,c}$ é calculado por:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (8.18)$$

Com:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (8.19)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm} \quad (8.20)$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (8.21)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \quad (8.22)$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (8.23)$$

Em que:

k coeficiente;

ρ_l taxa de armadura longitudinal;

f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias em MPa;

k_1 coeficiente de valor 0,15;

σ_{cp} tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou ao pré-esforço;

b_w menor largura da secção transversal na área tracionada;

A_{s1} área da armadura de tração.

O valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo é determinado por:

$$V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (8.24)$$

Em que:

α_{cw} coeficiente unitário (para estrutura não pré-esforçadas) que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

b_w menor largura da secção transversal na área tracionada;

Z braço do binário, com $z=0,9d$;

v_1 coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, com $v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$;

θ ângulo formado pela escora comprimida e o eixo da peça, com $1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5$;

O valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura na cedência é igual a:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\theta \quad (8.25)$$

Em que:

$\frac{A_{sw}}{s}$ área de armadura transversal por unidade de comprimento.

A armadura máxima de esforço transversal é obtida por:

$$\left(\frac{A_{sw,máx}}{s} \right) = 0,5 \alpha_{cw} b_w z v_1 \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \quad (8.26)$$

Em que:

$\left(\frac{A_{sw,máx}}{s} \right)$ área efetiva máxima de armadura transversal por unidade de comprimento.

A armadura mínima de esforço transversal obtém-se a partir da igualdade:

$$\left(\frac{A_{sw,mín}}{s} \right) = \rho_{w,mín} b_w \text{sen}\alpha \quad (8.27)$$

Em que:

$\left(\frac{A_{sw,mín}}{s} \right)$ área efetiva mínima de armadura transversal por unidade de comprimento.

Referir que a distância máxima entre armaduras transversais deve respeitar a condição:

$$s_{l,m\acute{a}x} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (8.28)$$

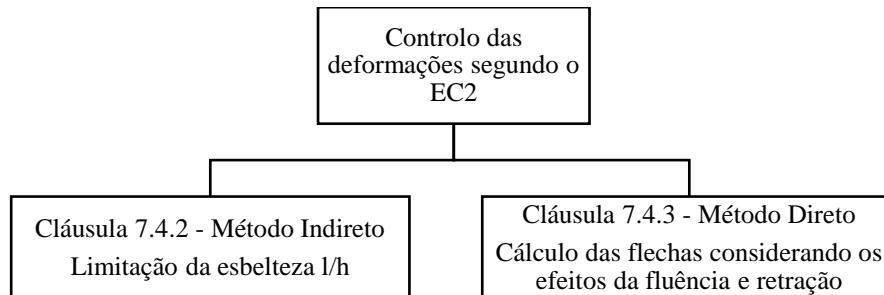
8.3.1.2. Estados Limites de Utilização

De acordo com o EC2-1 é necessário também proceder ao dimensionamento em relação aos ELS.

a) ELS - Deformação

Segundo o EC2-1-1 controlo das deformações obedece aos seguintes critérios:

- $L/250$ - Valor máximo da flecha em vigas ou lajes sujeitas a combinação de ações quase permanentes;
- $L/500$ - Valor máximo das flechas que possam ocorrer depois da construção e que coloquem em causa os elementos da estrutura.



O controlo das deformações foi feito no pré-dimensionamento recorrendo ao controlo indireto. Na fase de dimensionamento recorreu-se ao controlo direto.

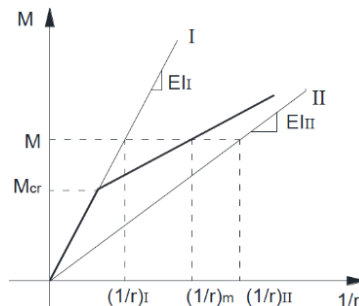


Figura 8.18 - Gráfico momento-curvatura para os estados não fendilhado, I, e fendilhado, II (Camara, 2014)

A Figura 8.18 mostra a relação entre os momentos e curvaturas para os estados fendilhados e não fendilhados.

O método dos coeficientes globais pode ser aplicado seguindo a metodologia indicada no Anexo XI.

Quando a verificação das flechas instantâneas e a longo prazo não for respeitada pode-se ultrapassar o problema recorrendo:

- Aumento da geometria (h);
- Aplicação de uma contra-flecha com um valor máximo de L/250;
- Utilização de pré-esforço.

b) ELS – Fendilhação

A fendilhação é um fenómeno que ocorre geralmente nas estruturas de betão armado, quando solicitadas à flexão, ao esforço transversal, à torção ou à tração, quando ações são aplicadas diretamente ou ainda por deformações impostas.

O fenómeno fendilhação tem início quando a fibra mais tracionada está sujeita a uma tensão superior ao valor da tensão de rotura do betão à tração simples, resultando na abertura de uma fenda e migração das tensões para as armaduras.

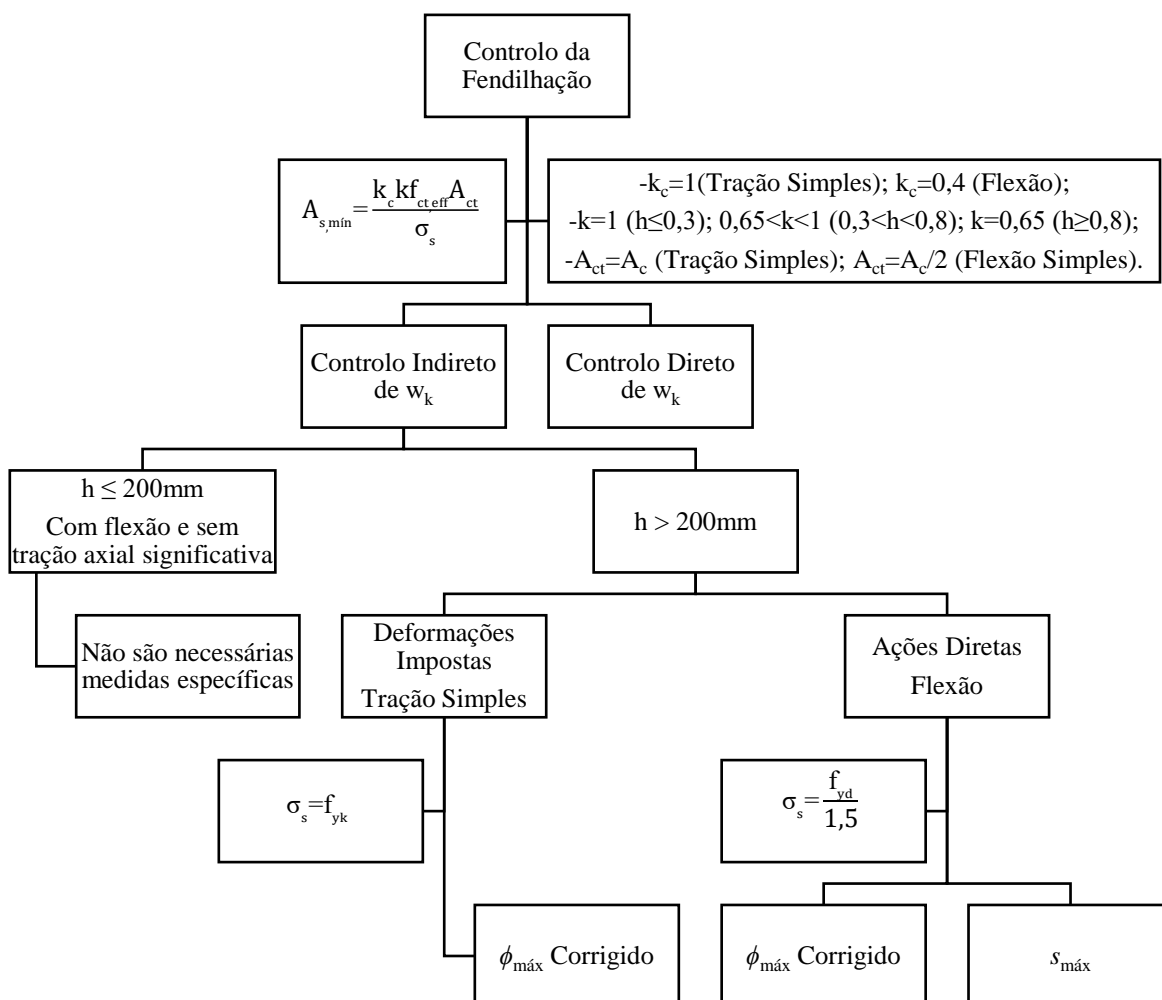


Figura 8.19 – Fluxograma de verificação do EL de Fendilhação

Em que:

k_c	coeficiente que tem em conta a distribuição das tensões na secção imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário;
k	coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes;
σ_s	tensão máxima admissível na armadura após a fendilhação, podendo tomar-se o valor de f_{yk} ;
$f_{ct,eff}$	valor médio da resistência do betão à tração aquando da previsão do início da fendilhação;

O valor limite para a largura de fendas, $w_{m\acute{a}x}$, é função não só do tipo de estrutura, mas também das classes de exposição.

Tabela 8.25 - Valores recomendados de $w_{m\acute{a}x}$, segundo o EC2

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de ações quase-permanente	Combinação de ações frequente
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

O controlo indireto da fendilhação é feito limitando os diâmetros das armaduras e/ou o afastamento das mesmas.

Tabela 8.26 - Diâmetros máximos ϕ_s^* das armaduras no controlo indireto da fendilhação

Tensão no aço [MPa]	$w_k = 0,4\text{mm}$	$w_k = 0,3\text{mm}$	$w_k = 0,2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabela 8.27 - Espaçamento máximo $s_{m\acute{a}x}$ das armaduras no controlo indireto da fendilhação

Tensão no aço [MPa]	$w_k = 0,4\text{mm}$	$w_k = 0,3\text{mm}$	$w_k = 0,2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Os diâmetros máximos calculados no controlo indireto devem ser corrigidos recorrendo às expressões:

- Flexão (com pelo menos parte da secção em compressão):

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} k_c \frac{h_{cr}}{2(h-d)} \text{ com } h_{cr} = \frac{h}{2} \quad (8.29)$$

- Tração simples:

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \text{ com } h_{cr} = h \quad (8.30)$$

Em que:

ϕ_s^* diâmetro máximo dos varões;

h_{cr} altura da zona tracionada imediatamente antes da fendilhação;

ϕ_s diâmetro modificado máximo dos varões.

8.3.2. Silo de Retenção

8.3.2.1. Estados Limites Últimos

a) ELU - Resistência à Flexão

O dimensionamento das paredes do silo de retenção assentou nos princípios enunciados no subcapítulo deste projeto referente à análise de membranas, placas e cascas.

Foram cumpridos também os critérios referentes às áreas máximas e mínimas para as armaduras verticais e horizontais.

$$A_{sv,m\acute{a}x} = 0,04A_c \quad (8.31)$$

$$A_{sv,m\acute{i}n} = 0,002A_c \quad (8.32)$$

Para armaduras horizontais respeitou-se:

$$A_{sh,min} = \max \{ 0,25A_{sv,min} ; 0,001A_c \} \quad (8.33)$$

De referir que a distância máxima entre varões verticais limitou-se ao mínimo de 3 vezes a espessura da parede e 400mm.

Em relação às armaduras horizontais a distância máxima entre varões considerada foi de 400mm.

b) ELU - Resistência ao Esforço Transverso

Foram aplicados os critérios de dimensionamento descritos anteriormente.

8.3.3. Torre Central de Alimentação

Em relação a esta estrutura utilizaram-se os critérios de dimensionamento já referidos para o silo de retenção.

8.3.4. Fundações

A estabilidade de qualquer estrutura depende do dimensionamento correto das fundações. É necessário proceder sempre à verificação da segurança do elemento estrutural e também do solo de fundação.

As características geotécnicas dos solos de fundação, a existência de nível freático e o tipo da estrutura são as principais variáveis a considerar na escolha do tipo de fundação.

As fundações podem ser:

- Superficiais ou diretas - As cargas da estrutura são transmitidas por intermédio da base ao solo de fundação. A “cota” da fundação D é inferior a 4 vezes a largura B. Exemplos: Sapatas e ensoleiramento;
- Semi-profundas - A “cota” da base da fundação D está compreendida entre 4 vezes e 10 vezes a largura B. Exemplos: Barretas e Pegões;
- Profundas ou indiretas - A carga é transmitida por ponta e/ou atrito através dos estratos atravessados pela fundação. A “cota” da base da fundação D é 10 vezes superior à largura B. Exemplo: Estacas;

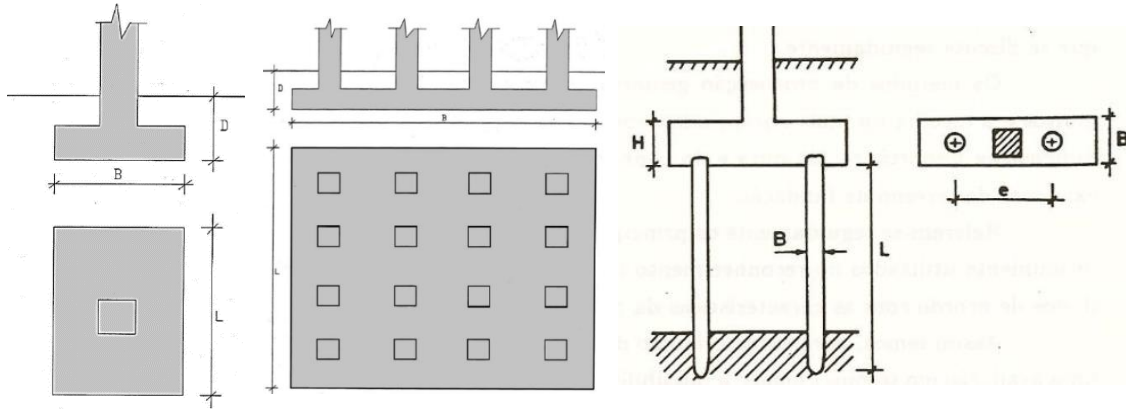


Figura 8.20 - Sapata isolada, Ensoleiramento geral e Estacas

Com base na informação geotécnica e no tipo de estruturas optou-se neste Projeto por uma sapata contínua para o silo de retenção e por uma sapata isolada com inércia variável para a torre central.

O dimensionamento destes elementos foi realizado com base no fluxograma seguinte.

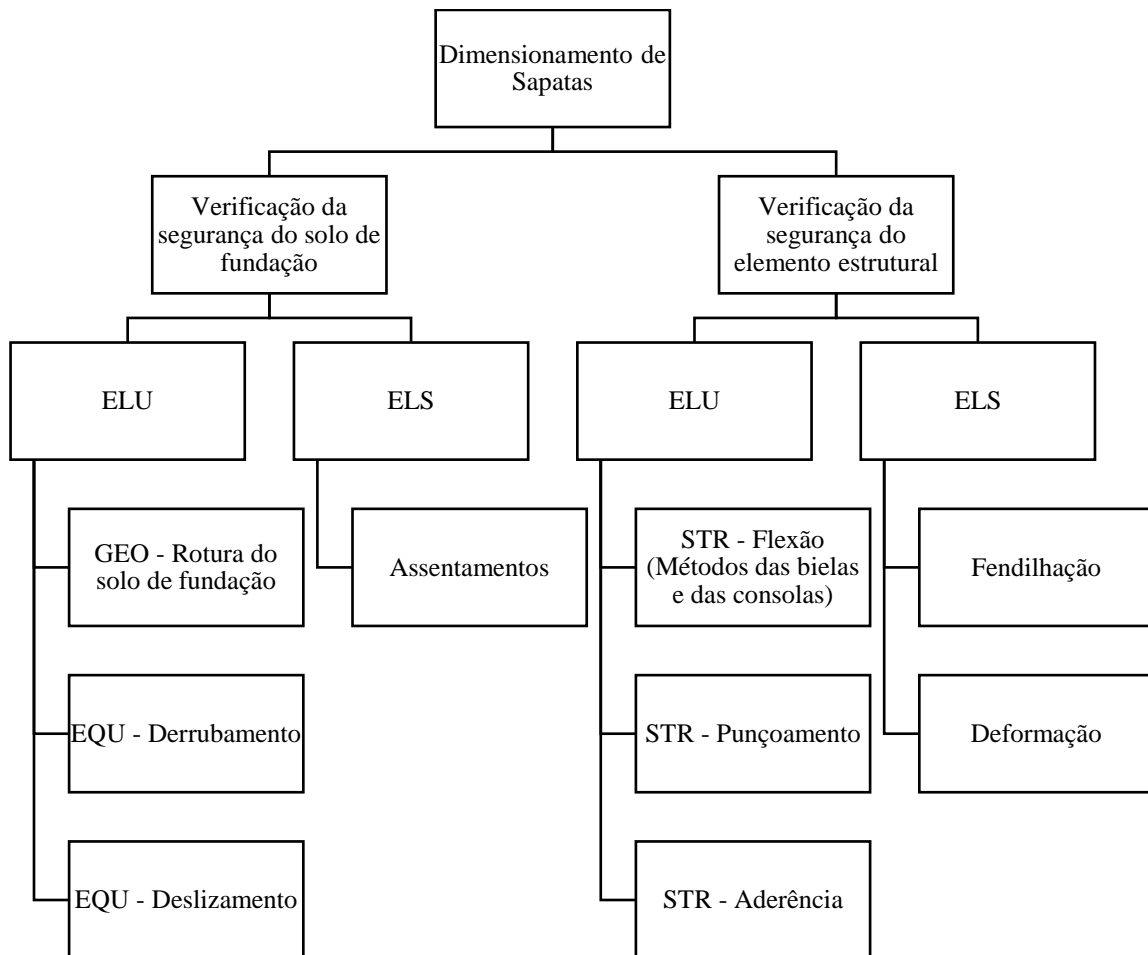


Figura 8.21 - Fluxograma - Dimensionamento de sapatas

8.3.4.1. Estados Limites Últimos - Solo de Fundação

a) ELU GEO - Rotura do Solo de Fundação

A rotura de um solo de fundação está associada ao comportamento do solo quando ocorre o assentamento da fundação.

Nos solos arenosos densos ou coesivos duros ocorrem roturas do tipo frágil e nos solos arenosos soltos ou coesivos moles plastificações.

Nas fundações diretas existem três modos de rotura indicadas na tabela 8.3.5.

Tabela 8.28 - Modos de rotura em solos (Reis de Barros & Ascuito, 2015)

Rotura	Tipos de Solo	Comportamento	Relação Carga-Assentamento e Forma da Rotura
Geral	Densos ou sobre consolidados em resposta não drenada.	Rotura frágil	
Por punçoamento	Arenosos de compactidade baixa a média e em argilas sujeitas a carregamentos lentos em condições drenadas.	Plastificação	
Local		Misto	

A quantificação da capacidade de carga até à rotura assenta no comportamento rígido-perfeitamente plástico do solo e nos seguintes pressupostos:

- Maciço homogéneo de superfície horizontal e peso volúmico γ ;
- Carga vertical centrada;

- Sapata com desenvolvimento infinito ($L > 6B$);
- Rotura do solo baseado no critério de *Mohr-Coulomb*;
- Resistência nula ao corte do solo acima da base da sapata;
- Ausência de atritos entre a sapata e o solo de fundação.

Os restantes requisitos para o cálculo das fundações estão descritos no Anexo XII.

b) ELU EQU - Deslizamento

Quando as sapatas estão sujeitas a forças horizontais que possam provocar o deslizamento, a segurança é verificada pela expressão:

$$H_d \leq R_{hd} + R_{p,d} \quad (8.34)$$

Em que:

- H_d valor de cálculo da força horizontal atuante onde se inclui o impulso ativo que possa ocorrer na fundação;
- R_{hd} valor de cálculo da força horizontal resistente mobilizada no contacto da fundação com o terreno;
- $R_{p,d}$ valor de cálculo da resistência lateral mobilizada pelo movimento da sapata e que corresponde total ou parcialmente ao impulso passivo.

Numa análise de tensões efetivas (CD), o valor de cálculo da força horizontal resistente R_{hd} é feita através da seguinte metodologia:

$$R_{hd} = V'_d \tan \delta_d \quad (8.35)$$

Com:

$$\delta_d = \phi'_{cr} \text{ para fundações betonadas contra o terreno;} \quad (8.36)$$

$$\delta_d = \frac{2}{3} \phi'_{cr} \text{ para fundações pré-fabricadas.} \quad (8.37)$$

Em que:

- V'_d valor de cálculo da força efetiva atuante normal à base da fundação;
- δ_d valor de cálculo do ângulo de resistência ao corte na interface fundação/solo;
- ϕ'_{cr} ângulo de atrito crítico.

Notas:

- 1- V'_d é uma força com efeito favorável.
- 2- Na expressão (8.35) a contribuição da coesão nas tensões efetivas deve ser desprezada.

Numa análise de tensões totais (CND) o valor de cálculo da força horizontal resistente R_{hd} é determinado por:

$$R_{hd} = A' c_{ud} \quad (8.38)$$

Em que:

c_{ud} valor de cálculo da coesão não drenada do solo de fundação.

c) ELU EQU - Derrubamento

Em sapatas isoladas é necessário verificar sempre a segurança ao derrubamento:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d} + T_d \quad (8.39)$$

Em que:

$E_{dst,d}$ valor de cálculo do efeito das ações desestabilizantes;

$E_{stb,d}$ valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes;

T_d valor de cálculo da capacidade resistente total ao corte mobilizável em torno de um bloco de terreno contendo um grupo de estacas à tração, ou na parte da estrutura que está em contacto com o terreno.

8.3.4.2. Estados Limites Últimos em Sapatas**a) ELU STR - Flexão**

O dimensionamento das sapatas rígidas contínuas é feito com base nos esforços atuantes e nas tensões admissíveis no terreno:

$$A \geq \frac{N \times c}{\sigma_{adm}} \quad (8.40)$$

Em que:

N carga vertical máxima de cálculo;

c fator de majoração igual a 1,1 para sapatas centradas e a 1,25 para sapatas excêntricas;

σ_{adm} tensão admissível do solo.

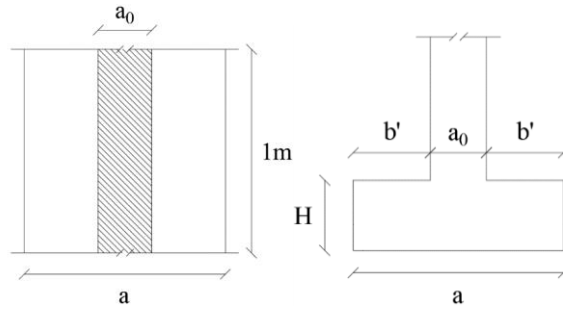


Figura 8.22 - Sapata contínua - Vista em planta e corte

Notas:

- 1- A carga vertical máxima é a que confere uma maior área de contacto da sapata com o terreno de fundação, e é calculada com base nas combinações GEO e Sísmica (determinada para o dobro da tensão admissível).
- 2- A altura das sapatas, H, de modo a cumprir o critério da rigidez, que considera não só a uniformização de tensões no solo mas também garante a segurança ao punçoamento, deve ser:

$$H \geq \frac{b'}{2} \tag{8.41}$$

Em que:

b' maior distância entre a face exterior da sapata e a face interior da parede do muro.

Em sapatas de muros sujeitas a cargas centradas o cálculo das armaduras pode ser realizado recorrendo ao “método das bielas”. Este processo baseia-se num modelo de treliça em que o equilíbrio das forças é assegurado entre as bielas de betão comprimidas e os tirantes que formam as armaduras tracionadas.

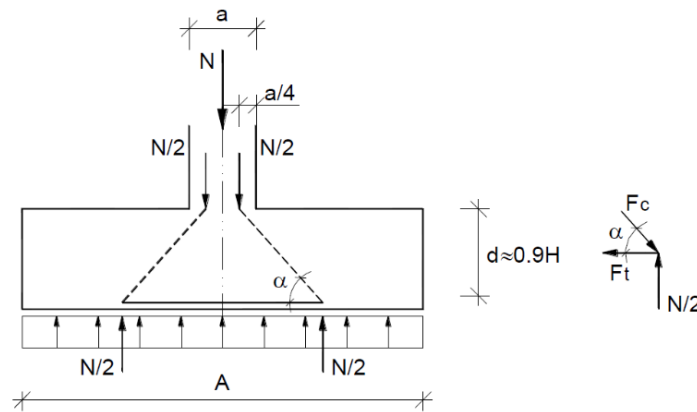


Figura 8.23 - Modelo de cálculo de sapatas sujeitas a cargas axiais centradas pelo método das bielas (Marchão, Appleton, & Camara, 2008)

O esforço de tração nas armaduras é igual a:

$$F_t = \frac{N_b (A - a)}{8d} \tag{8.42}$$

Em que:

N_b esforço axial na base da sapata (considera-se $1,35PP_{\text{sapata}}$).

As armaduras por metro linear determinam-se por:

$$A_{s,\text{rad}} / s = \frac{F_t}{f_{yd} \times 1} \quad (8.43)$$

Em sapatas com inércia variável utiliza-se o critério definido pela expressão segundo (Filho, Carvalho, Christoforo, & Lahr, 2017):

$$H_0 \geq \{H / 3; 20\text{cm}\} \quad (8.44)$$

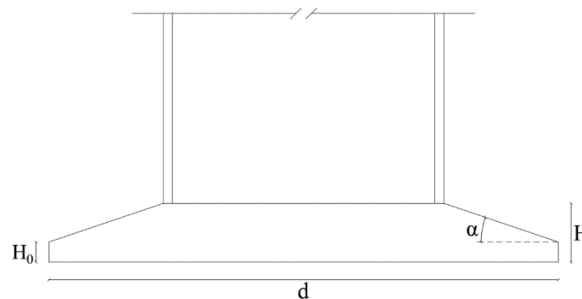


Figura 8.24 - Geometria de uma sapata isolada com inércia variável

Conforme refere (Filho, Carvalho, Christoforo, & Lahr, 2017) o ângulo α não deve ser superior a 30° que corresponde ao ângulo de atrito interno do betão.

As sapatas de inércia variável de grandes dimensões constituem sempre soluções económicas, uma vez que permitem uma redução substancial de betão e de cofragem.

As tensões no solo de fundação podem ser calculadas uma vez transferidos todos os esforços para o centro de gravidade da base da sapata através da expressão:

$$\sigma(x, y) = \frac{4N_b}{\pi d^2} + \frac{64M_{xx,b}y}{\pi d^4} + \frac{64M_{yy,b}x}{\pi d^4} \quad (8.45)$$

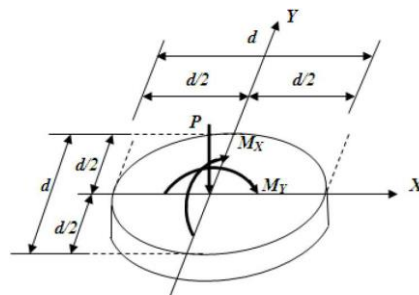


Figura 8.25 - Esforços na base de uma sapata circular (Filho, Carvalho, Christoforo, & Lahr, 2017)

As armaduras calculam-se pelas equações (7.3) a (7.2).

As sapatas circulares podem ser armadas circunferencialmente e radialmente, excetuando a zona central em que se adota uma malha ortogonal de modo a solucionar o problema resultante do excesso de varões que convergem no centro e impossibilitam o espaçamento correto das armaduras.

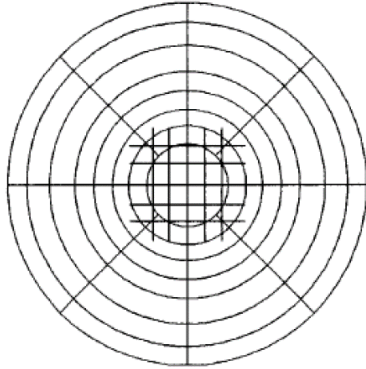


Figura 8.26 - Disposição de armaduras em sapatas circulares (Cruz F. d., 2009)

b) ELU STR - Punçoamento

A verificação da segurança ao punçoamento deve ser realizada nas sapatas de pequena altura que recebem pilares de secção reduzida respeitando as expressões indicadas no EC2.

8.3.4.3. Estados Limites de Serviço em Sapatas

a) Fendilhação

O dimensionamento à fendilhação obedece aos critérios enunciados nas lajes.

II. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA

9. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Neste capítulo resumem-se todas as ações consideradas no projeto, com base nos fundamentos teóricos da memória descritiva, e o modo de aplicação no modelo de cálculo em “SAP2000”.

9.1. Peso Próprio (PP)

O peso próprio é determinado automaticamente pelo *software* uma vez definidos o peso volúmico e a geometria dos diferentes elementos estruturais.

The figure displays two screenshots of the SAP2000 software interface for defining material properties. The top screenshot is for Steel (S275), showing a weight per unit volume of 77 and a mass per unit volume of 7,8518. The bottom screenshot is for Concrete (C30/37), showing a weight per unit volume of 25 and a mass per unit volume of 2,5493. Both screenshots show the 'General Data' and 'Weight and Mass' sections.

Figura 9.1 - Pesos volúmicos do aço S275 e do betão C30/37 definidos no “SAP2000”

Na Tabela 9.1 indica-se os pesos totais dos materiais que compõem a estrutura calculados a partir do “SAP2000”.

Tabela 9.1 - Peso dos materiais

Material	Peso [kN]
Aço - S275	1261
Betão - C30/37	26822
Total	28083

9.2. Restante Carga Permanente (RCP)

As restantes cargas permanentes incluem os pesos dos elementos não estruturais, nomeadamente as chapas dos revestimentos exteriores e dos pavimentos metálicos.

Estas cargas foram aplicadas nas seguintes estruturas:

- Madres da cobertura metálica do *stock*;
- Madres da cobertura e dos alçados da torre metálica;
- Vigas da plataforma metálica.

9.2.1. Madres da cobertura metálica do *stock*

Na Tabela 9.2 indicam-se os pesos das chapas metálicas dos revestimentos exteriores e dos elementos de ligação.

Tabela 9.2 - Madres da cobertura metálica do *stock* - RCP

Madre	q [kN/m ²]	Área de influência [m ²]	Vão [m]	q [kN/m]
1		6,52	12,10	0,05
2		15,37	11,75	0,13
3		17,33	11,26	0,15
4		16,58	10,77	0,15
5		15,82	10,27	0,15
6		15,06	9,78	0,15
7		14,30	9,29	0,15
8		13,54	8,80	0,15
9		12,79	8,31	0,15
10		12,03	7,81	0,15
11	0,10	11,27	7,32	0,15
12		10,51	6,83	0,15
13		9,76	6,34	0,15
14		9,00	5,85	0,15
15		8,24	5,35	0,15
16		7,48	4,86	0,15
17		6,73	4,37	0,15
18		5,97	3,88	0,15
19		5,21	3,39	0,15
20		4,45	2,89	0,15
21		3,70	2,40	0,15
22		2,28	1,91	0,12

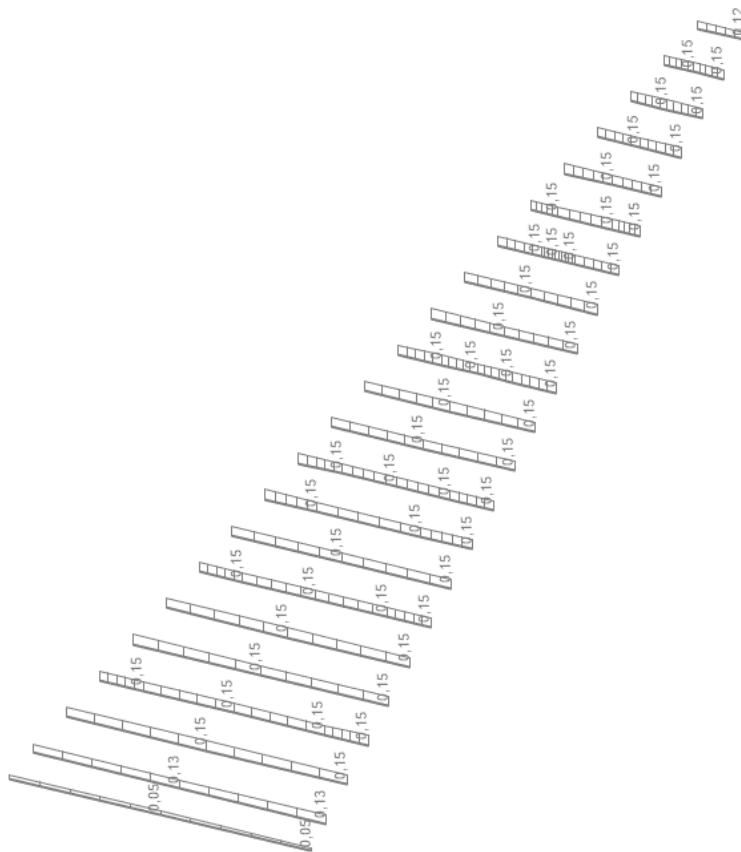


Figura 9.2 - RCP aplicada num gomo tipo da cobertura

O cálculo e aplicação das RCP nas madres da cobertura e dos alçados da torre metálica bem como nas vigas da plataforma metálica consta do mem V deste Projeto.

9.3. Sobrecarga (SC)

A sobrecarga resulta da acumulação de pó de clínquer nas chapas de revestimento das coberturas. Considerou-se para esta ação o valor de $0,80\text{kN/m}^2$.

Esta carga atua nas madres da:

- Cobertura do *stock*;
- Cobertura da torre metálica.

9.3.1. Madres da cobertura metálica do *stock*

Tabela 9.3 - Madres da cobertura metálica do *stock* - SC

Madre	q [kN/m ²]	Área de influência [m ²]	Vão [m]	q [kN/m]
1	0,80	6,52	12,10	0,43
2		15,37	11,75	1,05
3		17,33	11,26	1,23
4		16,58	10,77	1,23

Madre	q [kN/m ²]	Área de influência [m ²]	Vão [m]	q [kN/m]
5		15,82	10,27	1,23
6		15,06	9,78	1,23
7		14,30	9,29	1,23
8		13,54	8,80	1,23
9		12,79	8,31	1,23
10		12,03	7,81	1,23
11		11,27	7,32	1,23
12		10,51	6,83	1,23
13		9,76	6,34	1,23
14		9,00	5,85	1,23
15		8,24	5,35	1,23
16		7,48	4,86	1,23
17		6,73	4,37	1,23
18		5,97	3,88	1,23
19		5,21	3,39	1,23
20		4,45	2,89	1,23
21		3,70	2,40	1,23
22		2,28	1,91	0,95

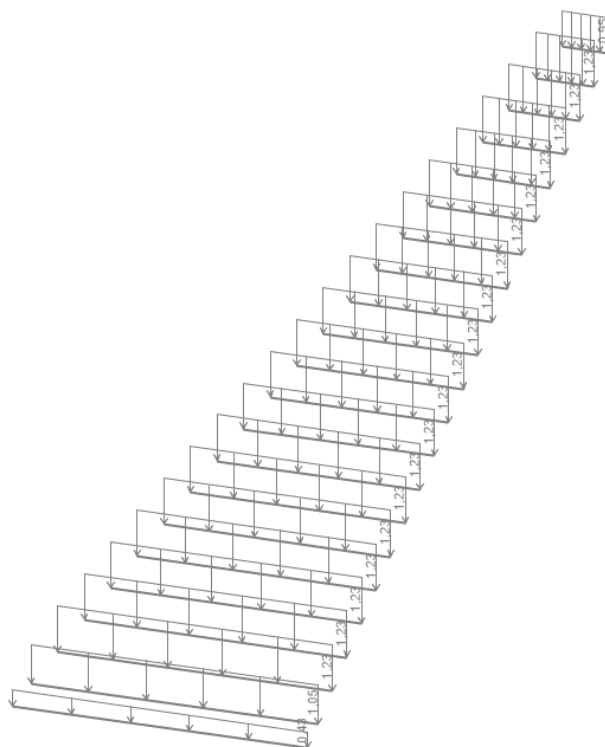


Figura 9.3 - SC aplicada num gomo tipo da cobertura

O cálculo e aplicação das SC, SC-Equ e SC-Manut nas madres das coberturas, nas vigas da plataforma e na laje está detalhado no Anexo XIII deste Projeto.

9.4. Vento (W)

O estudo do vento foi feito a partir dos elementos referidos na memória descritiva utilizando uma folha de cálculo em “*Excel*”, de modo a calcular as forças exercidas e passá-las para o modelo de elementos finitos no “*SAP2000*”.

A ação do vento foi estudada na torre metálica, na cobertura e nas paredes do *stock*.

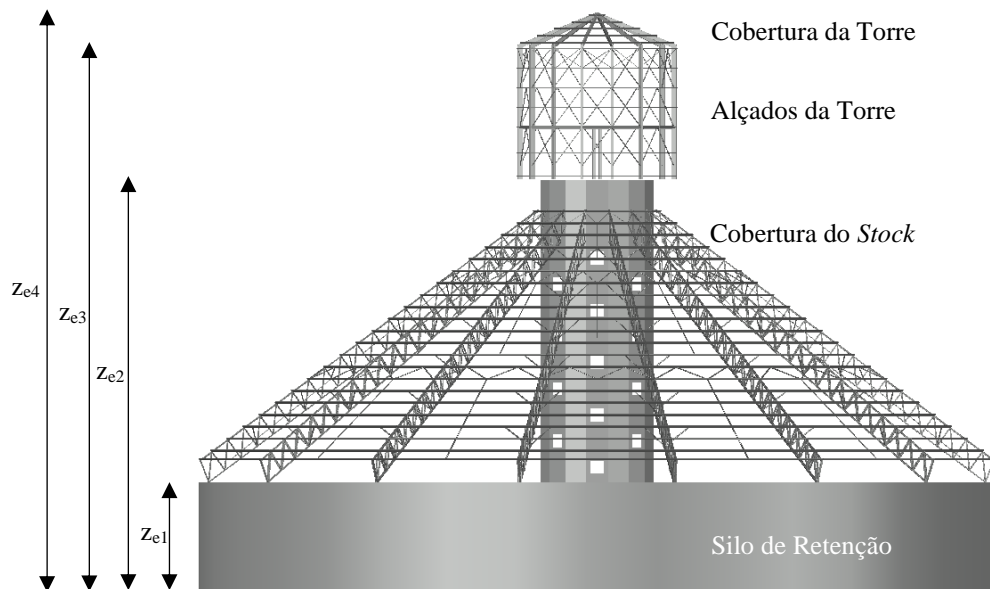


Figura 9.4 - Alturas de referência para análise da ação do vento

Atendendo à simetria radial da estrutura a ação do vento foi estudada numa só direção.

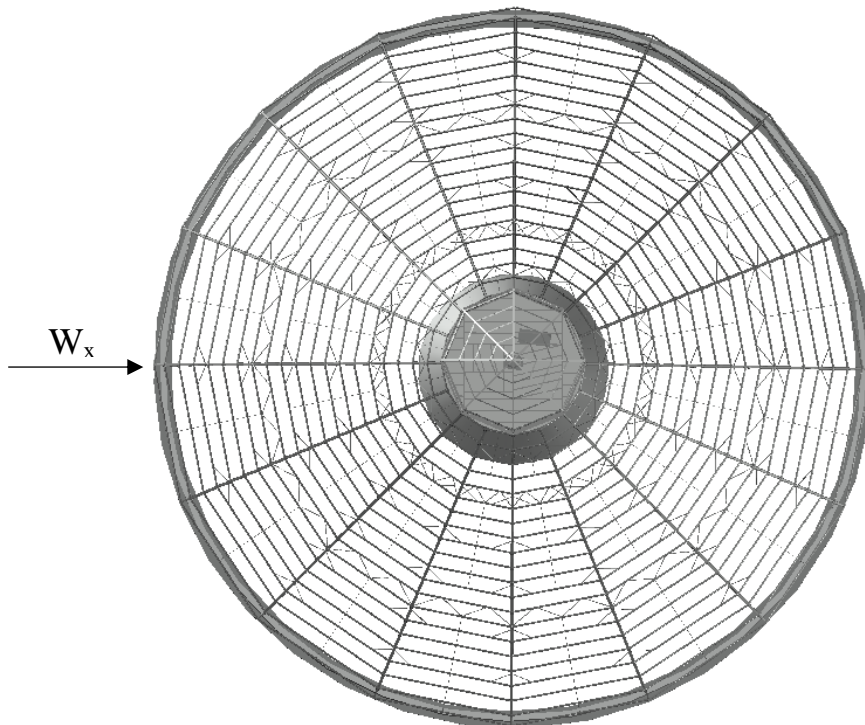


Figura 9.5 - Direção da ação do vento

9.4.1. Pressão Dinâmica de Pico

Calcularam-se as pressões dinâmicas de pico para a direção do vento para as quatro alturas de referência (z_e).

Nas tabelas resumem-se todos os cálculos efetuados.

Tabela 9.4 - Determinação do valor de referência da velocidade do vento

Parâmetro	Valor	Unidade
Zona	A	-
$V_{b,0}$	27	m/s
C_{dir}	1	-
C_{season}	1	-
V_b	27	m/s

Tabela 9.5 - Pressão dinâmica de pico - Vento médio

Parâmetro	Silo de Retenção	Cobertura Metálica do <i>Stock</i>	Alçados da Torre Metálica	Cobertura da Torre Metálica	Unidades
z_e	8,35	29,44	41,90	44,32	m
Categoria do terreno		III			-
z_0		0,3			m
z_{min}		8			m
k_r		0,215			-
$c_r(z_e)$	0,716	0,988	1,064	1,076	-
c_0		1			-
$v_m(z_e)$	19,34	26,67	28,72	29,05	m/s

Tabela 9.6 - Pressão dinâmica de pico - Vento turbulento

Parâmetro	Silo de Retenção	Cobertura Metálica do <i>Stock</i>	Alçados da Torre Metálica	Cobertura da Torre Metálica	Unidades
k_I		1			-
σ_v		5,816			-
$I_v(z_e)$	0,301	0,218	0,202	0,200	-
ρ		1,25			kg/m ³
$q_p(z_e)$	0,726	1,123	1,247	1,267	kN/m ²

9.4.2. Coeficiente Estrutural

Nas tabelas seguintes indicam-se todos os passos necessários para o cálculo do coeficiente estrutural.

Tabela 9.7 - Parâmetros para a determinação do coeficiente estrutural

Parâmetro	Valor	Unidade
h	44,32	m
$n_{1,x}$	0,298	Hz
b	61,2	m
Forma geral	Vertical	-

Tabela 9.8 - Determinação do coeficiente estrutural

Parâmetro	Valor	Unidade
z_s	26,59	m
L_t	300	m
z_t	200	m
α	0,610	-
$L(z_s)$	87,65	m
$c_r(z_s)$	0,966	-
$v_m(z_s)$	26,08	m/s
$f_L(z_s, n_{1,x})$	1,002	-
$S_L(z_s, n_{1,x})$	0,121	-
B^2	0,497	-
η_b	3,217	-
η_h	2,330	-
R_b	0,265	-
R_h	0,338	-
δ_s	0,08	-
δ_a	0	-
δ_d	0	-
δ	0,08	-
R^2	0,664	-
v	0,225	Hz
k_p	3,324	-
$I_v(z_s)$	0,223	-
c_s	0,820	-
c_d	1,236	-
$c_s c_d$	1,014	-

Nota: No cálculo do decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico assumiu-se o valor nulo.

9.4.3. Coeficientes de Pressão Exterior

Os coeficientes de pressão exterior foram determinados a partir dos princípios enunciados na memória descritiva.

9.4.3.1. Cobertura da torre metálica

A cobertura da torre metálica tem a geometria de uma pirâmide octogonal e o seu estudo foi feito assimilando-a a uma cúpula.

Na Tabela 9.9 indicam-se as características geométricas que serviram para a determinação dos coeficientes de pressão exterior.

Tabela 9.9 - Parâmetros para o cálculo dos coeficientes de pressão exterior

Parâmetro	Valor	Unidade
h	10,35	m
f	2,42	m
d	12,00	m
h/d	0,86	-
f/d	0,20	-

Na Tabela 9.10 constam os coeficientes de pressão exterior nos alinhamentos A, B e C indicados na Figura 9.6.

Tabela 9.10 - Coeficientes de pressão exterior globais em A, B e C

Posição	Relação h/d	$C_{pe,10}$
A	0,00	0,35
	0,25	-0,65
	1,00	-1,55
	0,86	-1,39
B	0,00	-0,55
	0,50	-1,05
	0,86	-1,05
C	0,00	0,00
	0,50	-0,50
	0,86	-0,50

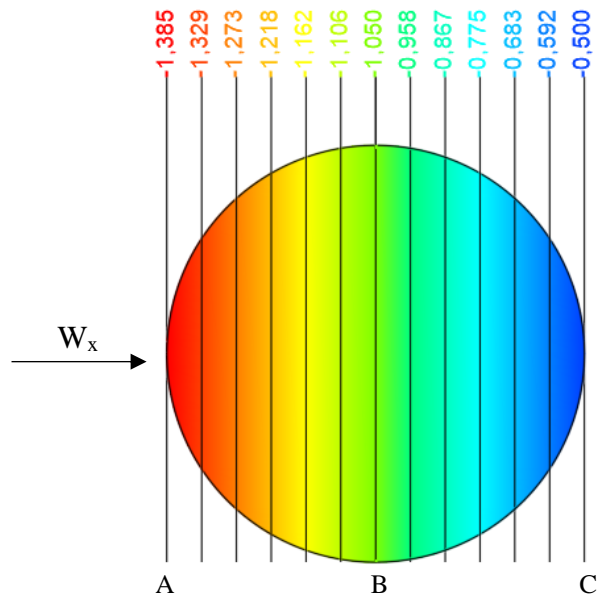


Figura 9.6 - Coeficientes de pressão exterior

9.4.3.2. Alçados da torre metálica

Os alçados da torre metálica têm a geometria de um prisma octogonal e foram estudados considerando um cilindro de base circular.

Tabela 9.11 - Parâmetros para o cálculo dos coeficientes de pressão exterior

Parâmetro	Z_e	ρ	$q_p(z_e)$	$v(z_e)$	b	v	Re
Valor	41,90	1,25	1,247	44,66	12	15×10^6	$3,57 \times 10^7$
Unidade	m	kg/m ³	kN/m ²	m/s	m	m ² /s	-
Parâmetro	α_{\min}	$c_{p0,\min}$	α_A	$c_{p0,h}$	Φ	λ	$\psi\lambda$
Valor	75	-1,5	105	-0,8	1	1	0,6
Unidade	°	-	°	-	-	-	-

Na Tabela 9.12 indicam-se todos os coeficientes de pressão exterior calculados para cada setor com 10°.

Tabela 9.12 - Coeficientes de pressão exterior

α	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
C_{p0}	1,00	0,79	0,46	0,00	-0,43	-0,83	-1,20	-1,40	-1,45	-1,35	-0,98	-0,80	-0,80	-0,80	-0,80	-0,80	-0,80	-0,80	-0,80
Ψ_{wa}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,88	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
C_{pe}	1,00	0,79	0,46	0,00	-0,43	-0,83	-1,20	-1,40	-1,43	-1,19	-0,69	-0,48	-0,48	-0,48	-0,48	-0,48	-0,48	-0,48	-0,48

Ilustra-se na Figura 9.7, os coeficientes de pressão exterior referentes aos alçados da torre metálica.

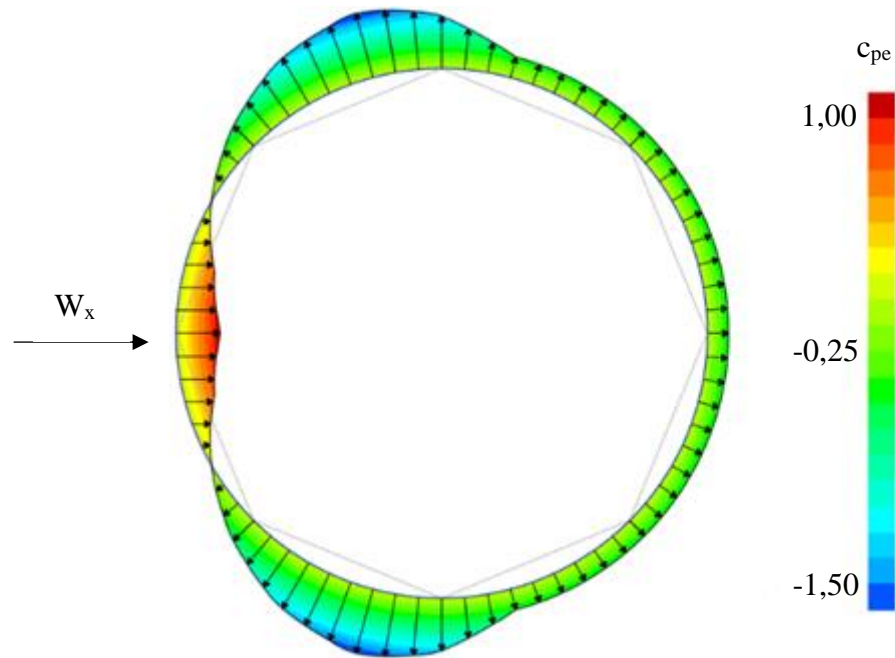


Figura 9.7 - Coeficientes de pressão exterior

9.4.4. Forças do Vento

As forças do vento foram estudadas a partir dos conceitos enunciados na memória descritiva.

Estas forças foram introduzidas nos ficheiros de dados do *software* e aplicadas nas madres da cobertura do *stock* polar e nas da torre metálica.

9.4.4.1. Cobertura da torre metálica

Resumem-se nas tabelas seguintes todos os estudos que permitiram quantificar as cargas do vento nas travessas dos pórticos através das madres.

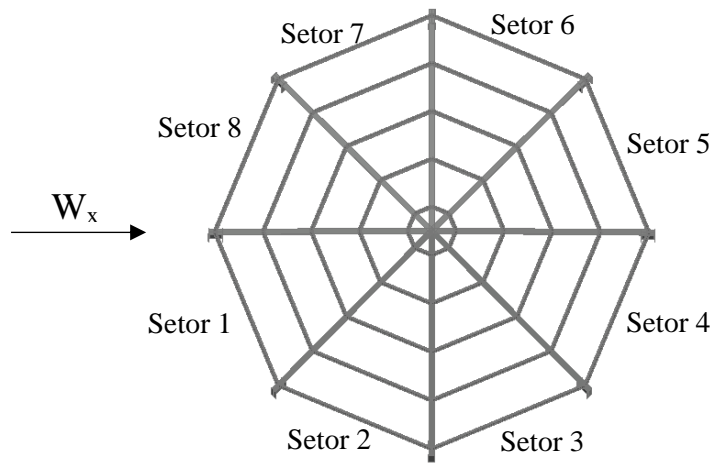


Figura 9.8 - Análise da ação do vento

Tabela 9.13 - Cargas do vento nas madres da cobertura da torre - Setores 1 e 8

Madre	$A_{\text{influência}}$	Vão	c_{pe}	$c_s c_d$	$q_p(z_e)$	w_e	F_w	q	Fenómeno
1	2,93	4,59	-1,32			-1,67	-4,99	1,09	Sucção
2	4,81	3,57	-1,27			-1,61	-7,90	2,21	Sucção
3	3,43	2,54	-1,21	1,02	1,27	-1,53	-5,35	2,10	Sucção
4	2,05	1,52	-1,15			-1,45	-3,03	2,00	Sucção
5	0,67	0,50	-1,09			-1,38	-0,94	1,90	Sucção
Unidades	m ²	m	-	-	kN/m ²	kN/m ²	kN	kN/m	-

Tabela 9.14 - Cargas do vento nas madres da cobertura da torre - Setores 2 e 7

Madre	$A_{\text{influência}}$	Vão	c_{pe}	$c_s c_d$	$q_p(z_e)$	w_e	F_w	q	Fenómeno
1	2,93	4,59	-1,16			-1,47	-4,39	0,96	Sucção
2	4,81	3,57	-1,14			-1,45	-7,09	1,99	Sucção
3	3,43	2,54	-1,12	1,02	1,27	-1,41	-4,94	1,94	Sucção
4	2,05	1,52	-1,09			-1,38	-2,88	1,90	Sucção
5	0,67	0,50	-1,07			-1,36	-0,92	1,86	Sucção
Unidades	m ²	m	-	-	kN/m ²	kN/m ²	kN	kN/m	-

Tabela 9.15 - Cargas do vento nas madres da cobertura da torre - Setores 3 e 6

Madre	$A_{\text{influência}}$	Vão	c_{pe}	$c_s c_d$	$q_p(z_e)$	w_e	F_w	q	Fenómeno
1	2,93	4,59	-0,87			-1,10	-3,27	0,71	Sucção
2	4,81	3,57	-0,90			-1,14	-5,56	1,56	Sucção
3	3,43	2,54	-0,94	1,02	1,27	-1,19	-4,16	1,63	Sucção
4	2,05	1,52	-0,98			-1,24	-2,59	1,71	Sucção
5	0,67	0,50	-1,02			-1,29	-0,88	1,77	Sucção
Unidades	m ²	m	-	-	kN/m ²	kN/m ²	kN	kN/m	-

Tabela 9.16 - Cargas do vento nas madres da cobertura da torre - Setores 4 e 5

Madre	$A_{\text{influência}}$	Vão	c_{pe}	$c_s c_d$	$q_p(z_e)$	w_e	F_w	q	Fenómeno
1	2,93	4,59	-0,61			-0,77	-2,29	0,50	Sucção
2	4,81	3,57	-0,68			-0,86	-4,23	1,19	Sucção
3	3,43	2,54	-0,79	1,02	1,27	-1,00	-3,48	1,37	Sucção
4	2,05	1,52	-0,89			-1,13	-2,35	1,55	Sucção
5	0,67	0,50	-0,98			-1,24	-0,85	1,71	Sucção
Unidades	m ²	m	-	-	kN/m ²	kN/m ²	kN	kN/m	-

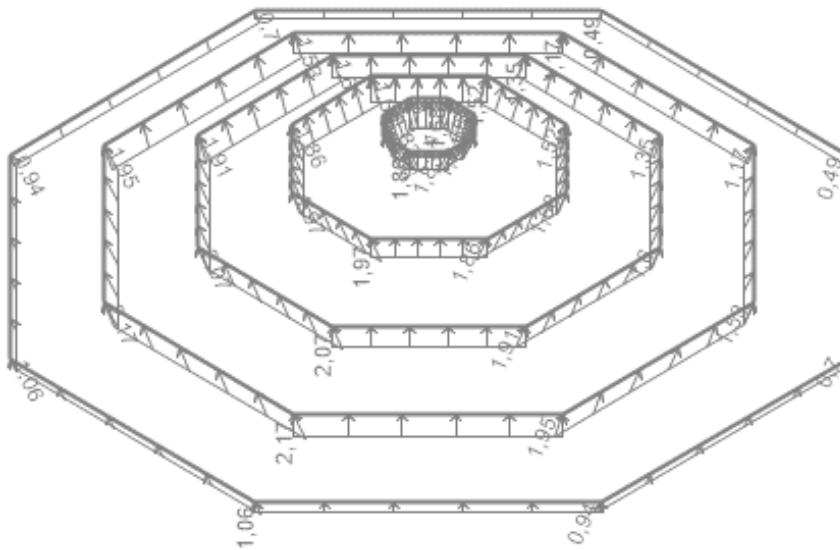


Figura 9.9 - Vento nas madres da cobertura

9.4.4.2. Alçados da torre metálica

Tal como foi feito para as madres da cobertura resumem-se nas tabelas as cargas que atuam nas madres dos alçados.

Tabela 9.17 - Cargas nas madres - Setores 1 e 8

Madre	$A_{\text{influência}}$	Vão	c_{pe}	$c_s c_d$	$q_p(z_c)$	w_e	F_w	q	Fenómeno
1	5,16	4,59				0,75	3,97	0,86	Sobrepressão
2	8,61	4,59				0,75	6,61	1,44	Sobrepressão
3	8,03	4,59				0,75	6,17	1,34	Sobrepressão
4	6,89	4,59	0,61	1,02	1,25	0,75	5,29	1,15	Sobrepressão
5	6,89	4,59				0,75	5,29	1,15	Sobrepressão
6	6,89	4,59				0,75	5,29	1,15	Sobrepressão
7	5,05	4,59				0,75	3,88	0,84	Sobrepressão
Unidades	m ²	m	-	-	kN/m ²	kN/m ²	kN	kN/m	-

Tabela 9.18 - Cargas nas madres - Setores 2 e 7

Madre	$A_{\text{influência}}$	Vão	c_{pe}	$c_s c_d$	$q_p(z_c)$	w_e	F_w	q	Fenómeno
1	5,16	4,59				-1,51	-7,91	1,72	Sucção
2	8,61	4,59				-1,51	-13,19	2,87	Sucção
3	8,03	4,59				-1,51	-12,31	2,68	Sucção
4	6,89	4,59	-1,21	1,02	1,25	-1,51	-10,55	2,30	Sucção
5	6,89	4,59				-1,51	-10,55	2,30	Sucção
6	6,89	4,59				-1,51	-10,55	2,30	Sucção
7	5,05	4,59				-1,51	-7,74	1,68	Sucção
Unidades	m ²	m	-	-	kN/m ²	kN/m ²	kN	kN/m	-

Tabela 9.19 - Cargas nas madres - Setores 3 e 6

Madre	$A_{\text{influência}}$	Vão	c_{pe}	$c_s c_d$	$q_p(z_c)$	w_e	F_w	q	Fenómeno
1	5,16	4,59				-0,75	-3,92	0,85	Sucção
2	8,61	4,59				-0,75	-6,54	1,42	Sucção
3	8,03	4,59				-0,75	-6,10	1,33	Sucção
4	6,89	4,59	-0,60	1,02	1,25	-0,75	-5,23	1,14	Sucção
5	6,89	4,59				-0,75	-5,23	1,14	Sucção
6	6,89	4,59				-0,75	-5,23	1,14	Sucção
7	5,05	4,59				-0,75	-3,83	0,84	Sucção
Unidades	m ²	m	-	-	kN/m ²	kN/m ²	kN	kN/m	-

Tabela 9.20 - Cargas nas madres - Setor 4

Madre	$A_{\text{influência}}$	Vão	c_{pe}	$c_s c_d$	$q_p(z_e)$	w_e	F_w	q	Fenómeno
1	5,16	4,59				-0,60	-3,14	0,68	Sucção
2	8,61	4,59				-0,60	-5,24	1,14	Sucção
3	8,03	4,59				-0,60	-4,89	1,07	Sucção
4	6,89	4,59	-0,48	1,02	1,25	-0,60	-4,19	0,91	Sucção
5	6,89	4,59				-0,60	-4,19	0,91	Sucção
6	6,89	4,59				-0,60	-4,19	0,91	Sucção
7	5,05	4,59				-0,60	-3,07	0,67	Sucção
Unidades	m^2	m	-	-	kN/m^2	kN/m^2	kN	kN/m	-

Tabela 9.21 - Cargas nas madres - Setor 5

Madre	$A_{\text{influência}}$	Vão	c_{pe}	$c_s c_d$	$q_p(z_e)$	w_e	F_w	q	Fenómeno
1	-	-				-	-	-	-
2	-	-				-	-	-	-
3	3,44	4,59				-0,60	-2,10	0,46	Sucção
4	6,89	4,59	-0,48	1,02	1,25	-0,60	-4,19	0,91	Sucção
5	6,89	4,59				-0,60	-4,19	0,91	Sucção
6	6,89	4,59				-0,60	-4,19	0,91	Sucção
7	5,05	4,59				-0,60	-3,07	0,67	Sucção
Unidades	m^2	m	-	-	kN/m^2	kN/m^2	kN	kN/m	-

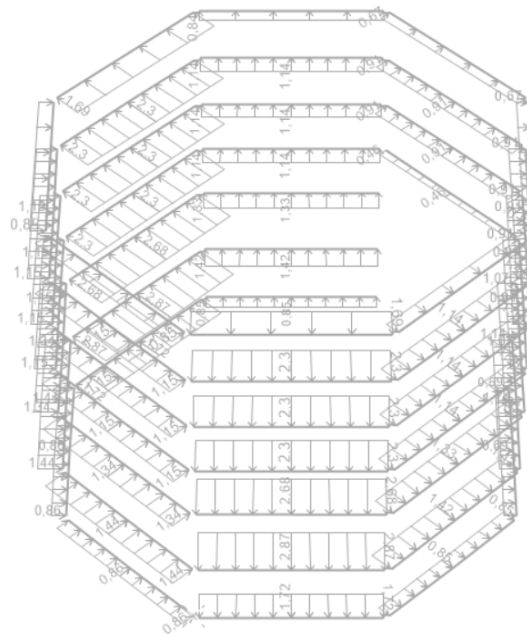


Figura 9.10 - Ação do vento nas madres dos alçados

O cálculo dos coeficientes de pressão exterior, das forças do vento e sua aplicação na cobertura metálica do *stock* e no silo de retenção constam do Anexo XIV deste Projeto.

9.5. Ação Sísmica (E)

Os efeitos da ação sísmica na estrutura foram quantificados a partir de uma análise dinâmica modal por espectros de resposta.

Os espectros de resposta de cálculo foram calculados com base numa folha de cálculo em “Excel”.

Na tabela indicam-se todos os parâmetros necessários à quantificação dos espectros.

Tabela 9.22 - Parâmetros para a quantificação dos espectros de resposta de cálculo

Parâmetro	Ação sísmica tipo 1	Ação sísmica tipo 2
Localização geográfica	Coimbra	
Zona sísmica	1,6	2,4
a_{gR} [m/s^2]	0,35	1,1
Tipo de terreno	B	B
Classe de importância	II	II
γ_I	0,65	0,75
a_g [m/s^2]	0,23	0,83
S_{max}	1,35	1,35
T_B [s]	0,1	0,1
T_C [s]	0,6	0,25
T_D [s]	2	2
S	1,35	1,35
ξ (%)	5	5
η	1	1
q	1,5	1,5
β	0,2	0,2

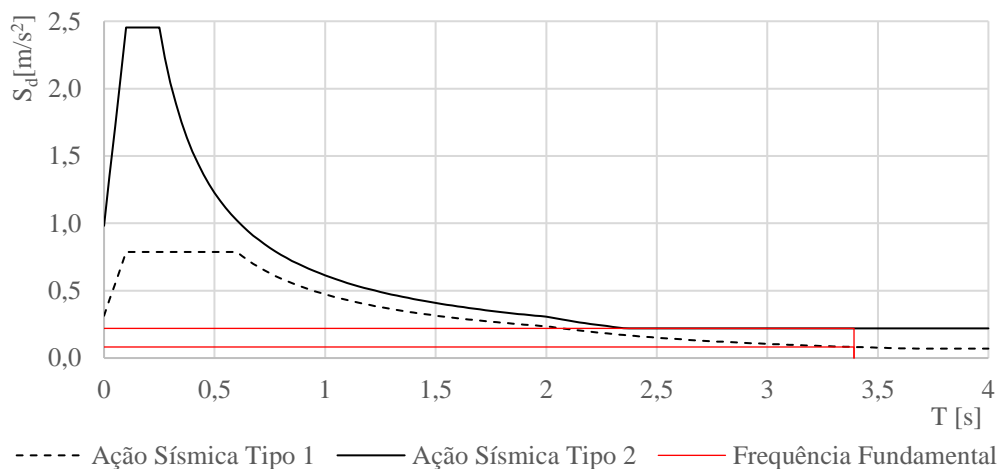


Figura 9.11 - Espectros de resposta de cálculo para a ação sísmica tipo 1 e 2

As combinações modal e direcional foram realizadas recorrendo às combinações CQC (Combinação Quadrática Completa) e RQSQ (Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados), respetivamente.

The screenshot shows the 'Define Load Case' dialog box in SAP2000. The 'Load Case Name' is 'E - Sismo 1'. The 'Load Case Type' is 'Response Spectrum'. Under 'Modal Combination', 'CQC' is selected. Under 'Directional Combination', 'SRSS' is selected. The 'Mass Source' is 'Previous (MSSSRC1)'. The 'Diaphragm Eccentricity' is set to 0. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Sismo 1	1,
Accel	U1	Sismo 1	1,
Accel	U2	Sismo 1	1,

The 'Modal Damping' is set to 'Constant at 0,05'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are visible at the bottom right.

Figura 9.12 - Definição da ação sísmica tipo 1

Notas:

- 1- As “fontes” de massa consideradas no modelo em “SAP2000” na funcionalidade *mass source* foram: o peso próprio, a restante carga permanente e a sobrecarga devido à acumulação de pó industrial.
- 2- De modo a obter uma participação modal superior a 90% nas duas direções principais foram considerados 1043 modos de vibração.
- 3- Todos os modos de vibração com maior participação modal nas direções *yy* e *xx* estão indicados nas Tabela 9.23 e Tabela 9.24 e ilustrados nas Figura 9.13 e Figura 9.14, respetivamente.
- 4- No Anexo XV resume-se toda a informação referente aos modos de vibração.

Tabela 9.23 - Modo de vibração nº 282

Modo de Vibração	Direção	T [s]	f [Hz]	Participação modal [%]
282	y-y	0,302	3,308	29,9

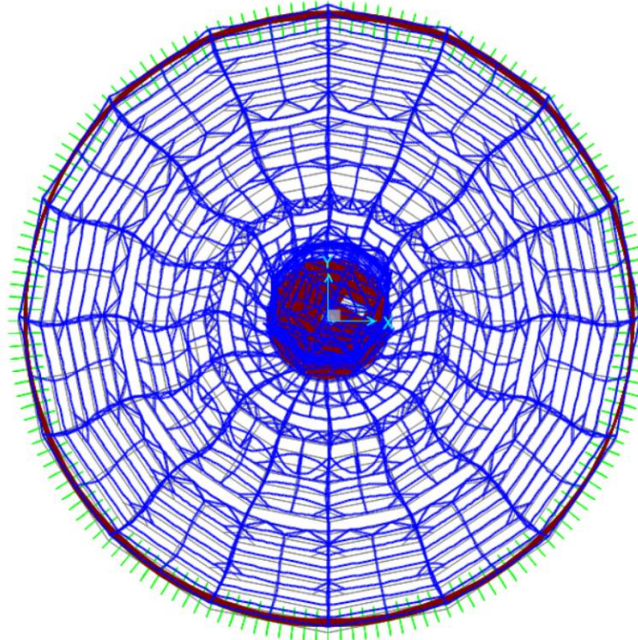


Figura 9.13 - Deformada do modo de vibração nº 282

Tabela 9.24 - Modo de vibração nº 283

Modo de Vibração	Direção	T [s]	f [Hz]	Participação modal [%]
283	x-x	0,302	3,309	35,3

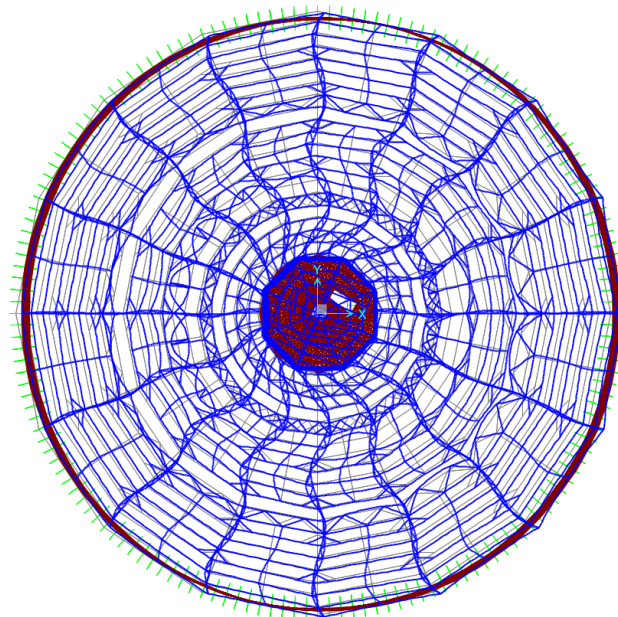


Figura 9.14 - Deformada do modo de vibração nº 283

De referir que os efeitos provocados pela “interação” das paredes de betão armado com o material ensilado devido ao sismo foram determinados considerando 80% da massa total do material.

A massa considerada no *software* foi definida através da funcionalidade “*mass modifier*”, através do fator majorativo *k*.

Tabela 9.25 - Quantificação do fator multiplicativo *k* para “*mass modifier*”

Parâmetro	Torre Central	Silo de Retenção	Unidades
Peso betão	6088,40	9869,90	kN
Peso material	22130,56	351742,89	kN
Peso 80% material	17704,45	281394,32	kN
Peso Total	23792,84	291264,22	kN
Fator multiplicativo <i>k</i>	3,91	29,51	-

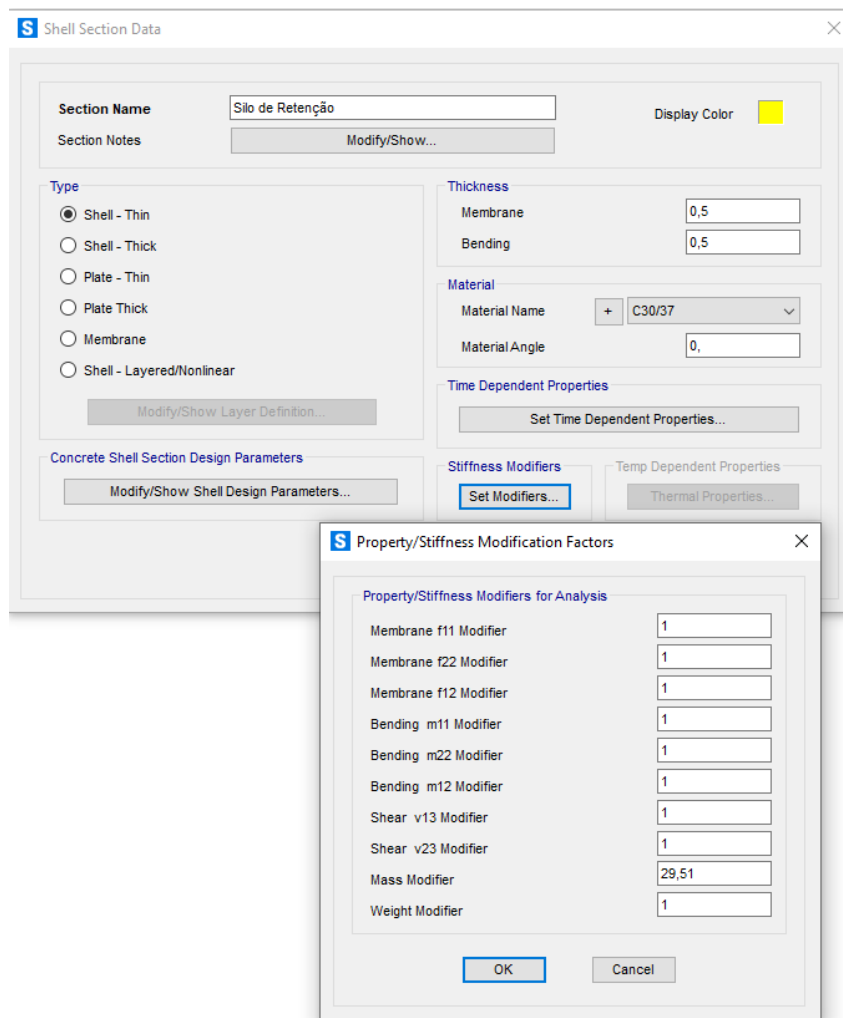


Figura 9.15 - “*Mass modifier*” no modelo “SAP2000”

9.6. Ação Térmica (T)

9.6.1. Variação Uniforme da Temperatura

A tabela resume os parâmetros utilizados no estudo da variação uniforme de temperatura para as condições de inverno e de verão.

Tabela 9.26 - Variação uniforme da temperatura

Parâmetros	Inverno	Verão	Unidades
Zona	A	B	-
h (m)	44,3	44,3	m
T_{\min} / T_{\max}	-5,2	39,6	°C
T_{in}	18	25	°C
T_{out}	-5,2	44,6	°C
T	6,4	34,8	°C
T_0	15	15	°C
$\Delta T_u^- / \Delta T_u^+$	-8,6	19,8	°C

Nas figuras mostram-se as variações uniformes de temperaturas máximas negativa e positiva consideradas.

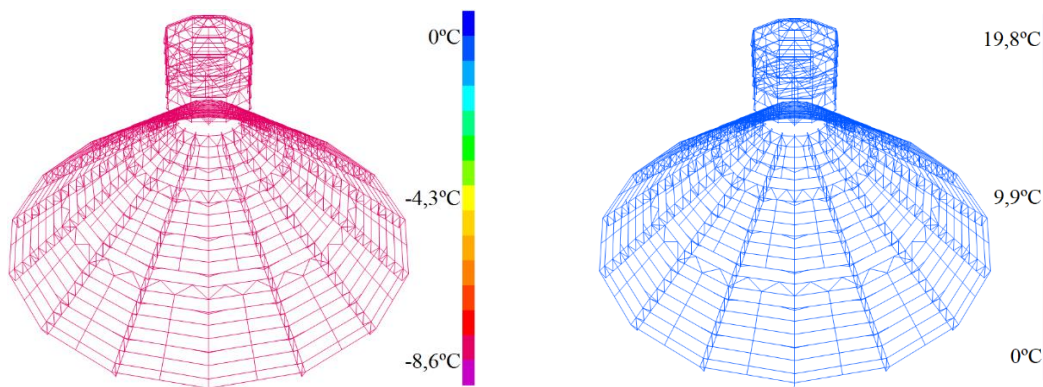


Figura 9.16 - Variações uniformes de temperatura máxima negativa e máxima positiva na estrutura metálica

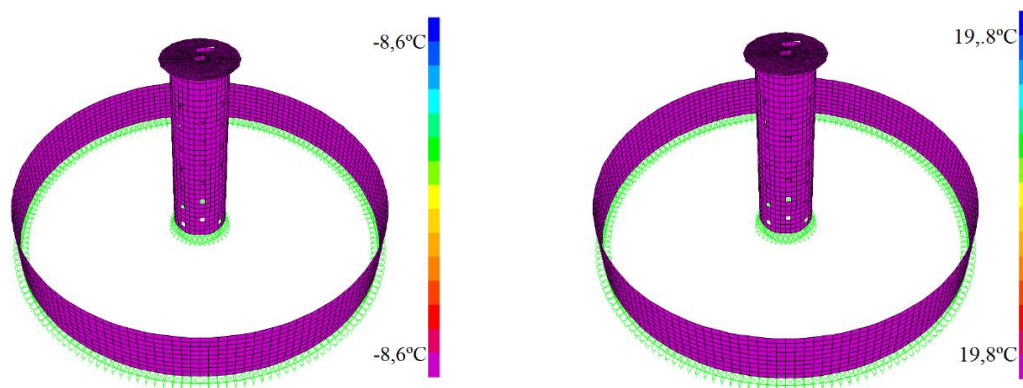


Figura 9.17 - Variações uniformes de temperatura máxima negativa e máxima positiva nos elementos de betão

9.6.2. Variação Diferencial da Temperatura

A variação diferencial de temperatura, ΔT_M , foi analisada apenas na superfície interior da parede do *stock* em contacto com o clínquer.

Esta ação origina a gradientes térmicos ao longo da espessura da parede.

A temperatura do material ensilado considerada para efeitos de projeto foi de 60°C.

Na Tabela 9.27 indicam-se os parâmetros que foram necessários no cálculo da variação diferencial de temperatura para as condições de inverno e de verão.

Tabela 9.27 - Variação diferencial da temperatura

Parâmetros	Inverno	Verão	Unidades
T_{\min} / T_{\max}	-5,2	39,6	°C
$\Delta T_M / \Delta T_M^+$	-65,2	-20,4	°C
T_{ai}	43,2	43,2	°C
T_{si}	54,0	54,0	°C
ΔT_M	19,7	4,8	°C
$\Delta T_M/e$	39,5	9,6	°C/m

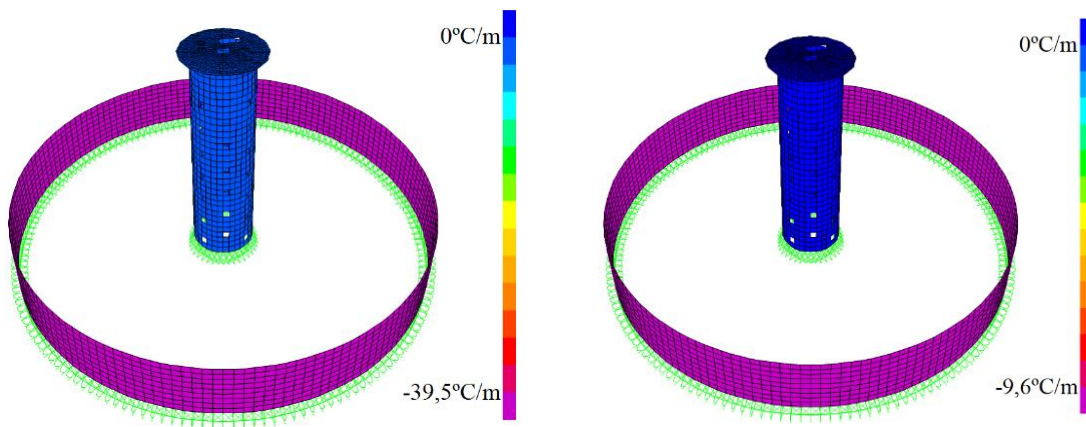


Figura 9.18 - Variações diferenciais de temperatura

9.7. Impulsos do material *stockado* (I)

9.7.1. Silo de retenção

Na tabela indicam-se os parâmetros que serviram para o cálculo das pressões horizontais nas paredes.

Tabela 9.28 - Pressão horizontal do material *stockado* no silo de retenção

h	γ	K	ϕ_r	P_h
0,00	15	0,40	25	0,00
1,04				8,91

h	γ	K	ϕ_r	p_n
2,09				17,82
3,13				26,73
4,18				35,64
5,22				44,55
6,26				53,45
7,31				62,36
8,35				71,27
m	kN/m ³	-	°	kPa

Estas pressões foram consideradas no modelo de cálculo através das funcionalidades “*Joint Patterns*” e “*Surface Pressure*”.

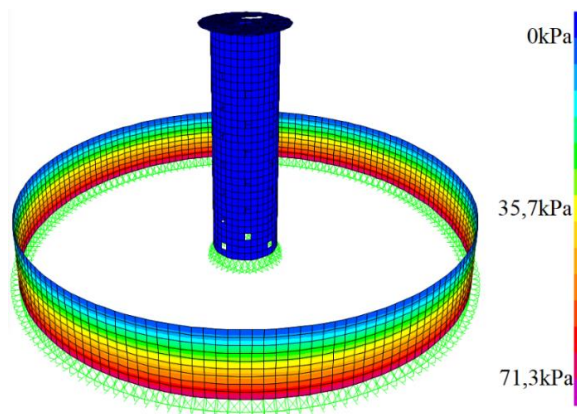


Figura 9.19 - Pressões horizontais

9.7.2. Torre central de alimentação

A torre central de alimentação está sujeita a pressões horizontais interiores e exteriores iguais e de sentidos contrários, equilibrando-se. As pressões verticais provenientes das operações de enchimento e esvaziamento foram determinadas com base nos pressupostos definidos no EC1-4 para silos esbeltos.

Para este estudo recorreu-se a uma folha de cálculo em “*Excel*” cujos parâmetros principais se indicam na Tabela 9.29.

Tabela 9.29 - Pressão vertical do material *stockado* durante o esvaziamento

h	$Y_j(z)$	$p_{hf}(z)$	$p_{wf}(z)$	$p_{he}(z)$	$p_{we}(z)$
[m]	-	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	0,1	5,8	2,4	6,6	2,7
2	0,1	11,1	4,7	12,8	5,1
3	0,2	16,0	6,7	18,4	7,4

h	$Y_j(z)$	$p_{hf}(z)$	$p_{wf}(z)$	$p_{he}(z)$	$p_{we}(z)$
[m]	-	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
4	0,3	20,6	8,6	23,7	9,5
5	0,3	24,8	10,4	28,5	11,4
6	0,4	28,7	12,0	33,0	13,2
7	0,4	32,3	13,5	37,1	14,9
8	0,5	35,6	14,9	40,9	16,4
9	0,5	38,6	16,2	44,4	17,9
10	0,5	41,5	17,4	47,7	19,2
11	0,6	44,1	18,5	50,7	20,4
12	0,6	46,5	19,5	53,5	21,5
13	0,6	48,7	20,5	56,0	22,5
14	0,7	50,8	21,3	58,4	23,5
15	0,7	52,7	22,1	60,6	24,4
16	0,7	54,5	22,9	62,6	25,2
17	0,7	56,1	23,6	64,5	25,9
18	0,8	57,6	24,2	66,2	26,6
19	0,8	59,0	24,8	67,8	27,3
20	0,8	60,3	25,3	69,3	27,8
21	0,8	61,5	25,8	70,7	28,4
22	0,8	62,6	26,3	71,9	28,9
23	0,8	63,6	26,7	73,1	29,4
24	0,9	64,5	27,1	74,2	29,8
25	0,9	65,4	27,5	75,2	30,2
26	0,9	66,2	27,8	76,1	30,6
26,7	0,9	66,7	28,0	76,7	30,8

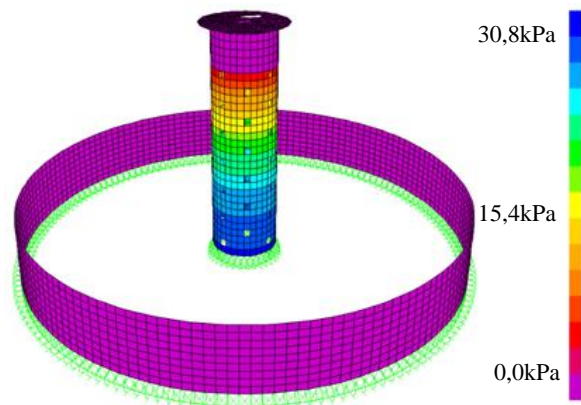


Figura 9.20 - Pressões verticais

As combinações de ações constam das tabelas apresentadas no Anexo XVI .

10. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

10.1. Elementos metálicos

O pré-dimensionamento realizou-se a partir de ábacos em “*Excel*” com base nas expressões do EC3-1-1.

10.1.1. Madres da cobertura do stock

O pré-dimensionamento foi realizado para um setor da cobertura e repetido nos restantes.

10.1.1.1. Características gerais

Tabela 10.1 - Comprimentos de bambeamento e áreas de influência

Madre	L_z [m]	L_y [m]	Área de Influência [m ²]
1	12,10	6,05	6,52
2	11,75	5,88	15,37
3	11,26	5,63	17,33
4	10,77	5,38	16,58
5	10,27	5,14	15,82
6	9,78	4,89	15,06
7	9,29	4,65	14,30
8	8,80	4,40	13,55
9	8,31	4,15	12,79
10	7,81	3,91	12,03
11	7,32	3,66	11,27
12	6,83	3,42	10,52
13	6,34	3,17	9,76
14	5,85	2,92	9,00
15	5,35	2,68	8,24
16	4,86	2,43	7,48
17	4,37	2,18	6,73
18	3,88	1,94	5,97
19	3,39	1,69	5,21
20	2,89	1,45	4,45
21	2,40	1,20	3,70
22	1,91	1,91	2,28

10.1.1.2. Ações e esforços condicionantes

Tabela 10.2 - Combinações de ações para ELU e ELS

Madres	ELU $q_{z,Ed}$ [kN/m]				ELS	ELU	ELS
	Gravítico		Anti-Gravítico		$q_{z,Ed}$	$q_{y,Ed}$	$q_{y,Ed}$
	SC1	SC2	W+	W-	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	0,58	0,71	0,80	-0,69	0,32	0,42	0,57
2	1,41	1,70	1,89	-1,69	0,78	1,03	0,67
3	1,66	1,93	2,10	-2,01	0,92	1,21	0,67
4	1,66	1,85	1,97	-2,02	0,92	1,21	0,67
5	1,66	1,77	1,84	-2,04	0,92	1,21	0,67
6	1,66	1,69	1,71	-2,06	0,92	1,21	0,67
7	1,66	1,61	1,58	-2,07	0,92	1,21	0,67
8	1,66	1,54	1,46	-2,09	0,92	1,21	0,67
9	1,66	1,45	1,32	-2,11	0,92	1,21	0,67
10	1,66	1,39	1,20	-2,12	0,92	1,21	0,67
11	1,66	1,30	1,06	-2,14	0,92	1,21	0,67
12	1,66	1,22	0,93	-2,16	0,92	1,21	0,67
13	1,66	1,16	0,82	-2,17	0,92	1,21	0,67
14	1,66	1,06	0,66	-2,19	0,92	1,21	0,67
15	1,66	1,00	0,56	-2,20	0,92	1,21	0,67
16	1,66	0,92	0,42	-2,22	0,92	1,21	0,67
17	1,66	0,83	0,27	-2,23	0,92	1,21	0,67
18	1,66	0,78	0,18	-2,25	0,92	1,21	0,67
19	1,66	0,67	0,00	-2,26	0,92	1,21	0,67
20	1,66	0,61	-0,09	-2,28	0,92	1,21	0,67
21	1,66	0,53	-0,22	-2,28	0,92	1,21	0,52
22	1,29	0,35	-0,28	-1,77	0,71	0,94	0,57

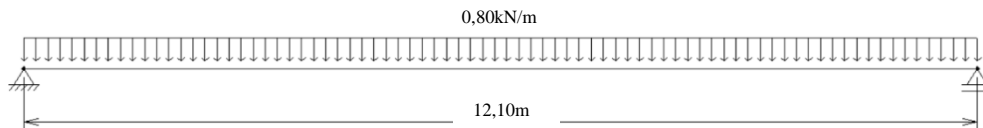


Figura 10.1 - Madre nº1 - Carregamento zz ELU

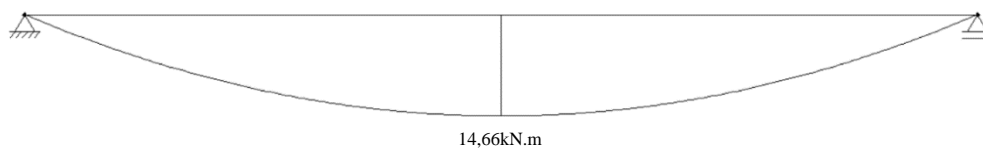


Figura 10.2 - Diagrama de momentos fletores yy - Madre nº1

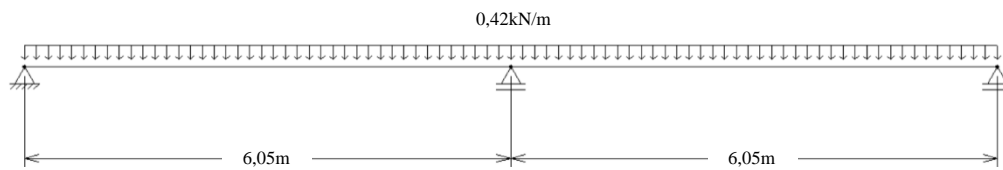


Figura 10.3 - Carregamento segundo yy - Madre nº1

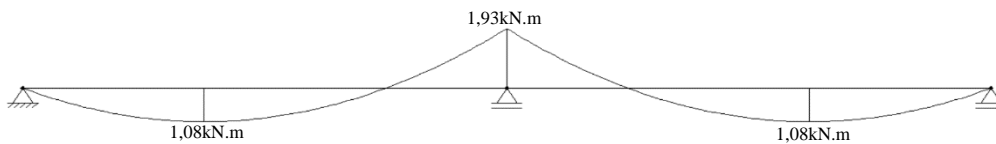


Figura 10.4 - Diagrama de momentos fletores zz - Madre nº1

Tabela 10.3 - Momentos fletores de cálculo em todas as madres

Madre	$M_{y,Ed}$ [kN.m]	$M_{z,Ed}$ [kN.m]
1	14,66	1,93
2	32,60	4,43
3	33,28	4,79
4	29,33	4,38
5	26,92	3,99
6	24,60	3,61
7	22,38	3,26
8	20,23	2,92
9	18,16	2,60
10	16,20	2,31
11	14,35	2,02
12	12,57	1,76
13	10,90	1,52
14	9,34	1,29
15	7,90	1,08
16	6,56	0,89
17	5,33	0,72
18	4,22	0,57
19	3,24	0,43
20	2,39	0,32
21	1,65	0,22
22	0,81	0,43

10.1.1.3. Ábacos e tabelas

a) ELU – Flexão Simples Desviada

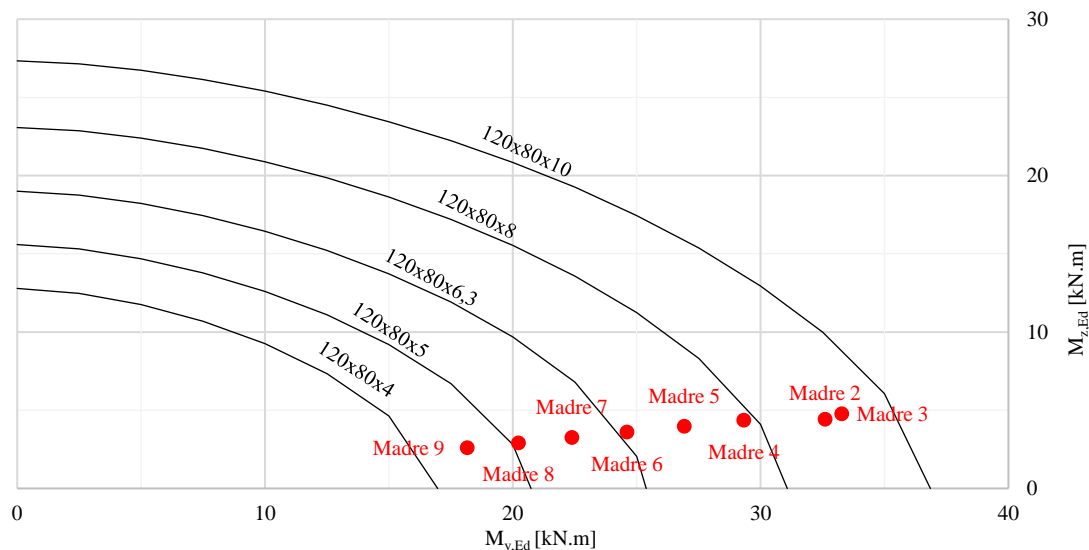


Figura 10.5 - Resistência das secções transversais à flexão desviada - Perfis RHS - Aço S275

Tabela 10.4 - Quadro resumo da verificação das secções à flexão desviada

Madre	Perfil RHS	$M_{y,Rd}$ [kN.m]	$M_{z,Rd}$ [kN.m]	Rácio - Flexão Desviada
1	100x60x6,3	15,74	10,87	0,95
2	120x80x10	36,85	27,34	0,87
3	120x80x10	36,85	27,34	0,90
4	120x80x8	31,08	23,07	0,97
5	120x80x8	31,08	23,07	0,84
6	140x80x5	26,21	17,66	0,97
7	120x80x6,3	25,38	19,00	0,87
8	140x80x4	21,40	14,47	0,98
9	120x80x5	20,74	15,59	0,85
10	120x80x4	16,97	12,79	0,98
11	100x60x6,3	15,74	10,87	0,92
12	100x60x6,3	15,74	10,87	0,74
13	100x60x5	13,02	9,04	0,80
14	80x40x8	10,03	5,83	0,97
15	80x40x6,3	8,55	5,06	0,96
16	80x40x5	7,19	4,31	0,93
17	80x40x4	6,00	3,63	0,89
18	60x40x5	4,51	3,34	0,95
19	60x40x4	3,80	2,84	0,81
20	60x40x4	3,80	2,84	0,49
21	50x30x4	2,36	1,62	0,59
22	50x30x4	2,36	1,62	0,28

b) ELS - Flechas máximas

- Eixo zz

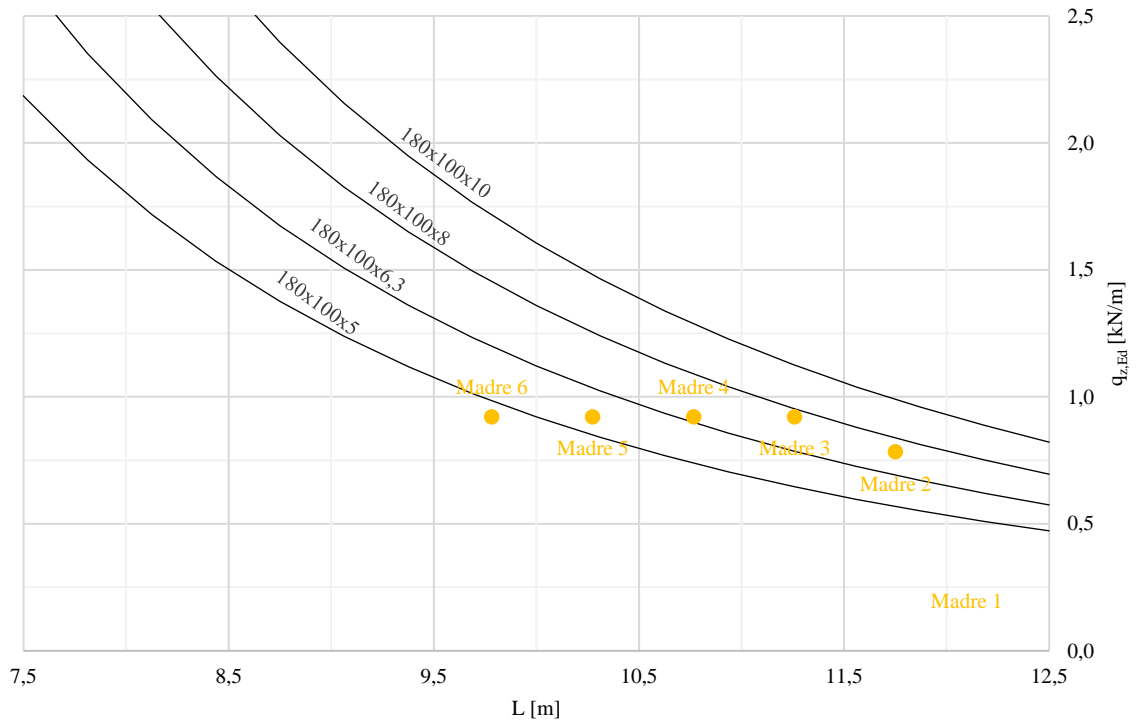


Figura 10.6 - Flechas máximas segundo o eixo zz - RHS's

- Eixo yy

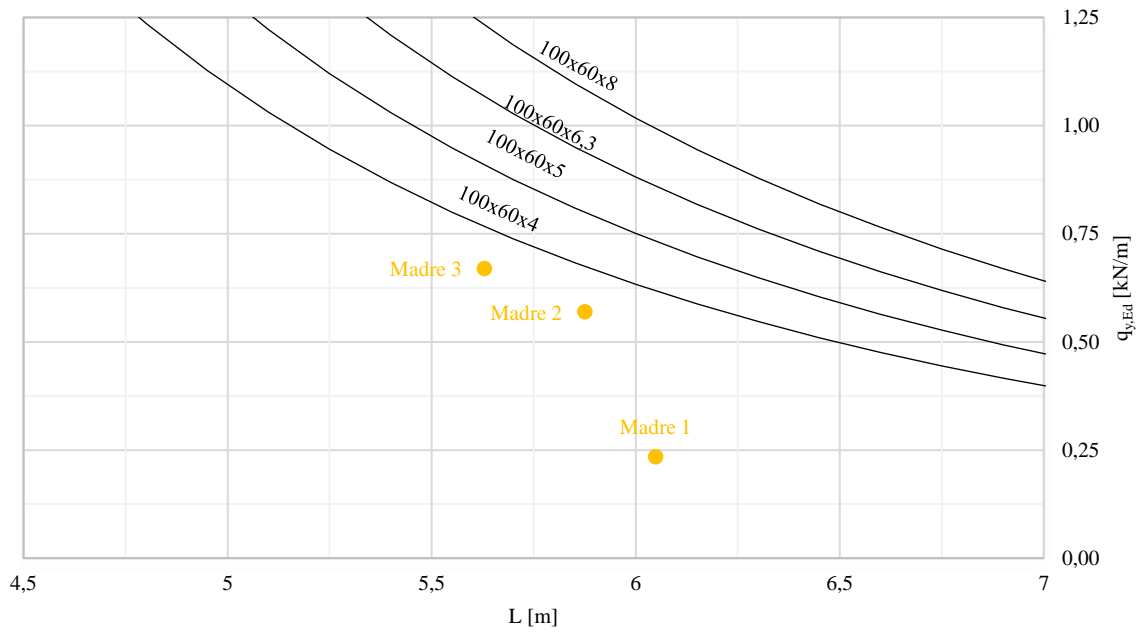


Figura 10.7 - Flechas máximas segundo o eixo yy - RHS's

Tabela 10.5 - Quadro resumo das flechas

Madre	Perfil RHS	Vão [mm]	$\delta_{z,Ed}$ [mm]	$\delta_{y,Ed}$ [mm]	$\delta_{v,Ed}$ [mm]	$\delta_{v,adm}$ [mm]	Seguraça
1	140x80x8	12,10	54,0	2,5	54,08	60,49	OK
2	180x100x8	11,75	54,9	2,6	54,99	58,76	OK
3	180x100x8	11,26	54,5	2,6	54,53	56,30	OK
4	180x100x8	10,77	45,6	2,2	45,60	53,84	OK
5	180x100x6,3	10,27	45,8	2,2	45,84	51,37	OK
6	160x80x8	9,78	47,0	2,7	47,10	48,91	OK
7	160x80x8	9,29	46,4	2,7	38,32	46,45	OK
8	160x80x6,3	8,80	37,3	2,1	37,41	43,99	OK
9	140x80x6,3	8,31	41,5	1,9	41,51	41,53	OK
10	140x80x6,3	7,81	32,5	1,5	32,52	39,07	OK
11	140x80x5	7,32	30,4	1,4	30,39	36,61	OK
12	120x80x5	6,83	33,6	1,2	33,63	34,15	OK
13	120x80x4	6,34	30,1	1,1	30,15	31,69	OK
14	120x80x4	5,85	25,3	1,1	21,82	29,23	OK
15	120x80x4	5,35	24,8	1,1	15,35	26,77	OK
16	120x80x4	4,86	20,2	0,9	10,44	24,31	OK
17	120x80x4	4,37	19,7	1,2	6,81	21,85	OK
18	120x80x4	3,88	18,9	1,1	4,22	19,39	OK
19	120x80x4	3,39	11,0	0,6	2,45	16,93	OK
20	120x80x4	2,89	12,2	0,4	1,31	14,47	OK
21	120x80x4	2,40	10,2	0,5	0,62	12,01	OK
22	120x80x4	1,91	3,6	2,5	0,22	9,54	OK

Nota: Por razões construtivas adotaram-se perfis RHS 120x80x4 para as madres 14 a 22.

O pré-dimensionamento dos restantes elementos metálicos consta do Anexo XVII deste Projeto.

10.2. Elementos em betão armado

O pré-dimensionamento dos elementos de betão armado foi feito segundo os princípios definidos na Memória Descritiva.

10.2.1. Silo de Retenção

Para a determinação da espessura das paredes do silo seguiu-se a metodologia indicada nas tabelas seguintes.

Tabela 10.6 - Parâmetros geométricos da parede do silo

Parâmetro	Valor	Unidades
H	8,35	m
R	30,10	m
γ	15	kN/m ³
K	0,40	-
f_{ctm}	2,9	MPa
e	0,52	m

Tabela 10.7 - Tensão máxima de compressão nas paredes do silo

Parâmetro	Valor	Unidades
n_{zsk}	124,98	kN/m
e	0,50	m
γ_c	25	kN/m ³
h_c	14,44	m
f_{cd}	20	MPa
σ_c	0,61	MPa
$0,85 f_{cd}$	17	MPa

Adotou-se para a espessura 0,50m.

10.2.2. Torre Central de Alimentação

O pré-dimensionamento da espessura das paredes da torre foi realizado com base nas Tabela 10.8 e 2.52.

Tabela 10.8 - Pré-dimensionamento da espessura da parede da torre central de alimentação

Parâmetro	Valor	Unidades
H	26,00	m
R	4,25	m
γ	15	kN/m ³
K	0,40	-

Parâmetro	Valor	Unidades
f_{ctm}	2,9	MPa
e	0,23	m

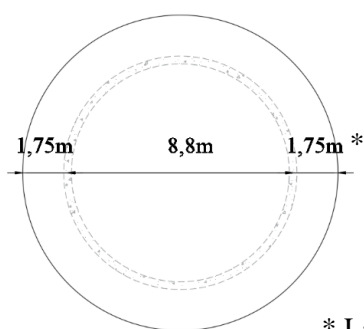
Tabela 10.9 - Tensão máxima de compressão nas paredes da torre

Parâmetro	Valor	Unidades
n_{zsk}	495,62	kN/m
e	0,30	m
γ_c	25	kN/m ³
h_c	26,66	m
f_{cd}	20	MPa
σ_c	2,32	MPa
$0,85 f_{cd}$	17	MPa

Considerou-se para a espessura da parede do silo 0,30m.

10.2.3. Lajes

As lajes foram dimensionadas segundo os critérios referidos na memória descritiva resumidos na Tabela 10.10.



* Laje em consola

Figura 10.8 - Geometria

Tabela 10.10 - Parâmetros referentes ao dimensionamento

Parâmetros	Painel interior	Consola
L [m]	8,8	1,6
f_{yk} [MPa]	500	500
ρ [%]	0,5	0,5
x	30	8
d [m]	0,29	0,22
h [m]	0,32	0,25

Considerou-se para a espessura da laje 0,32m.

11. DIMENSIONAMENTO

No presente capítulo apresentam-se os cálculos justificativos referentes ao dimensionamento.

11.1. Estruturas Metálicas

O dimensionamento dos elementos metálicos foi realizado através de uma rotina de cálculo desenvolvida em *Excel* para este projeto, na qual são verificadas as expressões de dimensionamento referentes aos ELU indicadas na NP EN 1993-1-1.

Os ficheiros dos esforços em todas as barras das estruturas foram calculados a partir de modelos realizados no “SAP2000”, servindo de *input* à rotina desenvolvida.

A rotina de cálculo serviu também para interpretar de forma crítica os resultados dos *outputs* do “SAP2000” e em outros *softwares*: “Semi-Comp”, “LT Beam”, “LT Beam N” e “Robot Structural Analysis”.

Foram comparados os rácios de dimensionamento obtidos a partir da rotina de cálculo no “Excel”, no “SAP2000” e no “SemiComp” em todas as barras das estruturas.

A verificação da segurança ao ELS foi feita comparando as flechas máximas do “SAP2000” com os valores admissíveis estabelecidos no EC3-1-1.

Tabela 11.1 - Verificações de dimensionamento

Componente estrutural	Elemento estrutural	Tipo de Elemento	ELU		ELS
			Verificação da secção transversal	Verificação do elemento	Verificação do elemento
Cobertura do <i>stock</i>	Madres	Vigas	Flexão desviada	-	Deformação vertical
	Asnas	Colunas e Tirantes	Compressão Tração	Encurvadura em colunas	Deformação vertical
	Tarugos	Tirantes	Tração	-	-
	Travamentos	Colunas e Tirantes	Compressão Tração	Encurvadura em colunas	-
Torre Metálica	Vigas da Plataforma Metálica	Vigas	Flexão simples	Encurvadura em vigas	Deformação vertical
	Madres Cobertura	Vigas	Flexão Desviada	Encurvadura em vigas	Deformação vertical

Componente estrutural	Elemento estrutural	Tipo de Elemento	ELU		ELS
			Verificação da secção transversal	Verificação do elemento	Verificação do elemento
	Madres dos Alçados	Vigas	Flexão desviada	Encurvadura em vigas	Deformação vertical
	Tarugos	Tirantes	Tração	-	-
	Travamentos	Colunas e Tirantes	Compressão Tração	Encurvadura em colunas	-
	Pórticos e Pilares	Colunas-Viga	Flexão Composta com compressão	Encurvadura em colunas-vigas	-

A rotina de cálculo desenvolvida em “Excel” realizada para dimensionar os elementos metálicos inclui os seguintes campos:

- Campo 1 - Perfis - Base de dados com as características geométricas e elásticas dos perfis utilizados neste projeto;
- Campo 2 - Aços - Características dos aços e normas respetivas;
- Campo 3 - Coeficientes - Valores usados no cálculo do momento crítico;
- Campo 4 - Dimensionamento aos ELU - Verificação de secções transversais e de elementos (colunas, vigas e colunas-vigas)
 - Folha 1 - Características do elemento - Informações gerais sobre as barras: função estrutural, nº da barra, combinação condicionante, tipo de elemento e comprimento.
 - Folha 2 - Esforços Atuantes - Ficheiros de dados dos esforços da combinação condicionante (secções: apoio esquerdo, meio vão e apoio direito).
 - Folha 3 - Propriedades do Aços - Tensões de cedência e última, módulos de distorção e de elasticidade.
 - Folha 4 - Secções Transversais - Parâmetros geométricos e classe da secção transversal.
 - Folha 5 - Resistência das Secções Transversais - Esforços isolados (N, M e V) e combinados (M+V, M+N e M+N+V) segundo os eixos yy e zz para secções das classes 1, 2 e 3.
 - Folha 6 - Resistência dos Elementos - Varejamento (colunas), bambeamento (vigas) e encurvadura por flexão composta com compressão (colunas-viga).
- Campo 5 - Relatório Final dos perfis HEB - Resumo do dimensionamento.
- Campo 6 - Relatório Final dos perfis IPE - Resumo do dimensionamento.

- Campo 7 - Relatório Final dos perfis RHS - Resumo do dimensionamento.
- Campo 8 - Relatório Final dos perfis SHS - Resumo do dimensionamento.
- Campo 9 - Relatório Final dos perfis 2SHS - Resumo do dimensionamento.
- Campo 10 - Relatório Final dos perfis CHS - Resumo do dimensionamento.
- Campo 11 - Relatório Final dos perfis UPN - Resumo do dimensionamento.

Notas:

A folha de cálculo permite:

- 1- Determinar a classe da secção transversal considerando as placas da secção totalmente comprimidas (análise conservativa).
- 2- Calcular a posição da linha neutra plástica em secções em I ou H no caso de flexão composta plana
- 3- Determinar as tensões elásticas com base nos esforços de cálculo e averiguar se a mesma pertence às classes 3 ou 4;
- 4- Em colunas-viga recorreu-se a *softwares* apropriados, tais como: “*Semi-Comp*”.
- 5- Os relatórios de dimensionamento da folha de cálculo incluem:
 - 5.1- As características do elemento;
 - 5.2- Os esforços de cálculo;
 - 5.3- As propriedades do material;
 - 5.4- As propriedades geométricas da secção transversal;
 - 5.5- A classificação da secção transversal;
 - 5.6- Os esforços resistentes de cálculo;
 - 5.7- A resistência da secção transversal a esforços simples e combinados;
 - 5.8- A resistência do elemento à encurvadura (colunas, vigas e colunas-viga);
 - 5.9- Os rácios de dimensionamento.

11.1.1. Pilares e travessas da torre metálica

11.1.1.1. Estados Limites Últimos

Nas figuras e tabelas seguintes mostram-se os cálculos do montante 1 e da travessa 4 da torre.

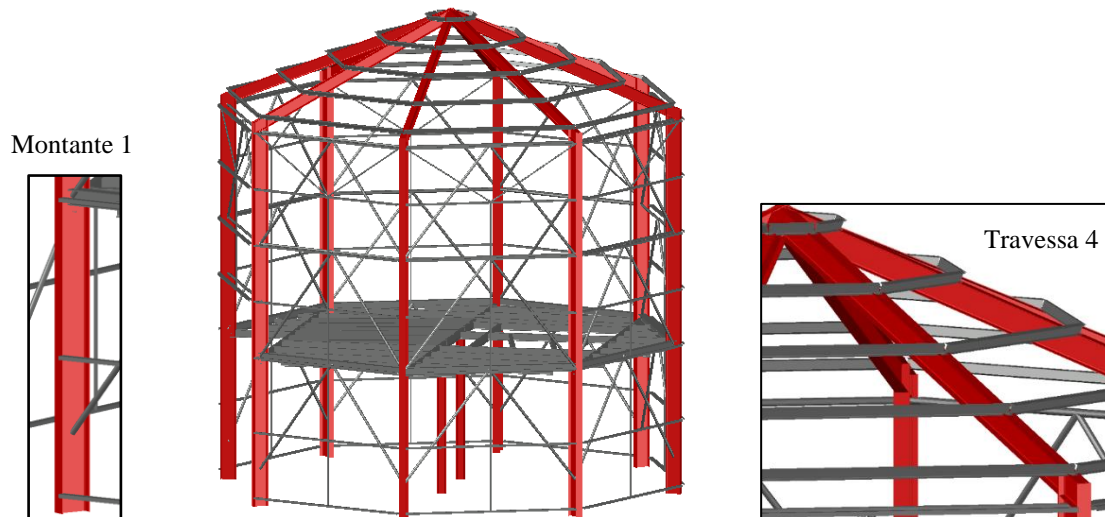


Figura 11.1 - Torre metálica

- **Esforços de cálculo - Montante 1**

Na figura apresenta-se os diagramas de esforços de cálculo para a combinação condicionante.

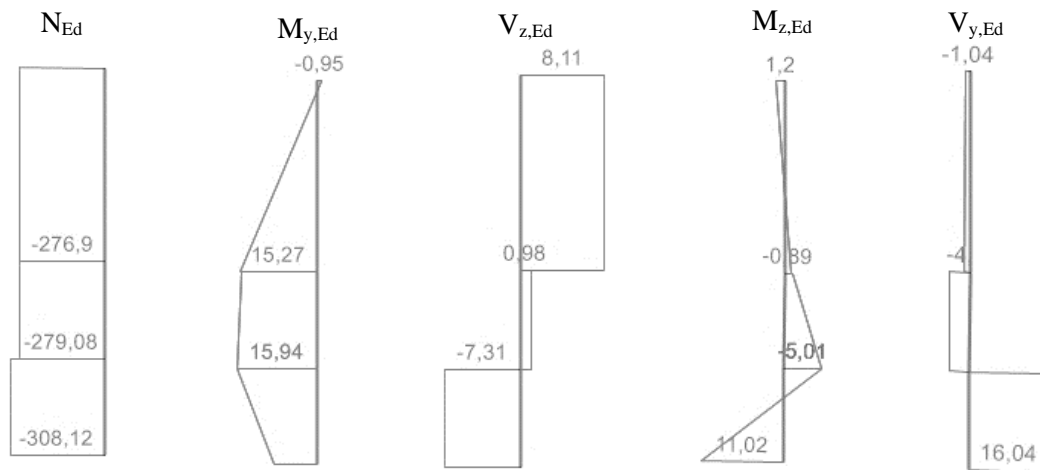


Figura 11.2 - Diagramas de esforços N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $V_{z,Ed}$, $M_{z,Ed}$ e $V_{y,Ed}$

a) 1º Método de Dimensionamento - Rotina de cálculo em “Excel”

Relatório de Dimensionamento de Elementos Metálicos								
1- Características do Elemento								
Função Estrutural do Elemento: Pórticos da Torre Metálica								
Tipo de Elemento: Coluna-Viga								
Comprimento do Elemento= 4 m								
Número do Elemento no modelo SAP: 2391								
Combinação Condicionante: ELU(W)_SC_I_T-								
Coeficientes Parciais de Segurança γ_{Mi} : $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$ $\gamma_{M2}=1,25$								
2- Esforços de Cálculo Atuantes								
Secção Apoio Esquerdo			Secção do Meio Vão			Secção Apoio Direito		
N_{Ed} =	-308,12 kN		N_{Ed} =	-279,08 kN		N_{Ed} =	-276,90 kN	
$V_{y,Ed}$ =	16,04 kN		$V_{y,Ed}$ =	-4,00 kN		$V_{y,Ed}$ =	-4,00 kN	
$V_{z,Ed}$ =	-7,31 kN		$V_{z,Ed}$ =	-7,31 kN		$V_{z,Ed}$ =	0,98 kN	
$M_{y,Ed}$ =	8,63 kN.m		$M_{y,Ed}$ =	15,94 kN.m		$M_{y,Ed}$ =	15,27 kN.m	
$M_{z,Ed}$ =	11,02 kN.m		$M_{z,Ed}$ =	-5,01 kN.m		$M_{z,Ed}$ =	-0,89 kN.m	
3- Propriedades do Material								
Classe do Aço: S275			f_y =	275 N/mm ²	G =	81000 N/mm ²		
			f_u =	430 N/mm ²	E =	210000 N/mm ²		
4- Propriedades Geométricas da Secção Transversal								
Perfil: IPE270			h =	270 mm	b =	135 mm		
t_w =	6,6 mm		t_f =	10,2 mm	r =	15 mm		
d =	219,6 mm		h_i =	249,6 mm	A =	45,95 cm ²		
A_{vz} =	22,14 cm ²		A_{vy} =	27,54 cm ²	I_{yy} =	5789,78 cm ⁴		
i_y =	11,23 cm		I_{zz} =	419,87 cm ⁴	i_z =	3,02 cm		
$W_{pl,y}$ =	484,00 cm ³		$W_{pl,z}$ =	96,95 cm ³	$W_{el,y}$ =	428,87 cm ³		
$W_{el,z}$ =	62,20 cm ³		I_f =	15,94 cm ⁴	I_w =	70,58 x10 ⁻³ cm ⁶		
y_0 =	0,00 mm		z_0 =	0,00 mm				
5- Classificação da Secção Transversal								
ϵ :	0,92	Componente à Flexão			Componente à Compressão			
		Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2	Classe 3	
c/t_w :	33,27 ≤	66,56	76,73	114,63	30,51	35,13	38,83	
c/t_f :	4,82 ≤	-	-	-	8,32	9,24	12,94	
		Alma à Flexão e à Compressão			Classificação - Resumo			
	α_{web}	Ψ_{web}	Classe 1	Classe 2	Classe 3	F	C	F+C
se	-	-	-	-	44,60	1	2	2
smv	-	-	-	-	49,73	1	2	2
sd	-	-	-	-	49,41	1	2	2
SemiComp:	-	Classe Semi-Comp:			-	Classe Adotada:		2
6- Esforços Resistentes de Cálculo								
$N_{pl,Rd}$ =	1263,5 kN	$N_{u,Rd}$ =	- kN	$N_{net,Rd}$ =	- kN			
$N_{t,Rd}$ =	1263,5 kN	$N_{c,Rd}$ =	1263,5 kN	$V_{c,y,Rd}$ =	437,3 kN			
$V_{c,z,Rd}$ =	351,5 kN	$M_{c,y,Rd}$ =	133,1 kN.m	$M_{c,z,Rd}$ =	26,7 kN.m			
$M_{y,V,Rd}$ =	133,1 kN.m	$M_{z,V,Rd}$ =	26,7 kN.m	$M_{N,y,Rd}$ =	125,8 kN.m			
$M_{N,z,Rd}$ =	26,7 kN.m	$M_{NV,y,Rd}$ =	125,8 kN.m	$M_{NV,z,Rd}$ =	26,7 kN.m			
$N_{b,y,Rd}$ =	1238,8 kN	$N_{b,z,Rd}$ =	944,5 kN	$N_{b,T,Rd}$ =	1065,5 kN			
$M_{b,Rd}$ =	102,3 kN.m							

Figura 11.3 - Folha 1 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em “Excel” - Montante 1.5/6

7- Resistência da Secção Transversal		Secção Apoio Esquerdo	
NP EN 1993-1-1, 6.2.3 - Tração			
$N_{Ed}/N_{t,Rd} =$	$\leq 1,0$	-	(1)
NP EN 1993-1-1, 6.2.4 - Compressão			
$N_{Ed}/N_{c,Rd} =$	0,24 $\leq 1,0$	OK	(2)
NP EN 1993-1-1, 6.2.5 - Momento Fletor			
$M_{y,Ed}/M_{c,y,Rd} =$	0,06 $\leq 1,0$	OK	(3)
$M_{z,Ed}/M_{c,z,Rd} =$	0,41 $\leq 1,0$	OK	(4)
NP EN 1993-1-1, 6.2.6 - Esforço Transverso			
$V_{y,Ed}/V_{c,y,Rd} =$	0,04 $\leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2 (5)
$V_{z,Ed}/V_{c,z,Rd} =$	0,02 $\leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2 (6)
$\tau_{y,Ed}/(f_y/(3^{0,5}\gamma_{M0})) =$	$\leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo y-y (7)
$\tau_{z,Ed}/(f_y/(3^{0,5}\gamma_{M0})) =$	$\leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo z-z (8)
Encurvadura por Esforço Transverso ($h_w/t_w \leq 72\varepsilon/\eta$): Desprezar Em que $\eta = 1,0$			
NP EN 1993-1-1, 6.2.8 - Flexão com Esforço Transverso			
$V_{z,Ed}/V_{c,z,Rd} =$	0,02 $\leq 0,5$	Esforço Transverso sem significado	
$M_{y,Ed}/M_{y,V,Rd} =$	0,06 $\leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2 (9)
$V_{y,Ed}/V_{c,y,Rd} =$	0,04 $\leq 0,5$	Esforço Transverso sem significado	
$M_{z,Ed}/M_{z,V,Rd} =$	0,41 $\leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2 (10)
$(\sigma_{Ed}/f_y)^2 + 3(\tau_{Ed}/f_y)^2 =$	$\leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo y-y (11)
$(\sigma_{Ed}/f_y)^2 + 3(\tau_{Ed}/f_y)^2 =$	$\leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo z-z (12)
NP EN 1993-1-1, 6.2.9 - Flexão Composta			
$N_{Ed}/N_{pl,Rd} =$	0,24 $\leq 0,25$	Considerar efeito do Esforço Axial	
$N_{Ed}/h_w t_w f_y =$	0,77 $\leq 0,50$		
$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} =$	0,07 $\leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2 (13)
$N_{Ed}/h_w t_w f_y =$	0,77 $\leq 1,0$	Esforço Axial sem significado	
$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} =$	0,41 $\leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2 (14)
$\sigma_{Ed}/f_y =$	$\leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo y-y (15)
$\sigma_{Ed}/f_y =$	$\leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo z-z (16)
NP EN 1993-1-1, 6.2.10 - Flexão Composta Desviada com Esforço Transverso			
$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^\beta =$	0,35 $\leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2 (17)
$(\sigma_{Ed}/f_y)^2 + 3(\tau_{Ed}/f_y)^2 =$	$\leq 1,0$	-	Classe 3 (18)

Figura 11.4 - Folha 2 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em "Excel" - Montante 1.5/6

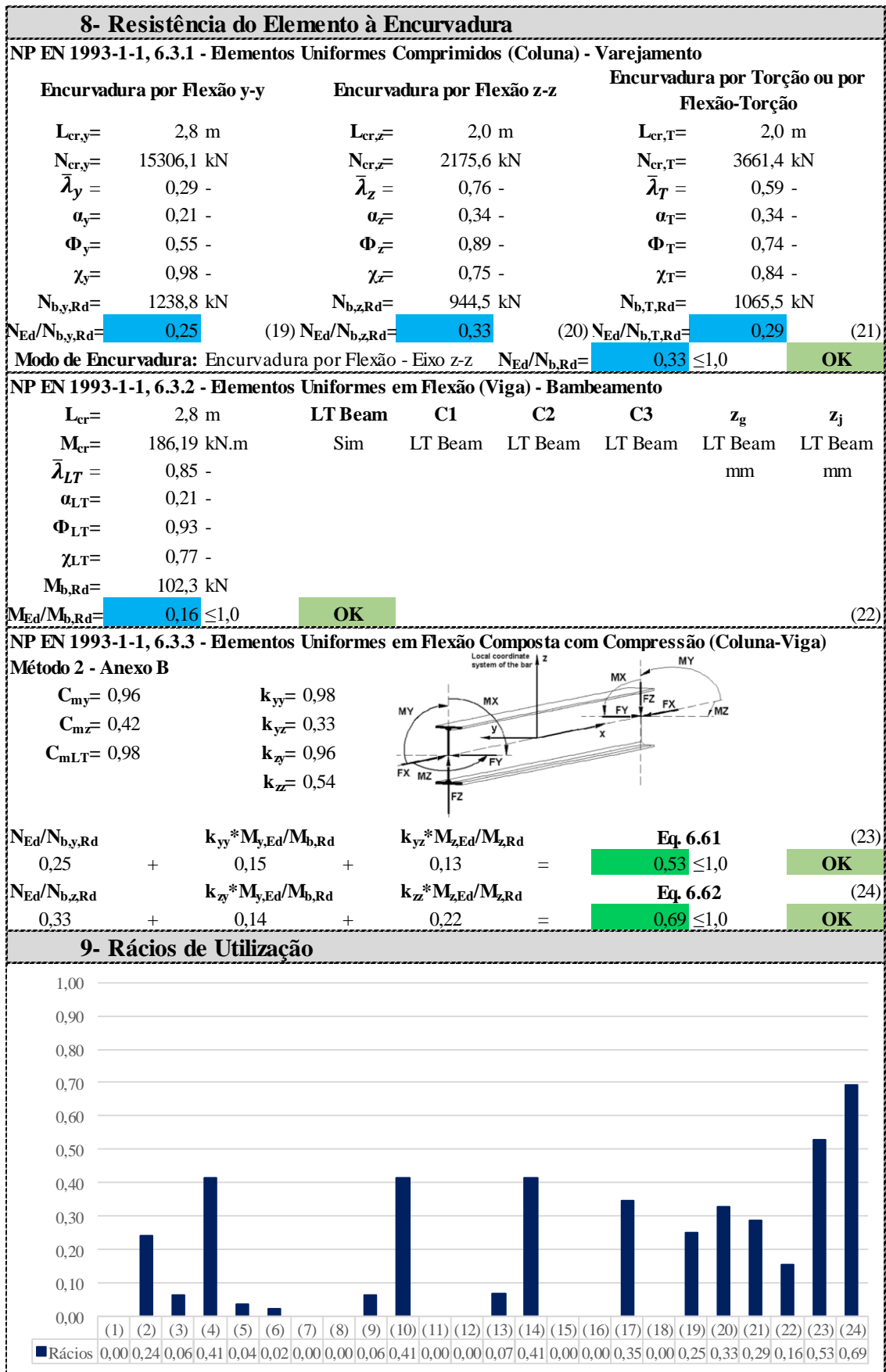


Figura 11.5 - Folha 3 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em "Excel" - Montante 1.5/6

a.1) Determinação do Momento Crítico - Software "LTBeamN"

O relatório do "LTBeamN" para o cálculo do Mcr do montante 1, encontra-se no Anexo XVIII.

b) 2º Método de Dimensionamento - Software "SAP2000"

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 2391	X Mid: 5,543	Combo: ELU(W)_SC_I_T-	Design Type: Column
Length: 4,	Y Mid: 2,296	Shape: IPE270	Frame Type: DCL-MRF
Loc : 0,	Z Mid: 33,55	Class: Class 1	Rolled : Yes

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No		
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,	GammaM1=1,	GammaM2=1,25	
q=1,5	Omega=1,	GammaOV=1,1	
An/Ag=1,	RLLF=1,	PLLF=0,75	D/C Lim=0,95

Aeff=0,005	eNy=0,	eNz=0,		
A=0,005	Iyy=5,790E-05	iyy=0,112	Wel,yy=4,289E-04	Weff,yy=4,289E-04
It=0,	Izz=4,200E-06	izz=0,03	Wel,zz=6,222E-05	Weff,zz=6,222E-05
Iw=0,	Iyz=0,	h=0,27	Wpl,yy=4,840E-04	Av,y=0,003
E=210000000,	fy=275000,	fu=430000,	Wpl,zz=9,700E-05	Av,z=0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,	-308,117	8,627	11,024	-7,315	16,037	-0,006

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: $0,94 = 0,326 + 0,13 + 0,483 < 0,95$ OK

= $NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My, Ed + NEd eNy) / (Chi_{LT} My, Rk / GammaM1) + kzz (Mz, Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1)$ (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd		
	Force	Capacity	Capacity		
Axial	-308,117	1262,25	1262,25		

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	1262,25	1421,064	3663,451	3663,451	1,

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,21	15306,7	0,287	0,55	0,98
MajorB (y-y)	a	0,21	15306,7	0,287	0,55	0,98
Minor (z-z)	b	0,34	2176,248	0,762	0,885	0,748
MinorB (z-z)	b	0,34	2176,248	0,762	0,885	0,748
Torsional TF	b	0,34	3663,451	0,587	0,738	0,844

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	8,627	15,942	133,1	133,1	125,763	118,123
Minor (z-z)	11,024	11,024	26,675	26,675	26,675	

Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	a	0,21	0,607	0,727	0,887	0,

Factors	kw	C1	C2	C3	
	1,	1,101	0,	0,	
	za	zs	zg	zz	zj
	0,135	0,	0,135	0,	0,

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0,987	0,701	0,967	1,168

	Ved	Vpl,Rd	Ved/Vpl,Rd	rho
	Force	Capacity	Ratio	Factor
Major (z)	7,315	350,777	0,021	1,
Minor (y)	16,037	467,207	0,034	1,

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	7,315	0,006	350,777	0,021	OK
Minor (y)	16,037	0,006	467,207	0,034	OK

Figura 11.6 - Dimensionamento no "SAP2000" - Montante 1.5/6

c) Comparação de Resultados dos dois procedimentos

Tabela 11.2 - Quadro comparativo - Montante 1.5/6

Rácios de ELU ou Parâmetro		Rotina de				
		Cálculo "Excel"	LTBeamN	Δ (%)	"SAP2000"	Δ (%)
Encurvadura em colunas	Eixo y-y	0,25	-	-	0,25	0,0
	Eixo z-z	0,33	-	-	0,33	0,0
Momento Crítico [kN.m]		-	186,19	-	361,71	-
Encurvadura em vigas		0,16	-	-	0,14	12,5
Coeficientes de Momento Uniforme	C_{my}	0,96	-	-	-	-
	C_{mz}	0,42	-	-	-	-
	C_{mLT}	0,98	-	-	-	-
Fatores de Interação k_{ij}	k_{yy}	0,98	-	-	0,99	1,0
	k_{yz}	0,33	-	-	0,70	40,0
	k_{zy}	0,96	-	-	0,97	8,9
	k_{zz}	0,54	-	-	1,17	39,3
Encurvadura em colunas-vigas	Eq. 6.61	0,53	-	-	-	-
	Eq. 6.62	0,69	-	-	0,94	16,0

Nota: De referir que o "SAP2000" só determina corretamente os fatores de interação para determinados tipos de diagramas de momentos fletores.

• Esforços de cálculo na Travessa 4

Juntam-se os diagramas de esforços para a combinação condicionante ELU(W) na travessa do pórtico.

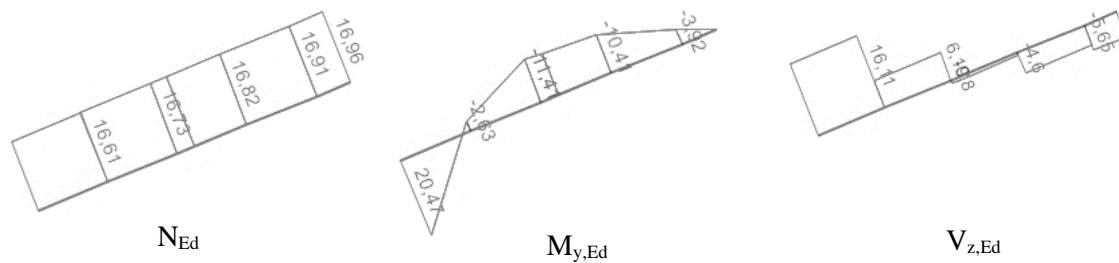


Figura 11.7 - Diagramas N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $V_{z,Ed}$

a) 1º Método de Dimensionamento - Rotina de cálculo em “Excel”

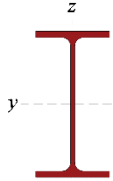
Relatório de Dimensionamento de Elementos Metálicos									
1- Características do Elemento									
Função Estrutural do Elemento: Pórticos da Torre Metálica									
Tipo de Elemento: Coluna-Viga									
Comprimento do Elemento= 6,47 m									
Número do Elemento no modelo SAP: 2386									
Combinação Condicionante: ELU(W)_T+									
Coeficientes Parciais de Segurança γ_{M1} : $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$ $\gamma_{M2}=1,25$									
									
2- Esforços de Cálculo Atuantes									
Secção Apoio Esquerdo			Secção do Meio Vão			Secção Apoio Direito			
$N_{Ed} =$	16,96 kN		$N_{Ed} =$	16,96 kN		$N_{Ed} =$	16,96 kN		
$V_{y,Ed} =$	0,00 kN		$V_{y,Ed} =$	0,00 kN		$V_{y,Ed} =$	0,00 kN		
$V_{z,Ed} =$	15,90 kN		$V_{z,Ed} =$	-0,75 kN		$V_{z,Ed} =$	-5,55 kN		
$M_{y,Ed} =$	20,47 kN.m		$M_{y,Ed} =$	-11,14 kN.m		$M_{y,Ed} =$	0,00 kN.m		
$M_{z,Ed} =$	0,00 kN.m		$M_{z,Ed} =$	0,00 kN.m		$M_{z,Ed} =$	0,00 kN.m		
3- Propriedades do Material									
Classe do Aço: S275			$f_y =$	275 N/mm ²		$G =$	81000 N/mm ²		
			$f_u =$	430 N/mm ²		$E =$	210000 N/mm ²		
4- Propriedades Geométricas da Secção Transversal									
Perfil: IPE160			$h =$	160 mm		$b =$	82 mm		
$t_w =$	5 mm		$t_f =$	7,4 mm		$r =$	9 mm		
$d =$	127,2 mm		$h_i =$	145,2 mm		$A =$	20,09 cm ²		
$A_{vz} =$	9,66 cm ²		$A_{vy} =$	12,14 cm ²		$I_{yy} =$	869,29 cm ⁴		
$i_y =$	6,58 cm		$I_{zz} =$	68,31 cm ⁴		$i_z =$	1,84 cm		
$W_{pl,y} =$	123,86 cm ³		$W_{pl,z} =$	26,10 cm ³		$W_{el,y} =$	108,66 cm ³		
$W_{el,z} =$	16,66 cm ³		$I_t =$	3,60 cm ⁴		$I_w =$	3,96 x10 ⁻³ cm ⁶		
$y_0 =$	0,00 mm		$z_0 =$	0,00 mm					
5- Classificação da Secção Transversal									
$\epsilon:$	0,92		Componente à Flexão			Componente à Compressão			
			Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2	Classe 3	
$c/t_w:$	25,44	≤	66,56	76,73	114,63	30,51	35,13	38,83	
$c/t_f:$	3,99	≤	-	-	-	8,32	9,24	12,94	
			Alma à Flexão e à Compressão			Classificação - Resumo			
	α_{web}	ψ_{web}	Classe 1	Classe 2	Classe 3	F	C	F+C	
se	0,42	-0,89	79,30	91,41	103,48	1	1	1	
smv	0,35	-0,81	94,06	108,43	96,59	1	1	1	
sd	-0,74	1,00	-45,13	-52,03	38,83	1	1	1	
SemiComp:	-		Classe Semi-Comp:			-	Classe Adotada:		
								1	
6- Esforços Resistentes de Cálculo									
$N_{pl,Rd} =$	552,5 kN		$N_{u,Rd} =$	- kN		$N_{net,Rd} =$	- kN		
$N_{t,Rd} =$	552,5 kN		$N_{c,Rd} =$	552,5 kN		$V_{c,y,Rd} =$	192,7 kN		
$V_{c,z,Rd} =$	153,3 kN		$M_{c,y,Rd} =$	34,1 kN.m		$M_{c,z,Rd} =$	7,2 kN.m		
$M_{y,v,Rd} =$	34,1 kN.m		$M_{z,v,Rd} =$	7,2 kN.m		$M_{N,y,Rd} =$	34,1 kN.m		
$M_{N,z,Rd} =$	7,2 kN.m		$M_{NV,y,Rd} =$	34,1 kN.m		$M_{NV,z,Rd} =$	7,2 kN.m		
$N_{b,y,Rd} =$	441,7 kN		$N_{b,z,Rd} =$	365,5 kN		$N_{b,T,Rd} =$	459,0 kN		
$M_{b,Rd} =$	30,2 kN.m								

Figura 11.8 - Folha 1 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em “Excel” - Travessa 4.7/8

7- Resistência da Seção Transversal		Seção Apoio Esquerdo	
NP EN 1993-1-1, 6.2.3 - Tração			
$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0,03 \leq 1,0$	OK		(1)
NP EN 1993-1-1, 6.2.4 - Compressão			
$N_{Ed}/N_{c,Rd} = - \leq 1,0$	-		(2)
NP EN 1993-1-1, 6.2.5 - Momento Fletor			
$M_{y,Ed}/M_{c,y,Rd} = 0,60 \leq 1,0$	OK		(3)
$M_{z,Ed}/M_{c,z,Rd} = 0,00 \leq 1,0$	OK		(4)
NP EN 1993-1-1, 6.2.6 - Esforço Transverso			
$V_{y,Ed}/V_{c,y,Rd} = 0,00 \leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2	(5)
$V_{z,Ed}/V_{c,z,Rd} = 0,10 \leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2	(6)
$\tau_{y,Ed}/(f_y/(3^{0,5}\gamma_{M0})) = - \leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo y-y	(7)
$\tau_{z,Ed}/(f_y/(3^{0,5}\gamma_{M0})) = - \leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo z-z	(8)
$t_w \leq 72\varepsilon/\eta$:		Desprezar Em que $\eta = 1,0$	
NP EN 1993-1-1, 6.2.8 - Flexão com Esforço Transverso			
$V_{z,Ed}/V_{c,z,Rd} = 0,10 \leq 0,5$	Esforço Transverso sem significado		
$M_{y,Ed}/M_{y,v,Rd} = 0,60 \leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2	(9)
$V_{y,Ed}/V_{c,y,Rd} = 0,00 \leq 0,5$	Esforço Transverso sem significado		
$M_{z,Ed}/M_{z,v,Rd} = 0,00 \leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2	(10)
$+3(\tau_{Ed}/f_y)^2 = - \leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo y-y	(11)
$+3(\tau_{Ed}/f_y)^2 = - \leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo z-z	(12)
NP EN 1993-1-1, 6.2.9 - Flexão Composta			
$N_{Ed}/N_{pl,Rd} = - \leq 0,25$	-		
$N_{Ed}/h_w t_w f_y = 0,10 \leq 0,50$			
$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0,60 \leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2	(13)
$N_{Ed}/h_w t_w f_y = 0,10 \leq 1,0$	Esforço Axial sem significado		
$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0,00 \leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2	(14)
$\sigma_{Ed}/f_y = - \leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo y-y	(15)
$\sigma_{Ed}/f_y = - \leq 1,0$	-	Classe 3 Eixo z-z	(16)
NP EN 1993-1-1, 6.2.10 - Flexão Composta Desviada com Esforço Transverso			
$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^a + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^b = 0,36 \leq 1,0$	OK	Classe 1 e 2	(17)
$(\sigma_{Ed}/f_y)^2 + 3(\tau_{Ed}/f_y)^2 = - \leq 1,0$	-	Classe 3	(18)

Figura 11.9 - Folha 2 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em "Excel" - Travessa 4.7/8

8- Resistência do Elemento à Encurvadura

NP EN 1993-1-1, 6.3.1 - Elementos Uniformes Comprimidos (Coluna) - Varejamento								
Encurvadura por Flexão y-y		Encurvadura por Flexão z-z		Encurvadura por Torção ou por Flexão-Torção				
$L_{cr,y} =$	4,53 m	$L_{cr,z} =$	1,4 m	$L_{cr,T} =$	1,4 m			
$N_{cr,y} =$	878,0 kN	$N_{cr,z} =$	682,8 kN	$N_{cr,T} =$	1473,5 kN			
$\bar{\lambda}_y =$	0,79 -	$\bar{\lambda}_z =$	0,90 -	$\bar{\lambda}_T =$	0,61 -			
$\alpha_y =$	0,21 -	$\alpha_z =$	0,34 -	$\alpha_T =$	0,34 -			
$\Phi_y =$	0,88 -	$\Phi_z =$	1,02 -	$\Phi_T =$	0,76 -			
$\chi_y =$	0,80 -	$\chi_z =$	0,66 -	$\chi_T =$	0,83 -			
$N_{b,y,Rd} =$	441,7 kN	$N_{b,z,Rd} =$	365,5 kN	$N_{b,T,Rd} =$	459,0 kN			
$N_{Ed}/N_{b,y,Rd} =$	0,00	(19) $N_{Ed}/N_{b,z,Rd} =$	0,00	(20) $N_{Ed}/N_{b,T,Rd} =$	0,00	(21)		
Modo de Encurvadura: -				$N_{Ed}/N_{b,Rd} =$	fracionado	$\leq 1,0$	-	
NP EN 1993-1-1, 6.3.2 - Elementos Uniformes em Flexão (Viga) - Bامbeamento								
$L_{cr} =$	6,47 m	LT Beam	C1	C2	C3	z_g	z_j	
$M_{cr} =$	91,14 kN.m	Sim	LT Beam	LT Beam	LT Beam	LT Beam	LT Beam	
$\bar{\lambda}_{LT} =$	0,61 -					mm	mm	
$\alpha_{LT} =$	0,21 -							
$\Phi_{LT} =$	0,73 -							
$\chi_{LT} =$	0,89 -							
$M_{b,Rd} =$	30,2 kN							
$M_{Ed}/M_{b,Rd} =$	0,68	$\leq 1,0$	OK					(22)
NP EN 1993-1-1, 6.3.3 - Elementos Uniformes em Flexão Composta com Compressão (Coluna-Viga)								
Método 2 - Anexo B								
$C_{my} = 0,60$	$k_{yy} = 0,61$							
$C_{mz} = 1,00$	$k_{yz} = 0,63$							
$C_{mLT} = 0,55$	$k_{zy} = 0,98$							
	$k_{zz} = 1,06$							
$N_{Ed}/N_{b,y,Rd}$	$k_{yy} * M_{y,Ed}/M_{b,Rd}$	$k_{yz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rd}$	Eq. 6.61				(23)	
0,00	+ 0,42	+ 0,00	=	0,42	$\leq 1,0$	OK		
$N_{Ed}/N_{b,z,Rd}$	$k_{zy} * M_{y,Ed}/M_{b,Rd}$	$k_{zz} * M_{z,Ed}/M_{z,Rd}$	Eq. 6.62				(24)	
0,00	+ 0,67	+ 0,00	=	0,67	$\leq 1,0$	OK		

9- Rácios de Utilização

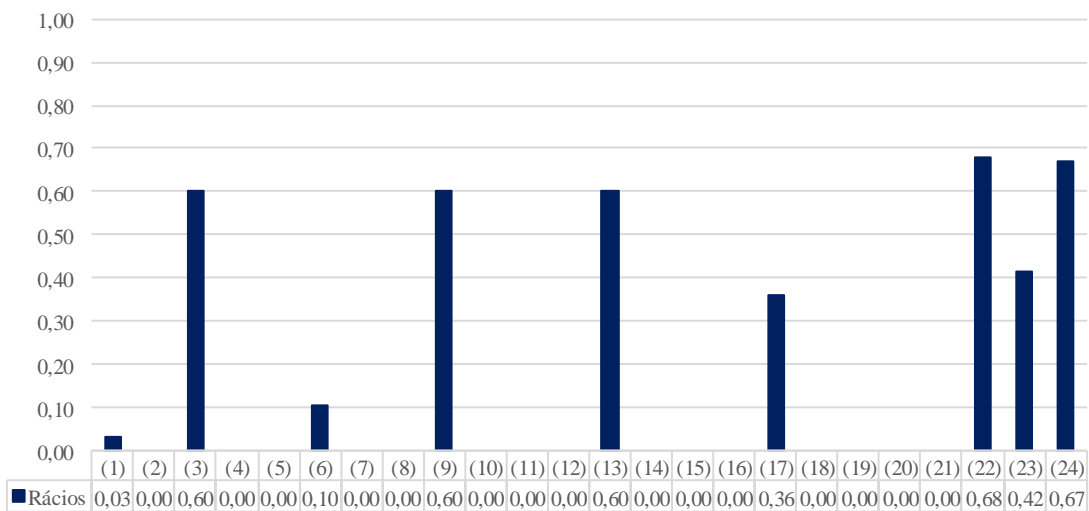


Figura 11.10 - Folha 3 de 3 do relatório de dimensionamento na rotina de cálculo em "Excel" - Travessa 4.7/8

a.1) Determinação do Momento Crítico - Software "LTBeamN"

O cálculo do Mcr da travessa 4, encontra-se no Anexo XVIII.

b) 2º Método de Dimensionamento - Software "SAP2000"

```

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK      (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 2386      X Mid: -1,148      Combo: ELU(W)_T+      Design Type: Brace
Length: 6,471    Y Mid: 2,772        Shape: IPE160        Frame Type: DCL-MRF
Loc : 0,         Z Mid: 43,112       Class: Class 1      Rolled : Yes

Country=CEN Default      Combination=Eq. 6.10      Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)  MultiResponse=Envelopes  P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,      GammaM1=1,      GammaM2=1,25
q=1,5          Omega=1,        GammaOV=1,1
An/Ag=1,      RLLF=1,        PLLF=0,75      D/C Lim=0,95

Aeff=0,002      eNy=0,         eNz=0,
A=0,002        Iyy=8,690E-06  iyy=0,066      Wel,yy=1,086E-04  Weff,yy=1,086E-04
It=0,          Izz=0,         izz=0,018      Wel,zz=1,666E-05  Weff,zz=1,666E-05
Iw=0,          Iyz=0,         h=0,16         Wpl,yy=1,240E-04  Av,y=0,001
E=210000000,   fy=275000,     fu=430000,     Wpl,zz=2,610E-05  Av,z=9,666E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
0,            16,529   20,467      0,008      15,902    0,096     -7,720E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,707 = 0, + 0,706 + 0,001 < 0,95 OK
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force   Capacity  Capacity
Axial 16,529   552,75    552,75

      Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      552,75     622,296   1485,097  1485,097    1,

      Curve Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y) a 0,21     877,752    0,794          0,877      0,799      441,849
MajorB (y-y) a 0,21     877,752    0,794          0,877      0,799      441,849
Minor (z-z) b 0,34     698,431    0,89           1,013      0,668      369,156
MinorB (z-z) b 0,34     698,431    0,89           1,013      0,668      369,156
Torsional TF b 0,34     1485,097   0,61           0,756      0,832      459,871

MOMENT DESIGN
      Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment   Moment        Capacity   Capacity   Capacity   Capacity
Major (y-y) 20,467     20,467      34,1       34,1       34,1       28,997
Minor (z-z) 0,008      0,008      7,178     7,178     7,178     7,178

      Curve AlphaLT  LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      Iw      Mcr
LTB a 0,21         0,694          0,793      0,85       0,       70,716

Factors      kw      C1      C2      C3
1,          1,017    0,       0,
za          zs          zg          zz          zj
0,08       0,       0,08     0,         0,

Factors      kyy      kyz      kzy      kzz
0,993       0,565    1,       0,942

      Ved      Vpl,Rd      Ved/Vpl.Rd      rho
      Force   Capacity    Ratio          Factor
Major (z) 15,902     153,468     0,104         1,
Minor (y) 0,096     203,862     4,711E-04     1,

SHEAR DESIGN
      Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
      Force   Torsion   Capacity   Ratio       Check
Major (z) 15,902     0,        153,468    0,104      OK
Minor (y) 0,096     0,        203,862    0,         OK
    
```

Figura 11.11 - Dimensionamento no "SAP2000" - Montante 4.7/8

c) Comparação de resultados dos dois procedimentos

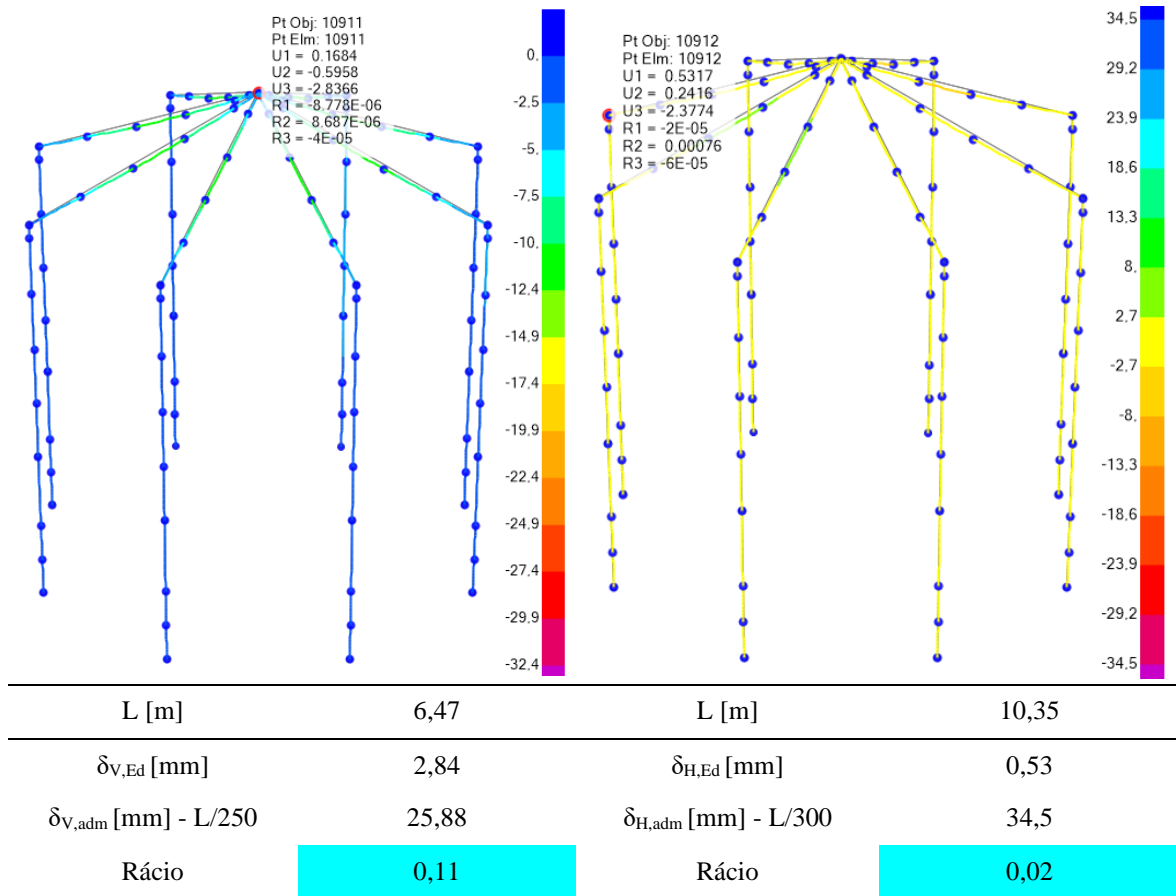
Tabela 11.3 - Quadro comparativo - Travessa 4.7/8

Rácios de ELU ou Parâmetro	Rotina de		Δ (%)	"SAP2000"	Δ (%)
	Cálculo	"LTBeamN" "Excel"			
Momento Crítico [kN.m]	-	91,14	-	70,72	-
Encurvadura em vigas	0,68	-	-	0,71	3,8
Coeficientes de Momento Uniforme	C_{my}	0,60	-	-	-
	C_{mz}	1,00	-	-	-
	C_{mLT}	0,55	-	-	-
Fatores de Interação k_{ij}	k_{yy}	0,61	-	0,99	62,3
	k_{yz}	0,63	-	0,57	9,5
	k_{zy}	0,98	-	1,00	2,0
	k_{zz}	1,06	-	0,94	11,3
Encurvadura em colunas-vigas	Eq. 6.61	0,42	-	-	-
	Eq. 6.62	0,67	-	0,71	6,0

11.1.1.2. Estados Limites de Utilização

Foi verificada a segurança ao estado limite de serviço limitando as flechas nos montantes e nas travessas a $L/250$ e $L/300$ respetivamente.

Tabela 11.4 - Dimensionamento aos ELS - Pórticos da torre metálica



11.1.1.3. Conclusão

Na figura mostram-se os rácios de todas as barras.

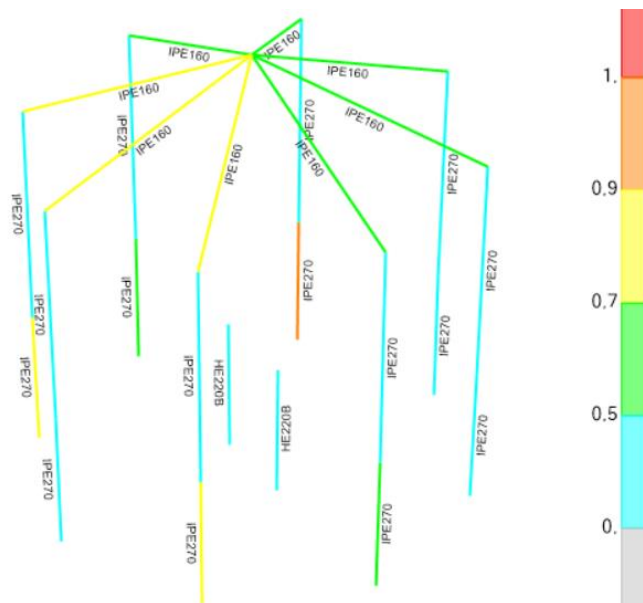


Figura 11.12 - Rácios de dimensionamento

O dimensionamento dos restantes elementos metálicos consta do Anexo XVIII deste Projeto.

11.2. Ligações Metálicas

Neste subcapítulo junta-se a informação que serviu para o cálculo de algumas das ligações metálicas.

11.2.1. Asnas da Cobertura

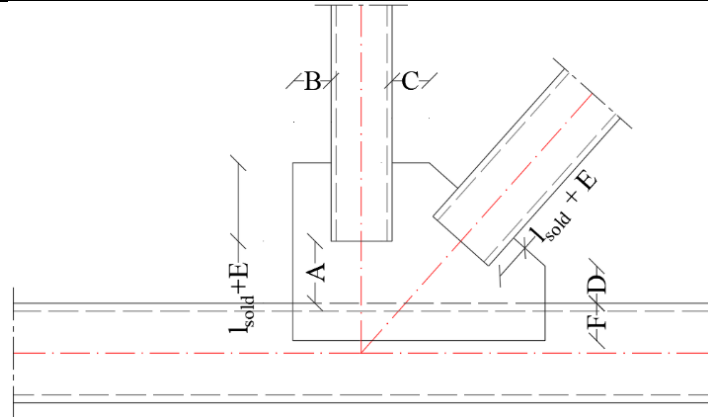
11.2.1.1. Goussets

Os nós das asnas que recebem as barras estão ligados si por chapas designadas por *goussets*. A geometria dos *goussets* foi determinada recorrendo a uma folha de cálculo em “Excel” com base nas seguintes premissas:

- Cálculo dos esforços axiais nas barras para todas as combinações;
- Definição da geometria dos *goussets* (espessura e dimensões);
- Dimensionamento dos comprimentos das soldaduras nas barras de ligação aos *goussets*;
- Transferência dos esforços para o centro de gravidade dos *goussets* nas secções tipo e determinação das tensões axial e de corte nessas secções;
- Verificação das tensões admissíveis.

Tabela 11.5 - Elementos geométricos dos *goussets*

Parâmetro geométrico	Dimensão [mm]
A	50
B	30
C	30
D	30
E	10
F	30



Todos os cálculos dos *goussets*, assim como as tabelas e ábacos referentes a outros dimensionamentos fazem parte de um CD deste TFM, que inclui também todos os anexos.

11.2.1.2. “Chapa de topo” tipo - Cordões superiores e inferiores

Calcularam-se no *software “Robot Structural Analysis”* as ligações do tipo “cobre-junta” dos cordões superiores e inferiores das barras das asnas.

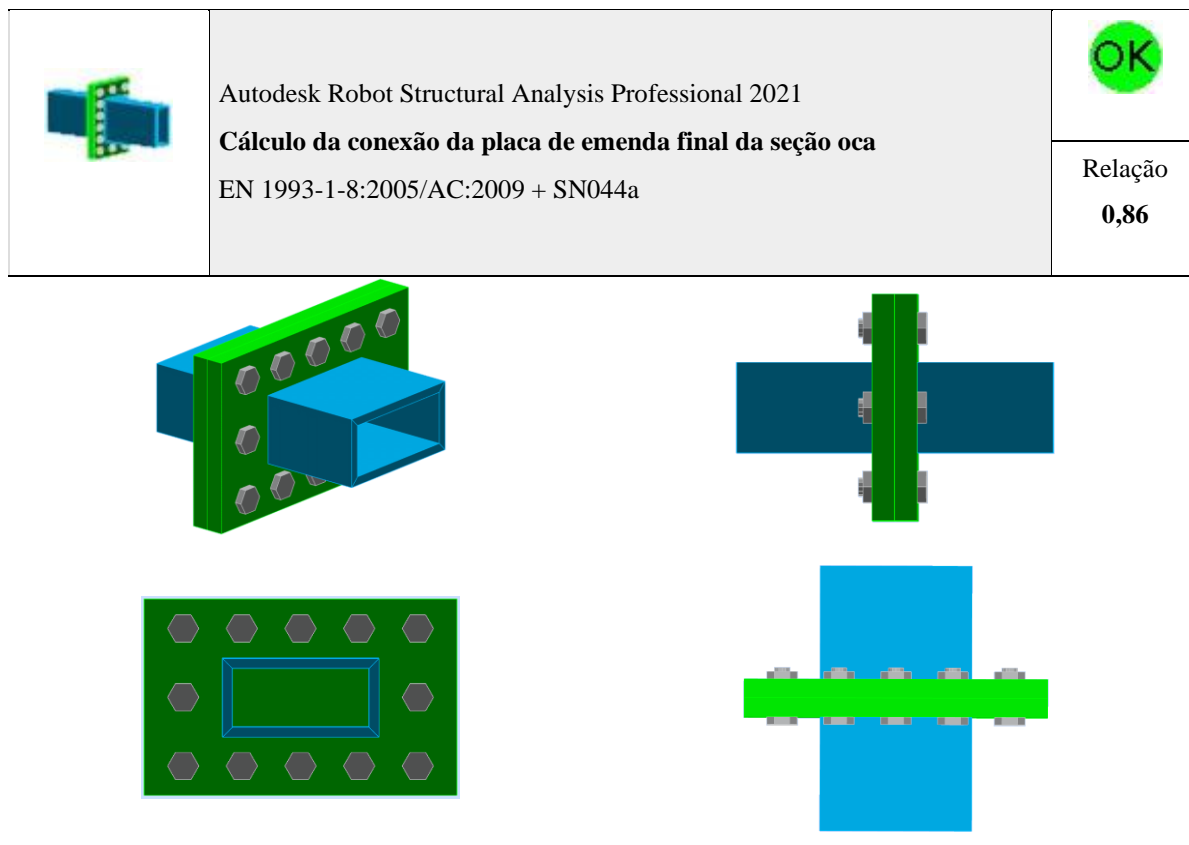


Figura 11.13 - Exemplo de uma ligação tipo

No Anexo XIX faz-se referência ao cálculo completo desta ligação.

11.2.1.3. Apoios Fixos e Móveis

Os apoios fixos e móveis de ligação das asnas às estruturas de betão armado constam das peças desenhadas que acompanham este TFM.

O dimensionamento das restantes ligações metálicas consta do Anexo XIX.

11.3. Estruturas em Betão Armado

O dimensionamento dos elementos de betão armado foi realizado com base no EC2-1 a partir dos esforços e deformações calculados no “SAP2000” nas diferentes estruturas.

11.3.1. Silo de Retenção

As paredes do silo de retenção foram calculadas consultando também bibliografia da especialidade.

Os resultados referentes ao dimensionamento das armaduras foram determinados a partir de uma folha de cálculo em “Excel” e comparados com outros obtidos em *softwares* de referência.

11.3.1.1. Dimensionamento aos Estados Limites Últimos

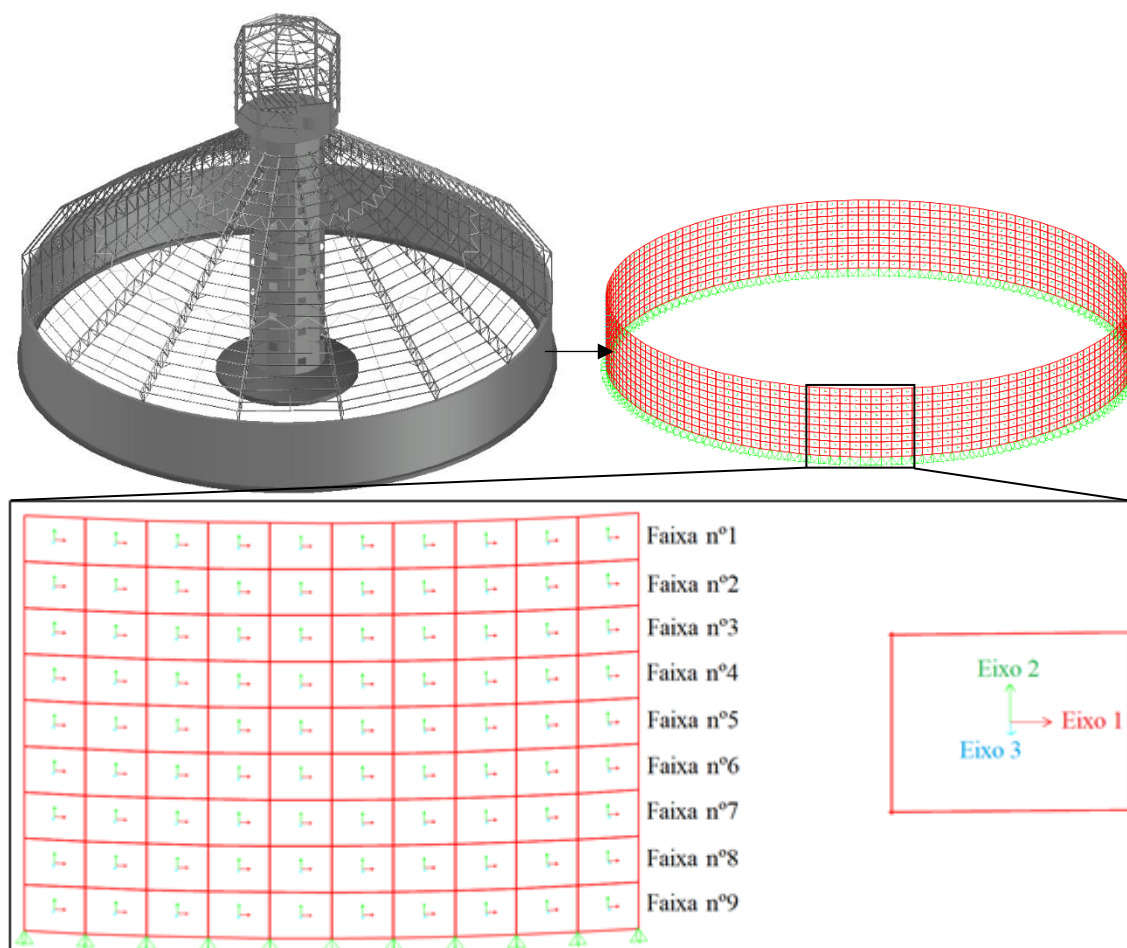


Figura 11.14 - Paredes do silo de retenção - Eixos locais dos elementos de superfície

- **Envolventes dos esforços para os ELU**

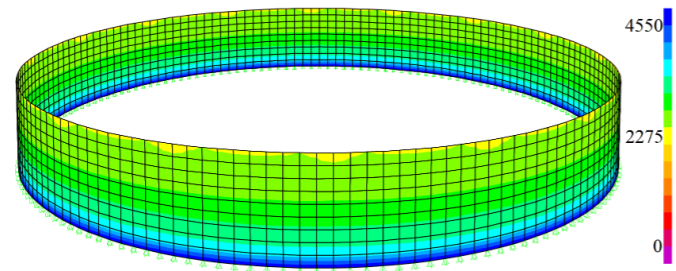


Figura 11.15 - Esforços axiais de tração F_{11} [kN/m]

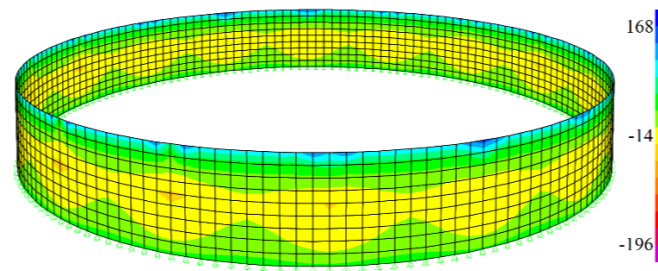


Figura 11.16 - Esforços axiais de tração F_{22} [kN/m]

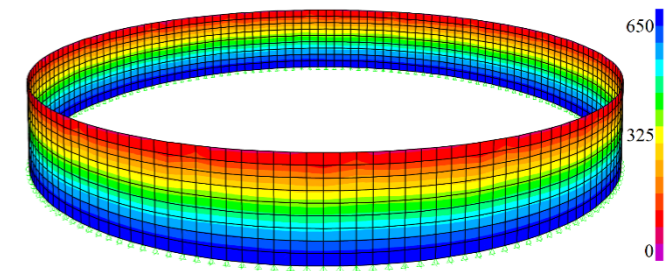


Figura 11.17 - Esforços axiais de tração F_{12} [kN/m]

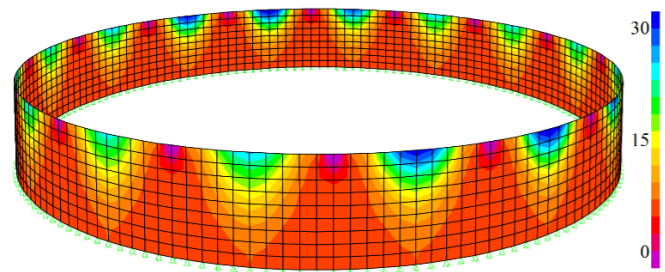


Figura 11.18 - Momentos fletores máximos positivos M_{11} [kN.m/m]

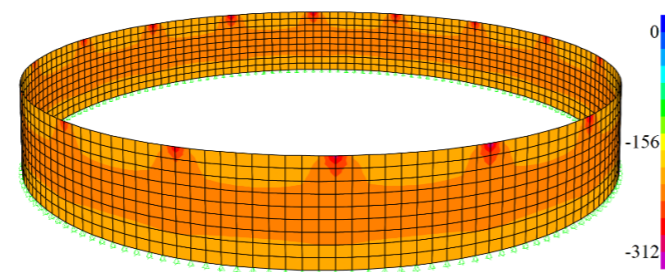


Figura 11.19 - Momentos fletores mínimos negativos M_{11} [kN.m/m]

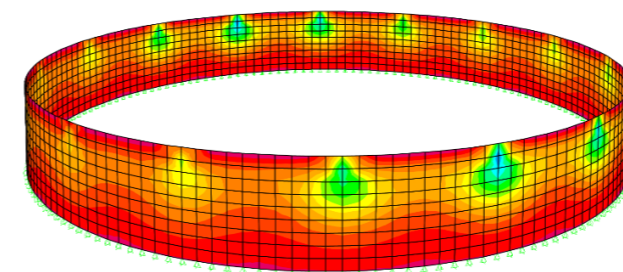


Figura 11.20 - Momentos fletores máximos positivos M_{22} [kN.m/m]

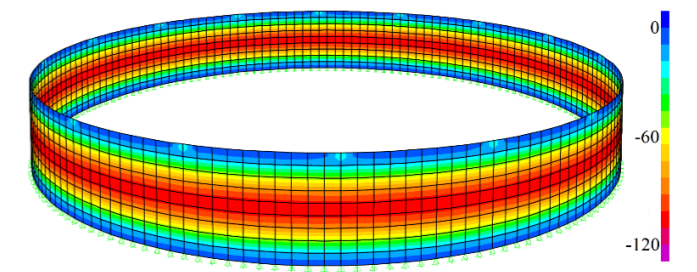


Figura 11.21 - Momentos fletores mínimos negativos M_{22} [kN.m/m]

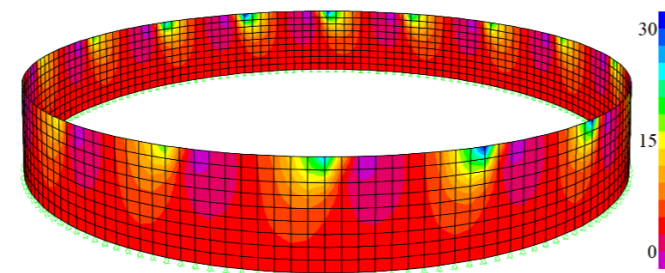


Figura 11.22 - Momentos torsores máximos positivos M_{12} [kN.m/m]

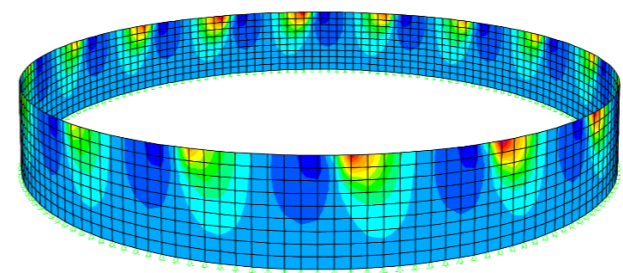


Figura 11.23 - Momentos torsores mínimos negativos M_{12} [kN.m/m]

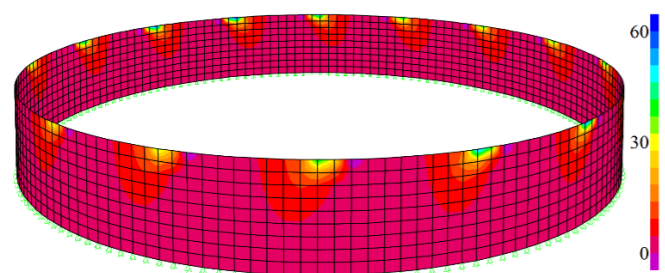


Figura 11.24 - Esforços transversos máximos V_{13} [kN/m]

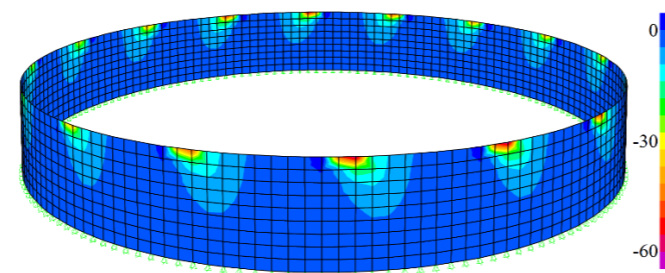


Figura 11.25 - Esforços transversos mínimos V_{13} [kN/m]

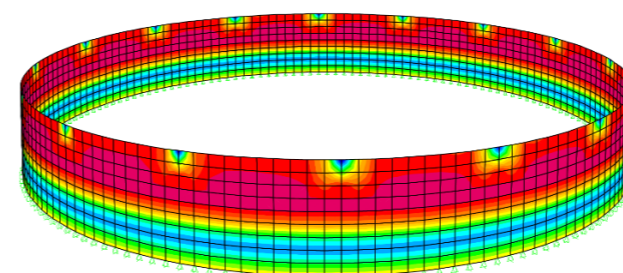


Figura 11.26 - Esforços transversos máximos V_{23} [kN/m]

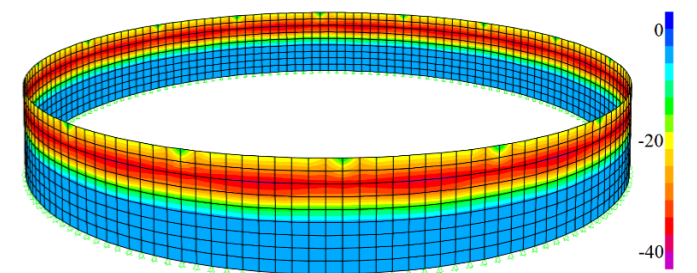


Figura 11.27 - Esforços transversos mínimos V_{23} [kN/m]

a) Folha de cálculo do dimensionamento das paredes

Tabela 11.6 - Armaduras circunferenciais segundo o eixo 1

Faixa horizontal	Combinação de Ações	b _t [cm]	h [cm]	d _{radiais} [cm]	A _{sh,min} [cm ² /m]	θ [°]	F ₁₁ [kN/m]	F ₁₂ [kN/m]	M ₁₁ [kN.m/m]	M ₁₂ [kN.m/m]	V ₁₃ [kN/m]	V ₂₃ [kN/m]	A _{s,cal} [cm ² /m]		Armadura		A _{s,adot} [cm ² /m]	
													Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior
1	ELU(T-)_SC_W	100	50	47	5,0	45	1783,2	65,8	-320,6	-13,1	-87,6	27,3	40,7	4,4	φ20//0,075	φ20//0,15 + //16//0,15	41,9	34,3
1	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	2499,2	66,2	19,7	7,7	6,6	4,4	28,1	31,1				
2	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	2590,7	195,2	5,0	-0,1	2,3	10,6	31,8	32,3	φ20//0,15 + φ16//0,15	φ20//0,15 + //16//0,15	34,3	34,3
2	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	2585,5	178,4	16,8	7,1	6,2	2,1	30,6	33,2				
3	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	2701,7	276,8	5,6	1,1	2,5	4,2	33,9	34,7	φ20//0,075	φ20//0,075	41,9	41,9
3	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	2700,1	269,9	15,6	4,6	3,7	1,2	33,1	35,3				
4	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	2843,7	366,4	6,3	1,4	2,7	2,8	36,5	37,4	φ20//0,075	φ20//0,075	41,9	41,9
4	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	2841,0	355,7	11,6	6,0	4,8	1,9	35,9	37,8				
5	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	3014,1	447,4	6,0	2,0	2,7	2,8	39,4	40,3	φ20//0,075	φ20//0,075	41,9	41,9
5	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	3009,6	440,7	10,6	4,3	3,2	2,5	38,9	40,5				
6	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	3208,2	521,2	5,7	2,4	2,7	2,9	42,5	43,4	φ25//0,1	φ25//0,1	49,1	49,1
6	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	3203,0	517,0	8,8	4,1	2,9	2,9	42,1	43,5				
7	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	3424,8	588,8	5,4	2,7	2,7	3,3	45,8	46,6	φ25//0,1	φ25//0,1	49,1	49,1
7	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	3421,0	584,2	7,1	4,4	3,2	3,5	45,5	46,7				
8	ELU(T-)_W_I	100	50	47	5,0	45	3479,1	5,9	-207,2	-0,2	-0,1	37,7	51,4	28,8	φ25//0,1	φ25//0,1	49,1	49,1
8	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	3657,9	649,5	7,0	3,8	2,7	4,4	49,0	50,2				
9	ELU(T-)_W_I	100	50	47	5,0	45	4835,2	4,2	-203,8	-0,1	0,0	18,6	66,7	44,6	φ25//0,075	φ25//0,075	65,5	65,5
9	ELU(S2)	100	50	47	5,0	45	3918,1	699,5	6,9	3,6	2,5	5,1	52,6	53,7				

Tabela 11.7 - Armaduras verticais segundo o eixo 2

Faixa horizontal	Combinação de Ações	b _t [cm]	h [cm]	d _{radiais} [cm]	A _{sv,min} [cm ² /m]	A _{sv,max} [cm ² /m]	θ [°]	F ₂₂ [kN/m]	F ₁₂ [kN/m]	M ₂₂ [kN.m/m]	M ₁₂ [kN.m/m]	V ₁₃ [kN/m]	V ₂₃ [kN/m]	A _{s,cal} [cm ² /m]		Armadura		A _{s,adot} [cm ² /m]	
														Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior
1	ELU(W)_SC_T-	100	50	46	10,0	200,0	45	72,0	73,9	1,7	-35,1	-110,3	15,1	3,7	0,1	φ12//0,1	φ12//0,1	11,30	11,30
1	ELU(W)_T-	100	50	46	10,0	200,0	45	158,7	31,6	19,2	16,6	47,5	-8,8	0,4	4,3				
2	ELU(T-)_SC_W_I	100	50	46	10,0	200,0	45	-55,3	25,5	-46,8	-8,6	-7,5	-36,4	3,2	0,0	φ12//0,1	φ12//0,1	11,30	11,30
2	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	26,8	169,5	7,7	10,4	8,8	2,8	1,3	3,3				
3	ELU(T-)_W_I	100	50	46	10,0	200,0	45	-35,2	5,6	-85,0	-1,1	-0,9	-36,4	4,8	0,0	φ12//0,1	φ12//0,1	11,30	11,30
3	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	17,9	263,1	8,3	8,3	7,2	1,8	2,4	4,2				
4	ELU(T-)_W_I	100	50	46	10,0	200,0	45	-22,3	6,3	-105,0	-0,5	-0,5	-21,8	5,8	0,0	φ12//0,1	φ12//0,1	11,30	11,30
4	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	12,2	352,6	7,5	7,1	5,6	2,3	3,4	5,0				
5	ELU(T-)_W_I	100	50	46	10,0	200,0	45	-14,1	8,8	-104,4	-1,0	-0,7	-0,9	5,7	0,0	φ12//0,1	φ12//0,1	11,30	11,30
5	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	15,4	438,3	5,8	5,4	4,1	2,6	4,7	5,9				
6	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	17,4	519,9	4,7	3,1	2,8	2,9	5,8	6,7	φ12//0,1	φ12//0,1	11,30	11,30
6	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	17,5	514,4	4,8	4,8	3,6	3,0	5,6	6,7				
7	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	21,8	588,3	3,5	3,2	2,7	3,5	6,7	7,4	φ12//0,1	φ12//0,1	11,30	11,30
7	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	23,2	585,8	3,4	3,9	2,8	3,5	6,7	7,5				
8	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	27,7	650,6	2,4	3,3	2,7	4,3	7,6	8,2	φ12//0,1	φ12//0,1	11,30	11,30
8	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	29,1	649,5	2,2	3,8	2,7	4,4	7,5	8,2				
9	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	35,0	699,9	2,2	3,3	2,6	5,0	8,2	8,8	φ12//0,1	φ12//0,1	11,30	11,30
9	ELU(S2)	100	50	46	10,0	200,0	45	36,1	699,5	2,2	3,6	2,5	5,1	8,2	8,9				

b) Dimensionamento através do “GaLa Reinforcement”

Nos elementos seguintes junta-se o exemplo dos resultados de dimensionamento das armaduras circunferenciais e verticais na faixa horizontal 1 da parede do silo calculadas neste *software*.

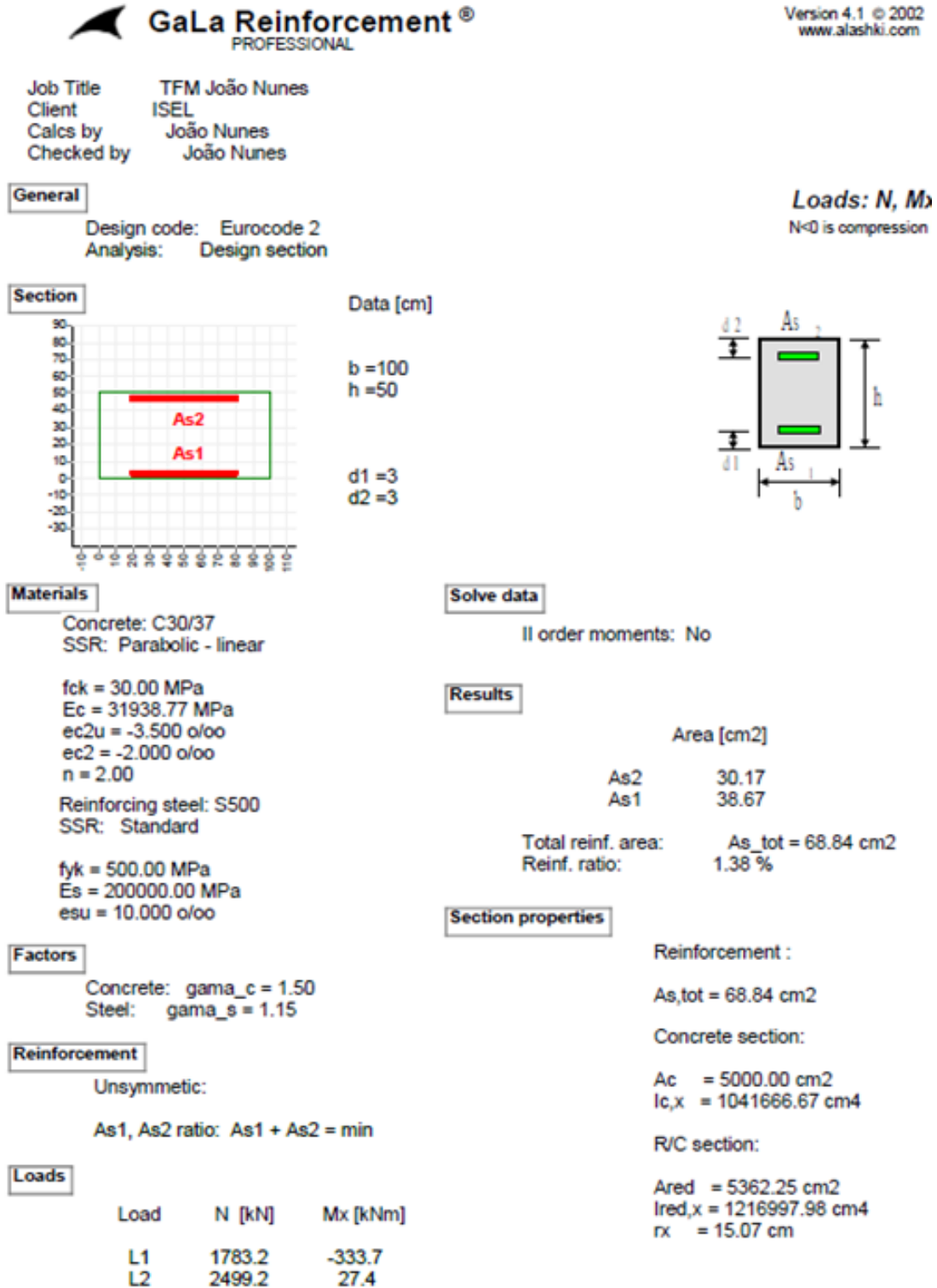


Figura 11.28 - Dimensionamento das armaduras circunferenciais - Faixa horizontal 1

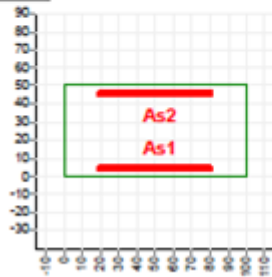
Job Title TFM João Nunes
Client ISEL
Calcs by João Nunes
Checked by João Nunes

General

Design code: Eurocode 2
Analysis: Design section

Loads: N, Mx
N<0 is compression!

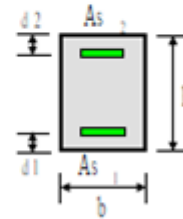
Section



Data [cm]

b = 100
h = 50

d1 = 4
d2 = 4



Materials

Concrete: C30/37
SSR: Parabolic - linear

fck = 30.00 MPa
Ec = 31938.77 MPa
ec2u = -3.500 o/oo
ec2 = -2.000 o/oo
n = 2.00

Reinforcing steel: S500
SSR: Standard

fyk = 500.00 MPa
Es = 200000.00 MPa
esu = 10.000 o/oo

Solve data

II order moments: No

Results

	Area [cm ²]
As2	4.18
As1	3.42
Total reinf. area:	As_tot = 7.60 cm ²
Reinf. ratio:	0.15 %

Factors

Concrete: gama_c = 1.50
Steel: gama_s = 1.15

Reinforcement

Unsymmetric:

As1, As2 ratio: As1 + As2 = min

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	145.9	-33.5
L2	190.2	35.8

Section properties

Reinforcement :

As,tot = 7.60 cm²

Concrete section:

Ac = 5000.00 cm²
Ic,x = 1041666.67 cm⁴

R/C section:

Ared = 5039.99 cm²
Ired,x = 1059303.44 cm⁴
rx = 14.50 cm

Figura 11.29 - Dimensionamento das armaduras verticais - Faixa horizontal 1

c) Comparação de resultados dos dois procedimentos

Tabela 11.8 - Faixa horizontal 1

Armaduras de cálculo [cm ² /m]	Folha de Cálculo "Excel"	"GaLa Reinforcement"	Δ (%)
Circunferenciais Exteriores	40,7	38,7	4,9
Circunferenciais Interiores	31,1	30,2	2,9
Verticais Exteriores	3,7	3,4	7,6
Verticais Interiores	4,3	4,2	2,3

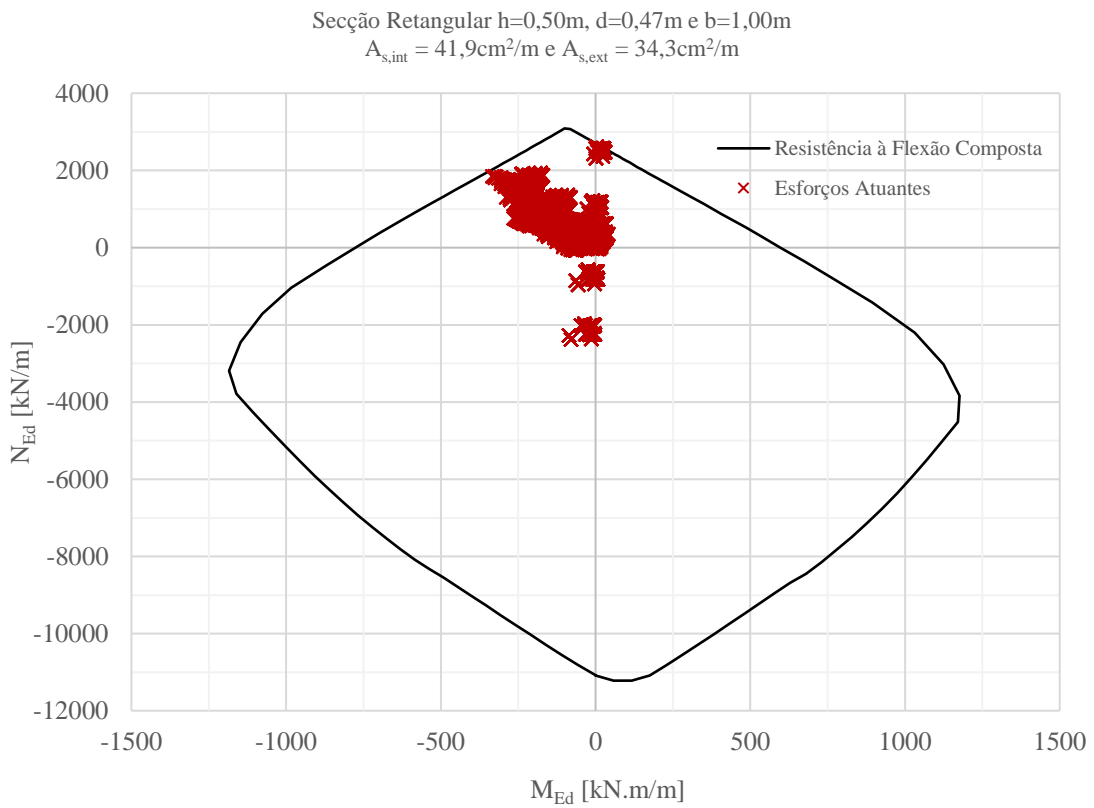


Figura 11.30 - Esforços circunferenciais na faixa horizontal 1 - Dimensionamento no “GaLa”

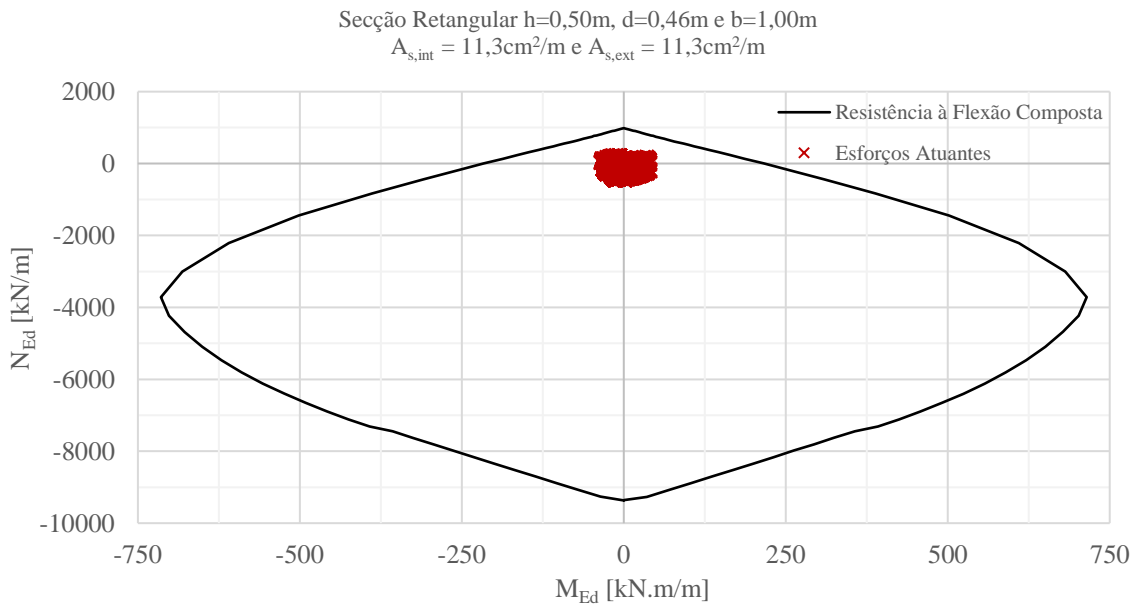


Figura 11.31 - Esforços verticais na faixa horizontal 1 - Dimensionamento no “GaLa”

Segundo os ábacos das figuras anteriores concluiu-se que as secções consideradas (geometria, armaduras e classe de betão) respeitam os critérios de segurança.

d) Esforço Transverso

Na Tabela 11.9 resume-se o dimensionamento ao esforço transverso.

Tabela 11.9 - Dimensionamento ao esforço transverso

Faixa Horizontal Direção i	Combinação	V _{Ed,i3} [kN/m]	C _{Rd,c}	d [mm]	k	A _{sl} [mm ² /m]		b _w [mm]	ρ _L	f _{ck} [MPa]	k ₁	N _{Ed} [N/m]	A _c [mm ²]	f _{cd} [MPa]	σ _{cp} [MPa]	V _{Rd,c} [kN/m]	V _{Ed} < V _{Rd,c}
						Eixo i3 Int	Ext										
1-1	ELU(W)_SC_I	110,4	0,12	470	1,65	4187	3433	1000	0,007	30	0,15	0	500000	20	0,000	260,8	Verifica
1-2	ELU(W)_SC	47,1	0,12	470	1,65	1130	1130	1000	0,002	30	0,15	0	500000	20	0,000	191,4	Verifica
2-1	ELU(W)_SC_T-	23,9	0,12	470	1,65	3433,333	3433,333	1000	0,007	30	0,15	0	500000	20	0,000	260,8	Verifica
2-2	ELU(T-)_I	38,1	0,12	470	1,65	1130	1130	1000	0,002	30	0,15	0	500000	20	0,000	191,4	Verifica
3-1	ELU(W)_SC_T-	13,7	0,12	470	1,65	4186,667	4186,667	1000	0,009	30	0,15	0	500000	20	0,000	278,6	Verifica
3-2	ELU(T-)_SC_W_I	38,3	0,12	470	1,65	1130	1130	1000	0,002	30	0,15	0	500000	20	0,000	191,4	Verifica
4-1	ELU(W)_SC_T-	7,4	0,12	470	1,65	4186,667	4186,667	1000	0,009	30	0,15	0	500000	20	0,000	278,6	Verifica
4-2	ELU(T-)_SC_W_I	24,6	0,12	470	1,65	1130	1130	1000	0,002	30	0,15	0	500000	20	0,000	191,4	Verifica
5-1	ELU(S2)	5,8	0,12	470	1,65	4186,667	4186,667	1000	0,009	30	0,15	0	500000	20	0,000	278,6	Verifica
5-2	ELU(S2)	5,4	0,12	470	1,65	1130	1130	1000	0,002	30	0,15	0	500000	20	0,000	191,4	Verifica
6-1	ELU(S2)	4,7	0,12	470	1,65	4910	4910	1000	0,010	30	0,15	0	500000	20	0,000	293,8	Verifica
6-2	ELU(T-)_W	20,9	0,12	470	1,65	1130	1130	1000	0,002	30	0,15	0	500000	20	0,000	191,4	Verifica
7-1	ELU(S2)	4,0	0,12	470	1,65	4910	4910	1000	0,010	30	0,15	0	500000	20	0,000	293,8	Verifica
7-2	ELU(T-)_W	35,9	0,12	470	1,65	1130	1130	1000	0,002	30	0,15	0	500000	20	0,000	191,4	Verifica
8-1	ELU(S2)	3,5	0,12	470	1,65	4910	4910	1000	0,010	30	0,15	0	500000	20	0,000	293,8	Verifica
8-2	ELU(T-)_W	37,9	0,12	470	1,65	1130	1130	1000	0,002	30	0,15	0	500000	20	0,000	191,4	Verifica
9-1	ELU(S2)	3,2	0,12	470	1,65	6546,667	6546,667	1000	0,014	30	0,15	0	500000	20	0,000	323,4	Verifica
9-2	ELU(T-)_SC_W	18,9	0,12	470	1,65	1130	1130	1000	0,002	30	0,15	0	500000	20	0,000	191,4	Verifica

11.3.1.2. Estados Limites de Utilização

a) Fendilhação

Tabela 11.10 - Armaduras mínimas de fendilhação - EC2-1

Faixa Horizontal - Direção i	k_c	h [m]	k	A_{ct} [cm ²]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	f_{yk} [MPa]	$A_{s,min,horiz}$ [cm ² /m] por face
1-1	1	0,5	0,86	5000	2,9	500	12,5
2-1	1	0,5	0,86	5000	2,9	500	12,5
3-1	1	0,5	0,86	5000	2,9	500	12,5
4-1	1	0,5	0,86	5000	2,9	500	12,5
5-1	1	0,5	0,86	5000	2,9	500	12,5
6-1	1	0,5	0,86	5000	2,9	500	12,5
7-1	1	0,5	0,86	5000	2,9	500	12,5
8-1	1	0,5	0,86	5000	2,9	500	12,5
9-1	1	0,5	0,86	5000	2,9	500	12,5

Recorreu-se, também, ao “*GaLa Reinforcement*” para o cálculo das aberturas de fendas. Na tabela resume-se os valores obtidos necessários ao controlo da fendilhação nas diferentes faixas das paredes do *stock* polar.

Tabela 11.11 - Cálculo de abertura de fendas - “*GaLa Reinforcement*”

Faixa Horizontal Direção i	N_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kN.m/m]	ϵ_s [‰]	ϵ_c [‰]	S_{rm} [mm]	w_m [mm]	w_k [mm]	w_s [mm]	Segurança
1-1	296,7	-8,7	0,10	-	119,2	0,012	0,020	0,020	Verifica
	18,2	-43,4	0,07	-0,04	85,8	0,006	0,009	0,010	Verifica
2-1	445,4	-6,2	0,17	-	132,3	0,023	0,039	0,039	Verifica
	263,3	-19,2	0,13	-	115,7	0,015	0,025	0,025	Verifica
3-1	613,1	-3,9	0,19	-	119,6	0,023	0,038	0,038	Verifica
	430,8	-9,6	0,14	-	115,0	0,016	0,028	0,028	Verifica
4-1	789,0	-2,3	0,24	-	120,6	0,029	0,049	0,049	Verifica
	599,9	5,8	0,19	-	118,6	0,022	0,038	0,038	Verifica
5-1	970,3	-1,5	0,29	-	121,1	0,035	0,060	0,060	Verifica
	774,2	4,2	0,24	-	119,9	0,028	0,048	0,048	Verifica
6-1	1155,6	-1,0	0,30	-	126,1	0,037	0,063	0,063	Verifica
	954,9	2,9	0,25	-	125,3	0,031	0,053	0,053	Verifica
7-1	1343,1	-0,7	0,34	-	126,2	0,043	0,074	0,074	Verifica
	1139,8	1,9	0,29	-	125,8	0,037	0,063	0,063	Verifica
8-1	1531,4	-0,6	0,39	-	126,2	0,049	0,084	0,084	Verifica
	1327,4	1,2	0,34	-	126,1	0,043	0,074	0,074	Verifica
9-1	1719,2	-0,2	0,36	-	107,2	0,038	0,065	0,065	Verifica
	1516,7	0,8	0,29	-	107,1	0,031	0,053	0,053	Verifica

Job Title TFM João Nunes
Client ISEL
Calcs by João Nunes
Checked by João Nunes

General

Design code: Eurocode 2
Analysis: Crack widths

Loads: N, M

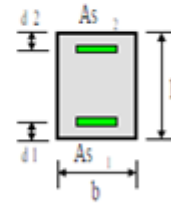
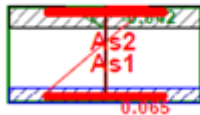
N<0 is compression

Section

Data [cm]

b = 100
h = 50

d1 = 3
d2 = 3



Materials

Concrete: C30/37
SSR: Parabolic - linear

fck = 30.00 MPa
Ec = 31938.77 MPa
ec2u = -3.500 o/oo
ec2 = -2.000 o/oo
n = 2.00

Reinforcing steel: S500
SSR: Standard

fyk = 500.00 MPa
Es = 200000.00 MPa
esu = 10.000 o/oo

Results: Legend

es - mean steel strain for Bar
ec - concrete strain
Srm - average final crack spacing
Wm - average crack width for bar axis
Wk - design crack width for bar axis
Ws - design crack width for section surface

Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	1	0.10	No	119.193	0.01197	0.02034	0.02035
L2	1	0.07	-0.04	85.800	0.00558	0.00949	0.01029

Reinforcement

Unsymmetric:

As1 = 41.9cm² As2 = 34.3cm²

Section properties

Reinforcement :

As,tot = 76.20 cm²

Concrete section:

Ac = 5000.00 cm²
Ic,x = 1041666.67 cm⁴

R/C section:

Ared = 5400.96 cm²
Ired,x = 1235732.80 cm⁴
rx = 15.13 cm

Loads

Load	N [kN]	Mx [kNm]
L1	296.74	-8.74
L2	18.22	-43.36

Solve data

Loading kind: Sustained, Repeated
Bars type: High bond
Section type: Closed cracks
Cracks kind: Induced
Maximal bar diameter : 20 mm

Figura 11.32 – Cálculo das aberturas de fendas - Faixa horizontal 1

Nota: Na direção vertical não há fendilhação uma vez que as paredes estão sempre comprimidas.

b) Deformação

Os deslocamentos máximos não ultrapassam os 3mm no silo e são inferiores aos admissíveis.

O dimensionamento dos restantes elementos de betão armado consta do Anexo XX.

11.3.2. Sapatas

As sapatas dos silos foram dimensionadas segundo os critérios explicados na memória descritiva e recorrendo a uma folha de cálculo em “Excel”.

11.3.2.1. Sapata do Silo de Retenção

a) ELU - STR - Flexão

O pré-dimensionamento da sapata foi condicionado pela combinação GEO.

De referir, que os aparelhos de apoio da ligação das paredes do silo de retenção às fundações só transmitem cargas verticais.

Tabela 11.12 - Pré-dimensionamento da sapata

N [kN/m]	c	σ_{adm} [kPa]	A [m ²]	a [m]	a0[m]	b0[m]	H[m]
186,6	1,1	200	1,5*	1,5	0,5	1,0	0,5*

Tabela 11.13 - Esforços na base da sapata e tensão no solo

N_b [kN/m]	σ_{solo} [kPa]
211,9	94,2

O cálculo das armaduras radiais e circunferenciais é condicionada pela carga vertical sísmica $N_b=296,4\text{kN/m}$, resultando:

Tabela 11.14 - Dimensionamento das armaduras radiais e circunferenciais

N_b [kN/m]	c^* [m]	d [m]	F_t [kN/m]	f_{yd} [MPa]	$A_{s,rad}$ [cm ² /m]		$A_{s,circ}$ [cm ² /m]	
					Cálculo	Adotada	Cálculo	Adotada
296,4	0,05	0,45	82,3	434,8	1,89	2,51($\phi 8//0,20$)	0,47	2,51($\phi 8//0,20$)

Notas: c^* é o recobrimento adotado para as armaduras do silo.

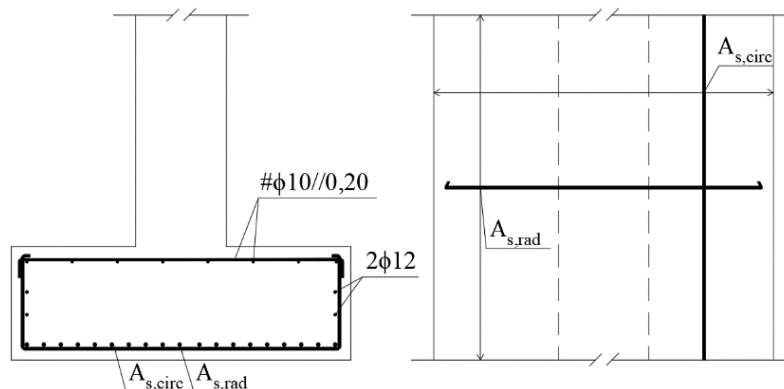


Figura 11.33 - Armaduras na sapata contínua do silo de retenção

b) ELU - STR - Punçoamento

Uma vez que a sapata é rígida a verificação ao punçoamento está garantida.

c) ELS - Fendilhação

A fendilhação foi verificada através do controlo indireto.

d) ELU - GEO - Rotura do solo de fundação

A verificação foi feita segundo a abordagem de cálculo 1 para a combinação 1 a partir de uma análise de tensões totais.

Tabela 11.15 - Parâmetros resistentes de cálculo e peso volúmico do solo de fundação

ϕ'_d [°]	c'_d [°]	γ_d [kN/m ³]
25,0	10,0	18,0

Tabela 11.16 - Geometria da sapata

B [m]	L [m]	D [m]	H [m]	α [°]
1,5	1,0	1,5	0,5	0

Tabela 11.17 - Carga vertical e respetiva inclinação

V'_d [kN/m]	θ [°]
248	0

Nota: A carga vertical inclui também o peso da terra sobre a sapata.

Tabela 11.18 - Coeficientes de capacidade resistente

N_q [-]	N_c [-]	N_γ [-]
10,66	20,72	9,01

Tabela 11.19 - Fatores corretivos da forma da sapata

s_q [-]	s_c [-]	s_γ [-]
1	1	1

Tabela 11.20 - Fatores corretivos da inclinação da carga

i_q [-]	i_c [-]	i_γ [-]	m [-]
1	1	1	2

Tabela 11.21 - Fatores corretivos da inclinação da base da sapata

b_q [-]	b_c [-]	b_γ [-]
1	1	1

Tabela 11.22 - Capacidade resistente do solo de fundação e verificação da segurança

q'_{rd} [kPa]	R'_d [kN/m]	V'_d [kN/m]	Segurança
617	925	\geq 248	Verifica

Verificou-se, também, se as camadas do solo de fundação interferiam com a profundidade atingida pelo bolbo de pressões na rotura. Concluiu-se que não existia qualquer interferência.

e) ELU - EQU - Deslizamento

Não há deslizamento da sapata do silo.

f) EQU - Derrubamento

A verificação ao derrubamento é assegurada uma vez que se trata de uma sapata contínua com toda a superfície em contacto com a fundação para qualquer combinação de ações.

11.3.2.2. Sapata da Torre Central

a) ELU - STR - Flexão

O pré-dimensionamento foi condicionado pela combinação GEO e conduziu aos resultados a seguir indicados.

Tabela 11.23 - Pré-dimensionamento da geometria da sapata do silo central

N [kN]	c	σ_{adm} [kPa]	A [m ²]	d [m]	a_0 e b_0 [m]	H [m]	H_0 [m]
47753	1,1	250	210,11	16,50	9,10	1,90	0,65

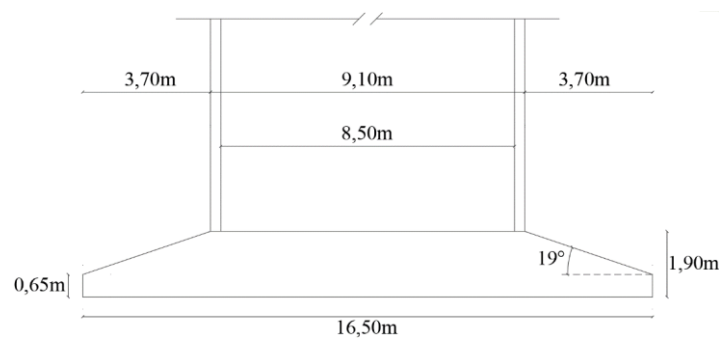


Figura 11.34 - Geometria da sapata

O dimensionamento foi realizado através da modelação da sapata no “SAP2000” recorrendo à funcionalidade “Joint Patterns”, que permite considerar a inércia variável da fundação.

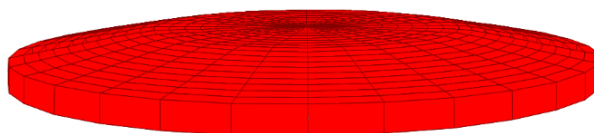


Figura 11.35 - Sapata modelada no “SAP2000”

Calcularam-se os esforços na base da sapata N_b , M_{xxb} e M_{yyb} e verificou-se para as combinações GEO e Sísmica que a sapata estava toda em contacto com o terreno com tensões inferiores às admissíveis.

Tabela 11.24 - Tensões no solo de fundação

Combinação Condicionante	$\sigma_{\text{máx}}$ [kPa]	$\sigma_{\text{mín}}$ [kPa]	σ_{adm} [kPa]	Segurança
ELU (S2)	315,19	52,55	500	Verifica
ELU(W)_SC_I_T+	265,73	240,07	250	Verifica

Recorreu-se a um modelo de flexão em elementos finitos para o cálculo das armaduras. As funcionalidades “*Joint Patterns*” e “*Surface Pressure*” do “SAP2000” permitiram calcular as tensões exercidas nos terrenos de fundação.

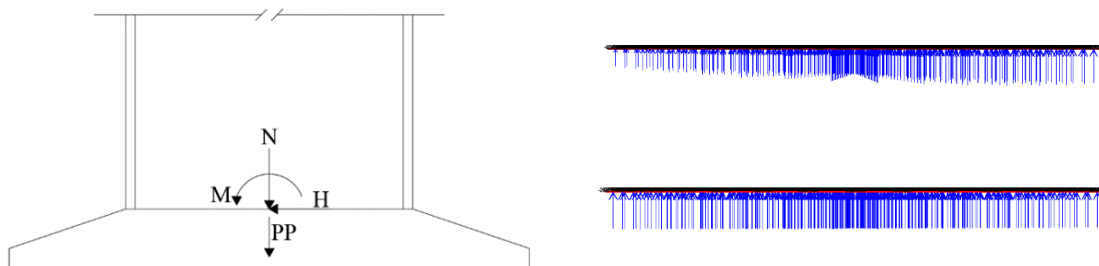


Figura 11.36 - Esforços considerados no dimensionamento da sapata circular do silo central. Tensões - ELU (S2) e ELU(W)_SC_I_T+

Para o cálculo das armaduras dividiu-se a sapata em 17 coroas circulares, tendo-se considerado também, uma zona central cujas armaduras foram colocadas ortogonalmente.

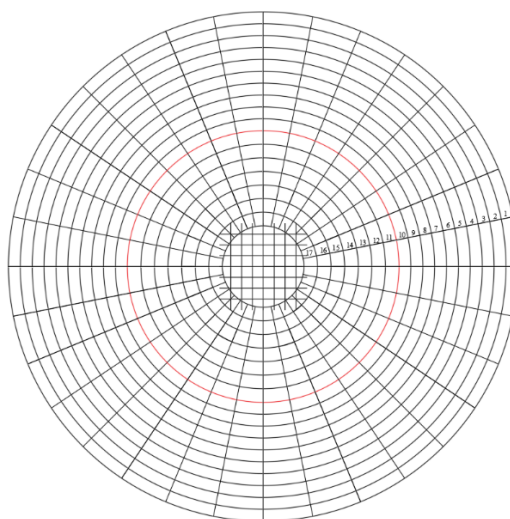


Figura 11.37 - Disposição das armaduras radiais e circunferenciais

Nas figuras e nas tabelas seguintes indicam-se os momentos de cálculo das armaduras circunferenciais

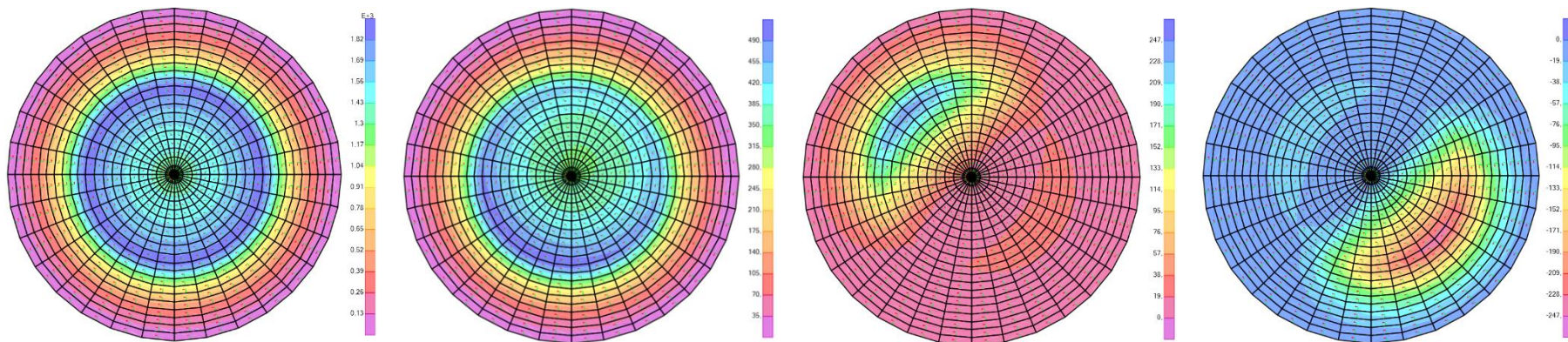


Figura 11.38 - Envolventes máxima e mínima dos momentos M_{11} [kN.m/m] e M_{12} [kN.m/m]

Tabela 11.25 - Armaduras circunferenciais segundo o eixo 1

Coroa Circular	Combinação de Ações	b_t [cm]	h [cm]	d [cm]	θ [°]	M_{11} [kN.m/m]	M_{12} [kN.m/m]	$n_{11,inf}$ [kN/m]	$n_{11,sup}$ [kN/m]	$n_{12,inf}$ [kN/m]	$n_{12,sup}$ [kN/m]	$A_{s,cal}$ [cm ² /m]		Superior		Inferior		Varões		$A_{s,adot}$ [cm ² /m]	
												Superior	Inferior	ϕ	//	ϕ	//	Superior	Inferior	Superior	Inferior
1	ELU(T+)_SC_I	100	72	67	45	93,17	3,75	155,84	-155,49	8,29	-4,25	3,77	10	0,2	16	0,3	$\phi 10//0,2$	$\phi 16//0,3$	3,95	6,70	
2	ELU(T+)_SC_I	100	85	80	45	164,10	4,51	229,37	-229,32	7,59	-5,00	5,45	10	0,2	16	0,25	$\phi 10//0,2$	$\phi 16//0,25$	3,95	8,04	
3	ELU(W)_SC_I_T+	100	98	93	45	265,50	3,66	318,92	-318,92	4,72	-4,06	7,44	10	0,2	16	0,25	$\phi 10//0,2$	$\phi 16//0,25$	3,95	8,04	
4	ELU(W)_SC_I_T+	100	111	106	45	400,48	2,73	421,78	-421,78	3,31	-2,44	9,78	10	0,2	16	0,2	$\phi 10//0,2$	$\phi 16//0,2$	3,95	10,05	
5	ELU(W)_SC_I_T+	100	124	119	45	571,86	1,07	536,21	-536,20	2,25	0,25	12,38	10	0,2	16	0,15	$\phi 10//0,2$	$\phi 16//0,15$	3,95	13,40	
6	ELU(W)_SC_I_T+	100	137	132	45	782,09	1,45	660,85	-660,82	3,43	0,97	15,28	10	0,2	16	0,1	$\phi 10//0,2$	$\phi 16//0,1$	3,95	20,10	
7	ELU(W)_SC_I_T+	100	150	145	45	1032,99	4,99	794,33	-794,27	7,26	-0,43	18,44	10	0,2	16	0,1	$\phi 10//0,2$	$\phi 16//0,1$	3,95	20,10	
8	ELU(W)_SC_I_T+	100	163	158	45	1325,41	9,86	935,08	-934,98	12,04	-1,87	21,78	10	0,2	20	0,1	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,1$	3,95	31,40	
9	ELU(W)_SC_I_T+	100	176	171	45	1658,61	13,36	1080,99	-1080,77	16,75	-0,67	25,25	10	0,2	20	0,1	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,1$	3,95	31,40	
10	ELU(W)_SC_I_T+	100	186	181	45	1909,81	27,98	1173,02	-1171,75	38,05	3,70	27,85	10	0,2	20	0,1	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,1$	3,95	31,40	
11	ELU(S2)	100	190	185	45	1502,94	252,39	974,57	-830,77	260,54	-42,64	28,41	10	0,2	20	0,1	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,1$	3,95	31,40	
12	ELU(S2)	100	190	185	45	1418,34	221,03	927,21	-776,50	237,09	-28,40	26,78	10	0,2	20	0,1	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,1$	3,95	31,40	
13	ELU(S2)	100	190	185	45	1340,11	191,28	882,55	-727,19	213,12	-16,64	25,20	10	0,2	20	0,1	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,1$	3,95	31,40	
14	ELU(S2)	100	190	185	45	1270,22	162,95	844,14	-681,65	189,81	-5,92	23,78	10	0,2	20	0,125	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,125$	3,95	25,12	
15	ELU(S2)	100	190	185	45	1207,99	135,91	810,82	-640,21	166,37	3,12	22,48	10	0,2	20	0,125	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,125$	3,95	25,12	
16	ELU(S2)	100	190	185	45	1153,46	110,04	782,89	-602,65	142,54	10,36	21,28	10	0,2	20	0,125	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,125$	3,95	25,12	
17	ELU(T+)_SC_I	100	190	185	45	1482,10	4,12	890,16	-890,14	3,44	-1,50	20,55	10	0,2	20	0,125	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,125$	3,95	25,12	
# Eixo xx	ELU(T+)_SC_I	100	190	185	45	2045,09	3,32	1228,29	-1228,27	2,66	-1,33	28,31	10	0,2	20	0,1	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,1$	3,95	31,40	
# Eixo xx	ELU(T+)_SC_I	100	190	185	45	2007,99	1,45	1206,00	-1206,00	1,12	-0,62	27,76	10	0,2	20	0,1	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,1$	3,95	31,40	
# Eixo xx	ELU(S2)	100	190	185	45	1379,19	0,14	829,09	-827,59	10,00	9,84	19,30	10	0,2	20	0,125	$\phi 10//0,2$	$\phi 20//0,125$	3,95	25,12	

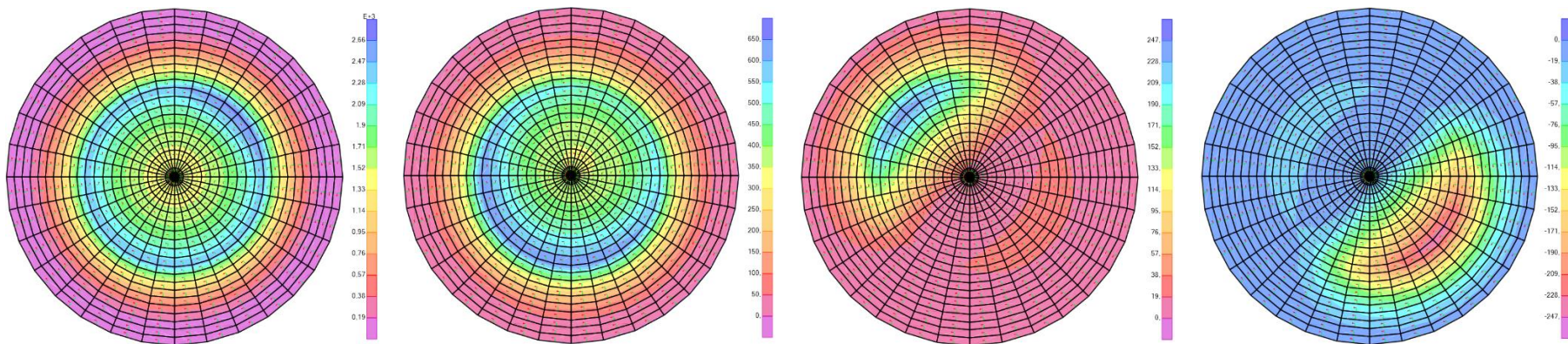


Figura 11.39 - Envolventes máxima e mínima dos momentos M_{22} [kN.m/m] e M_{12} [kN.m/m]

Tabela 11.26 - Armaduras radiais segundo o eixo 2

Coroa Circular	Combinação de Ações	b_t [cm]	h [cm]	d [cm]	θ [°]	M_{22} [kN.m/m]	M_{12} [kN.m/m]	$n_{11,inf}$ [kN/m]	$n_{11,sup}$ [kN/m]	$n_{12,inf}$ [kN/m]	$n_{12,sup}$ [kN/m]	$A_{s,cal}$ [cm ² /m]		Superior		Inferior		Varões		$A_{s,adot}$ [cm ² /m]	
												Superior	Inferior	ϕ	//	ϕ	//	Superior	Inferior	Superior	Inferior
1	ELU(S2)	100	72	67	45	16,16	18,15	29,53	-24,48	37,34	-23,29		1,54	10	0,2	20	0,3	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,3$	3,95	10,47
2	ELU(S2)	100	85	80	45	56,80	30,38	80,81	-77,96	51,41	-33,50		3,04	10	0,2	20	0,3	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,3$	3,95	10,47
3	ELU(S2)	100	98	93	45	199,53	8,58	239,68	-239,67	11,43	-9,18		5,78	10	0,2	20	0,3	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,3$	3,95	10,47
4	ELU(S2)	100	111	106	45	364,88	1,20	384,29	-384,28	2,60	0,08		8,90	10	0,2	20	0,225	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,225$	3,95	13,96
5	ELU(S2)	100	124	119	45	584,97	4,67	548,51	-548,48	6,52	-2,25		12,77	10	0,2	20	0,225	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,225$	3,95	13,96
6	ELU(S2)	100	137	132	45	863,98	9,37	730,04	-730,00	10,84	-5,01		17,04	10	0,2	20	0,175	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,175$	3,95	17,94
7	ELU(S2)	100	150	145	45	1207,61	15,51	928,61	-928,54	15,73	-8,13		21,72	10	0,2	20	0,125	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,125$	3,95	25,12
8	ELU(S2)	100	163	158	45	1623,63	23,43	1145,47	-1145,37	21,53	-11,53		26,84	10	0,2	20	0,1	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,1$	3,95	31,40
9	ELU(S2)	100	176	171	45	2123,00	33,68	1383,59	-1383,44	28,83	-15,06		32,49	10	0,2	20	0,075	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,075$	3,95	41,87
10	ELU(S2)	100	186	181	45	2727,31	52,10	1674,65	-1673,79	50,06	-13,91		39,67	10	0,2	20	0,075	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,075$	3,95	41,87
11	ELU(S2)	100	190	185	45	2735,74	58,06	1644,05	-1642,12	52,89	-16,85		39,03	10	0,2	20	0,075	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,075$	3,95	41,87
12	ELU(S2)	100	190	185	45	2471,66	49,63	1485,46	-1483,49	47,25	-12,37		35,25	10	0,2	20	0,1	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,1$	3,95	31,40
13	ELU(S2)	100	190	185	45	2229,78	41,90	1340,19	-1338,22	41,85	-8,48		31,79	10	0,2	20	0,1	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,1$	3,95	31,40
14	ELU(S2)	100	190	185	45	2009,25	34,79	1207,77	-1205,75	36,95	-4,83		28,63	10	0,2	20	0,1	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,1$	3,95	31,40
15	ELU(S2)	100	190	185	45	1809,19	28,27	1087,63	-1085,56	32,44	-1,53		25,76	10	0,2	20	0,1	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,1$	3,95	31,40
16	ELU(S2)	100	190	185	45	1628,71	22,32	979,27	-977,13	28,31	1,50		23,17	10	0,2	20	0,125	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,125$	3,95	25,12
17	ELU(T+)_SC_I	100	190	185	45	1563,63	4,12	939,12	-939,10	3,44	-1,50		21,68	10	0,2	20	0,125	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,125$	3,95	25,12
# Eixo yy	ELU(T+)_SC_I	100	190	185	45	2110,27	3,32	1267,44	-1267,42	2,66	-1,33		29,21	10	0,2	20	0,1	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,1$	3,95	31,40
# Eixo yy	ELU(T+)_SC_I	100	190	185	45	2036,99	1,45	1223,42	-1223,42	1,12	-0,62		28,16	10	0,2	20	0,1	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,1$	3,95	31,40
# Eixo yy	ELU(T+)_SC_I	100	190	185	45	1990,64	0,35	1195,58	-1195,58	0,39	-0,04		27,51	10	0,2	20	0,1	$\phi 10/0,2$	$\phi 20/0,1$	3,95	31,40

b) ELU - STR - Punçoamento

A verificação da segurança ao punçoamento é assegurada uma vez que se trata de uma sapata rígida.

c) ELS - Fendilhação

A fendilhação foi verificada através do controlo indireto.

d) ELU - GEO - Rotura do solo de fundação

A verificação foi realizada nas mesmas condições da sapata do silo de retenção.

Tabela 11.27 - Parâmetros resistentes e peso volúmico do solo de fundação

ϕ'_d [°]	c'_d [°]	γ_d [kN/m ³]
25,0	10,0	18,0

Tabela 11.28 - Geometria da sapata

d [m]	D [m]	H [m]	α [°]
16,5	2,9	1,9	0

Tabela 11.29 - Carga vertical e respetiva inclinação

V'_d [kN]	θ [°]
63106	0

Tabela 11.30 - Coeficientes de capacidade resistente

N_q [-]	N_c [-]	N_γ [-]
10,66	20,72	9,01

Tabela 11.31 - Fatores corretivos da forma da sapata

s_q [-]	s_c [-]	s_γ [-]
1,42	1,47	0,70

Tabela 11.32 - Fatores corretivos da inclinação da carga

i_q [-]	i_c [-]	i_γ [-]	m [-]
1	1	1	1,50

Tabela 11.33 - Fatores corretivos da inclinação da base da sapata

b_q [-]	b_c [-]	b_γ [-]
1	1	1

Tabela 11.34 - Capacidade resistente do solo de fundação e verificação da segurança

q'_{rd} [kPa]	R'_d [kN]		V'_d [kN]	Segurança
2022	425300	\geq	63106	Verifica

Analisou-se, também, se a estratificação dos solos interferia com a profundidade atingida pelo bolbo das pressões na rotura. Concluiu-se, que existia interferência, tendo-se considerado de uma forma conservativa as características do terreno menos resistente.

e) ELU - EQU - Deslizamento

A segurança ao deslizamento é verificada pois desprezando a resistência lateral mobilizada pelo impulso passivo é ainda dez vezes superior à provocada pelo sismo.

Tabela 11.35 - Parâmetros referentes ao atrito

ϕ'_{cr} [°]	δ_d [°]
25	25

Tabela 11.36 - Capacidade resistente do solo de fundação e verificação da segurança

V'_d [kN]	R'_{hd} [kN]		H'_d [kN]	Segurança
47798	22288	\geq	1879	Verifica

f) ELU - EQU - Derrubamento

A sapata está sempre em contacto com o solo de fundação para qualquer combinação de ações.

III. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo principal do presente TFM foi consolidar e adquirir conhecimentos e enquadrá-los na metodologia de trabalho utilizada pelos engenheiros em gabinetes de projeto.

Para isso foi necessário:

- Solidificar e aprofundar os conhecimentos sobre análise estrutural e dimensionamento de estruturas adquiridos durante o percurso acadêmico;
- Aprofundar, rever e cimentar os Eurocódigos;
- Utilizar programas de cálculo automático, tais como: o “SAP2000”, o “Robot Structural Analysis” e de outros softwares de cálculo como o “Semi-Comp”, o “LT Beam”, o “A3C+”, o “Ftool”, o “GaLa Reinforcement”, o “XD-CoSec” e o “XD-ConServ”;
- Proceder à calibração de modelos automáticos comparando os resultados com os calculados por via analítica;
- Utilizar ferramentas de desenho assistido por computador recorrendo nomeadamente ao “AutoCAD” e “AutoCAD Plant 3D”;
- Desenvolver folhas de cálculo em “Excel” muito detalhadas de modo a poderem servir a futuros trabalhos.

Desenvolvimentos futuros

No processo de pesquisa e elaboração do presente trabalho final de mestrado surgiram temáticas que merecem uma especial atenção futura:

- Estruturas Metálicas para *Offshores* e Energias Renováveis;
- Silos Metálicos;
- Pontes Metálicas;
- Estruturas em aço leve LSF (*Light Steel Frame*);
- Estudo de placas;
- Softwares “Revit”, “Advance Steel”;
- Implementação da metodologia “BIM”.

IV. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E BIBLIOGRAFIA

- Agostinho, J. F. (2016). *Dimensionamento de um Edifício Metálico de Ensacagem a Construir numa Instalação Industrial*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Amarante, F. M. (2012). *Encurvadura Lateral em Vigas Metálicas Sujeitas a Flexão Desviada*. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- American Society of Civil Engineers. (2011). *Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities*. American Society of Civil Engineer, Virginia.
- Antunes, M. I. (2016). *Projeto de Estabilidade de um Edifício para uma Sala Elétrica em Betão Armado e Estrutura Metálica*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Appleton, J. (2013). *Estruturas de Betão* (1ª ed.). Edições Orion, Lisboa.
- Araújo, C. M. (2016). *Dimensionamento de uma Ponte Metálica de suporte de uma Tela Transportadora de Inertes a utilizar numa Instalação Industrial*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Araújo, C. M. (Julho de 2016). Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização de Estruturas. *Dimensionamento de uma Ponte Metálica de suporte de uma Tela Transportadora de Inertes a utilizar numa Instalação Industrial*.
- Aubyn, D. O. (2012). *Estudo, projecto e análise comparativa de custos entre duas condições de fundação de um tanque de hexano*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Bastos, F. J. (2008). *Comportamento aerodinâmico de estruturas esbeltas. Análise de efeitos de rajada*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Bento, R. (2003). *Análise Estáticas Não Lineares*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Bernardo, Â. R. (2012). Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. *Elementos estruturais metálicos de inércia variável*.

- Bernardo, Â. R. (2012). *Elementos estruturais metálicos de inércia variável*. Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Bica, N. M. (Julho de 2015). Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas. *Encurvadura por Flexão-Torção de Colunas-Viga Elásticas com Secção Aberta de Parede Fina - Avaliação dos Efeitos da Deformação de Pré-Encurvadura*.
- Bolina, C., Palechor, E., Vásquez, M., Nicacio, W., Gutierrez, M., & Lopez, A. (2014). Vibrações: As frequências naturais estimada e experimental de uma estrutura. *Congresso Nacional de Matemática Aplicada à Indústria, Goiás*.
- Brazão Farinha, J. P., Brazão Farinha, M., & Correia dos Reis, A. (2012). *Tabelas técnicas* (2ª ed.). Edições Técnicas E.T.L, Lisboa.
- Bretle, M., & Brown, D. (2009). *Steel Building Design: Concise Eurocodes*. The Steel Construction Institute, Ascot.
- Brown, D. (nd). *AD 390: Lateral Torsional Buckling of channels in accordance with EN 1993-1-1*. The Steel Construction Institute.
- Bureau, A. (2006). Dimensionamento de uma barra comprimida e flectida segundo a EN 1993-1-1. *Revista Construção Metálica*.
- Butenweg, C., Rosin, J., & Holler, S. (2017). Analysis of Cylindrical Granular Material Silos under Seismic Excitation. *MDPI*.
- Calado, L. (1994). *Resistência de Materiais 2 - Estabilidade do Equilíbrio*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Calado, L., & Santos, J. (2013). *Estruturas mistas de aço e betão* (2ª ed.). IST Press, Lisboa.
- Camara, J. (2014). *Estruturas de Betão I*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Campana, S. (2012). *Éléments en béton armé soumis à une combinaison de flexion, effort tranchant et forces de déviation*. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.

- Campos, A. P. (2011). *Dimensionamento de um Silo em Betão Armado para stockagem de Cimento com Fundações Indirectas*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Cardoso, D. M. (2016). *Dimensionamento de um Pavilhão Metálico para Armazenagem de Paletes de Madeira*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Cardoso, J. M. (2011). *Desenvolvimento de uma Ferramenta para a Verificação Automática de Colunas-Viga de Acordo com o Eurocódigo 3*. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Carvalho, J. F., & Gonçalves, L. M. (2010). *Dimensionamento de silos metálicos e de betão armado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- CIMPOR. (2019). *CIMPOR*. Obtido de https://www.cimpor.com/cimento#processo_de_fabrico
- Coelho, F. M. (2010). *Análise e Dimensionamento à Acção Sísmica*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Cordeiro, J. G. (2014). *Aparelhos de Apoio em Pontes. Vida Útil e Procedimentos de Substituição*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Correia, D. A. (2015). *Dimensionamento de um Edifício Misto de Receção de Areias e Pirites*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Correia, D. A. (Fevereiro de 2015). Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização de Estruturas. *Dimensionamento de um Edifício Misto de Receção de Areia e Pirites*.
- Correia, P. F. (2008). *Concepção e dimensionamento de silos de betão armado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Cruz, F. d. (2009). *Aspectos de análise e concepção para reservatórios de betão armado*. Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Cruz, J. P. (2010). *Acção do vento e segurança estrutural de edifícios industriais dotados de elementos fusíveis na envolvente*. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

- CSI. (2006). Concrete Frame Design. *General Design Information - Concrete Shell Reinforcement Design*.
- Delgado, P. A. (2015). *Dimensionamento de um Pavilhão Industrial Misto com Fundações Indirectas*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Dias, A. F. (2017). *Dimensionamento de uma Estrutura Metálica para Transporte de Inertes*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Dias, A. F. (Fevereiro de 2017). Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Estruturas. *Dimensionamento de uma Estrutura Metálica para Transporte de Inertes*.
- EC3: *Guida Técnica*. (2007). Obtido de https://www.castaliaweb.com/ACCIAIO-GUIDA/guid_ec3.htm
- EN 1991-4. (2006). *Eurocode 1: Actions on structures - Part 4: Silos and tanks*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- EN 1998-4. (2006). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- EngenhariaCivil.com. (2017). Obtido de EngenhariaCivil.com: <https://www.engenhariacivil.com/amortecedor-massa-sintonizada-taipei-101>
- EurocodeApplied.com. (2017). *EurocodeApplied.com*. Obtido de <https://eurocodeapplied.com/>
- Ferreira, A. M. (2009). *Análise e dimensionamento de reservatórios circulares de betão armado pré-esforçado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Ferrito, T. F. (2014). *Avaliação sísmica de um edifício “de placa” do Bairro de Alvalade*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Filho, W. L., Carvalho, R. C., Christoforo, A. L., & Lahr, F. A. (2017). Dimensioning of Isolated Footing Submitted to the under Biaxial Bending Considering the Low Concrete Consumption. *International Journal of Materials Engineering*.

- Gardner, L., & Nethercot, A. (2005). *Designer's Guide to EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of Steel Structures*. Thomas Telford, London.
- Gomes, M. N. (2015). *Projeto de Fundações e Estrutura de um Hotel em Lisboa*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Gorgulho, A. S. (2008). *Betão Estrutural II*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Greiner, R., M, K., Lechner, A., Freytag, B., Linder, J., Laspart, J., . . . Oerder, R. (2009). *SEMI-COMP: Plastic member capacity of semi-compact steel sections - a more economic design*. Directorate-General for Research Information and Communication Unit, Brussels.
- Group Arbed. (2001). *Profil Arbed (3ª ed.)*. Europrofil S.A., Esch-sur-Alzette.
- Guerrin, A., & Lavour, R. (1976). *Traite de béton armé*. Dunod, Paris.
- Hauksson, H., & Vilhjálmsson, J. (2014). *Lateral-Torsional Buckling of Steel Beams with Open Cross Section*. Chalmers University of Technology, Gothenburg.
- Institut Supérieur du Bâtiment et des Travaux Publics. (2006). *Calcul et dimensionnement des silos en béton armé et en béton précontraint*. Institut Supérieur du Bâtiment et des Travaux Publics, Marseille.
- Jacinto, L. C. (2013). *Bases para o projecto de estruturas segundo o EC0*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Jacinto, L. C. (2013). *Variações de temperatura: quantificação de acordo com o EC1*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Jacinto, L. C. (2014). *Acção do vento: quantificação de acordo com o EC1*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Jacinto, L. C. (2014). *Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Jacinto, L. C., Evangelista, L. R., & Pedro, P. T. (2013). *Mecânica dos Sólidos II - Colunas*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.

- Kováč, M. (2015). Elastic critical axial force for the torsional-flexural buckling of thin-walled metal members: An approximate method. *Slovak Journal of Civil Engineering*.
- KOVÁČ, M. (2015). Elastic critical axial force for the torsional-flexural buckling of thin-walled metal members: An approximate method. *Slovak Journal of Civil Engineering*.
- Lan, N. (2007). *SAP2000 Features & A to Z Problems*. Da Nang University, Da Nang.
- Leite, L. M. (2008). *Silos metálicos*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Lucas, F. M. (2017). *Dimensionamento de uma Estrutura Metálica de suporte de uma Tela Transportadora de Biomassa*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Lúcio, V. (2006). *Estruturas de Betão Armado I - 10. Estado Limite de Deformação*. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Marchão, C., Appleton, J., & Camara, J. (2008). *Esruturas de Betão II*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Martins, J. G. (2011). *Estruturas Metálicas - EC3 - Parte 1.1/Volume III* (7^a ed.). Universidade Fernando Pessoa, Porto.
- Martins, J. G. (2011). *Estruturas Metálicas - EC3 - Parte 1.1/Volume IV* (4^a ed.). Universidade Fernando Pessoa, Porto.
- Martins, J. G. (2011). *Estruturas Metálicas - EC3 (versão 1993) - Ligações* (1^a ed.). Universidade Fernando Pessoa, Porto.
- Martins, J. G., & Carneiro, F. (2008). *Análise de Estruturas - Contraventamento de Edifícios* (1^a ed.). Universidade Fernando Pessoa, Porto.
- Melo, M. C. (2017). *Projeto de estruturas e fundações de um edifício de habitação situado no Algarve segundo os Eurocódigos estruturais*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Mendes, P. M., & Pedro, J. O. (2020). *Dimensionamento de estruturas de edifícios e estruturas especiais* (1^a ed.). IST Press, Lisboa.

- Meneses, M. B. (2013). *Análise e dimensionamento estrutural de um reservatório cilíndrico em betão armado*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Montoya, J. (2010). *Hormigon Armado* (1ª ed.). Editorial Gustavo Gili.
- Nateghi, F., & Yakhchalian, M. (2011). Seismic behavior of silos with different height to diameter ratios considering granular material-structure interaction. *International Institute of Earthquake Engineering and Seismology*.
- NP EN 1990. (2009). *Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- NP EN 1991-1-1. (2009). *Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas - Parte 1-1: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- NP EN 1991-1-4. (2010). *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais - Ações do vento*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- NP EN 1991-1-5. (2009). *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-5: Ações gerais - Ações térmicas*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- NP EN 1992-1-1. (2010). *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- NP EN 1993-1-1. (2010). *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- NP EN 1993-1-8. (2010). *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projecto de ligações*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- NP EN 1997 -1. (2010). *Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- NP EN 1998-1. (2010). *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.
- NP EN 206-1. (2017). *Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa.

- Nunes, P. E. (2008). *Acção do vento em coberturas metálicas. Modelação de uma estrutura do tipo “sombreador”*. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Oliveira, N. A. (2016). *Projeto de Fundações e Estrutura de um Edifício em Lisboa*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Pereira, R. D. (2011). *Edifícios altos – problemas associados e análise estrutural de um caso prático*. Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto.
- Pieraccini, L. (2017). *On the Seismic Behavior of Ground-Supported Circular Silos Containing Grain-like Material*. Università di Bologna, Bologna.
- Pieraccini, L., Palermo, M., Silvestri, S., & Gasparini, G. (2016). Seismic horizontal forces exerted by granular material on flat bottom silos: experimental and analytical results. *Department DICAM, University of Bologna, Bologna*.
- Pinhal, F. P. (2015). *Dimensionamento de um Edifício Destinado a Centro de Dia para Idosos e Creche*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Pinhal, F. P. (Setembro de 2015). Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre Em Engenharia Civil na Área de Especialização em Estruturas. *Dimensionamento de um Edifício Destinado a Centro de Dia para Idosos e Creche*.
- Pires, E. B., Camotim, D., & Dinis, P. B. (2010). *Apontamentos de flexão elástica de peças lineares*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Portland Cement Association. (1993). *Circular concrete tanks without prestressing*. Portland Cement Association, Illinois.
- Pravia, Z. C., Drehmer, G. A., & Júnior, E. M. (2010). *Galpões para Usos Gerais* (4ª ed.). Instituto Aço Brasil - Centro Brasileiro da Construção em Aço, Rio de Janeiro.
- Ramos, R. A. (1993). *Nova filosofia de cálculo de estruturas de aço - Eurocódigo 3*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Reis de Barros, J., & Ascuito, A. (2015). *Estruturas de suporte e fundações*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.

- Reis, A., & Camotim, D. (2012). *Estabilidade e Dimensionamento de Estruturas*. Edições Orion, Lisboa.
- Rojas, A. L. (2014). A comparative study for dimensioning of footings with respect to the contact surface on soil. *International Journal of Innovative Computing, Information and Control*.
- Rolão, P. D. (2018). *Projeto de Fundações e Estrutura da Escola Superior de Enfermagem Pólo Artur Ravara em Lisboa*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Saleem, M. U., Khurshid, H., Qureshi, H. J., & Siddiqi, Z. A. (2018). A Simplified Approach for Analysis and Design of Reinforced Concrete Circular Silos and Bunkers. *The Open Construction and Building Technology Journal*.
- Sanches, P. F. (2015). *Dimensionamento de um Pavilhão Industrial Metálico com Fundações Indirectas*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Sanches, P. F. (Julho de 2015). Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização de Estruturas. *Dimensionamento de um Pavilhão Industrial Metálico com Fundações Indirectas*.
- Santos Bastos, P. (2012). *Sapatas de Fundação*. Universidade Estadual Paulista, São Paulo.
- Santos Viseu, J. (2014). *Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-1:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Santos Viseu, J. (2014). *Introdução aos eurocódigos estruturais - NP EN 1993-1-8:2010 Projecto de Estruturas de Aço - Projecto de Ligações*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Santos Viseu, J. (2014). *Projecto de Estruturas - Parte Metálica e NP EN 1991-1-4 - Acção do Vento*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Silva, M., & Carvalho, L. (2015). Ferramenta computacional para dimensionamento de silo unicelular de concreto armado - Parte I: Silo de seção circular. *Journal of the Brazilian Association of Agricultural Engineering*.
- Silva, P. M. (2016). *Dimensionamento de um Edifício Misto de Ensacagem a construir numa Instalação Industrial*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.

- Silva, P. M. (2016 de Janeiro). Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Estruturas. *Dimensionamento de um Edifício Misto de Ensacagem a construir numa Instalação Industrial*.
- Silva, T. F. (2011). *Dimensionamento dos Elementos Constituintes de uma Estrutura Espacial em Aço*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Silva, T. F. (2011 de Maio). Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Estruturas. *Dimensionamento dos Elementos Constituintes de uma Estrutura Espacial em Aço*.
- Sismólogas. (2017). *Sismólogas*. Obtido de http://sismologas.blogspot.com/2017/06/a-distribuicao-dossismos-esta-associada_5.html
- Soeiro e Sá, A. (2009). *Betão Estrutural I*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Teixeira, D. M. (2014). *Análise Estática Não Linear de um Edifício em Betão Armado*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Togarsi, R. (2015). Seismic response of reinforced concrete silos. *International Journal of Research in Engineering and Technology*.
- Vieira, C. M. (2013). *Acção do vento em edifícios altos*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Vieira, J. A. (2013). *Dimensionamento de um Pavilhão Misto (Metálico + Betão Armado)*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Vieira, N. J. (2010). *Análise, Dimensionamento e Optimização de uma Cúpula Metálica*. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Virtuoso, F. (2009). *Estabilidade de Estruturas. Colunas e Vigas-colunas*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Virtuoso, F. (2011). *Análise e verificação da segurança de estruturas de aço. Resistência de secções*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.